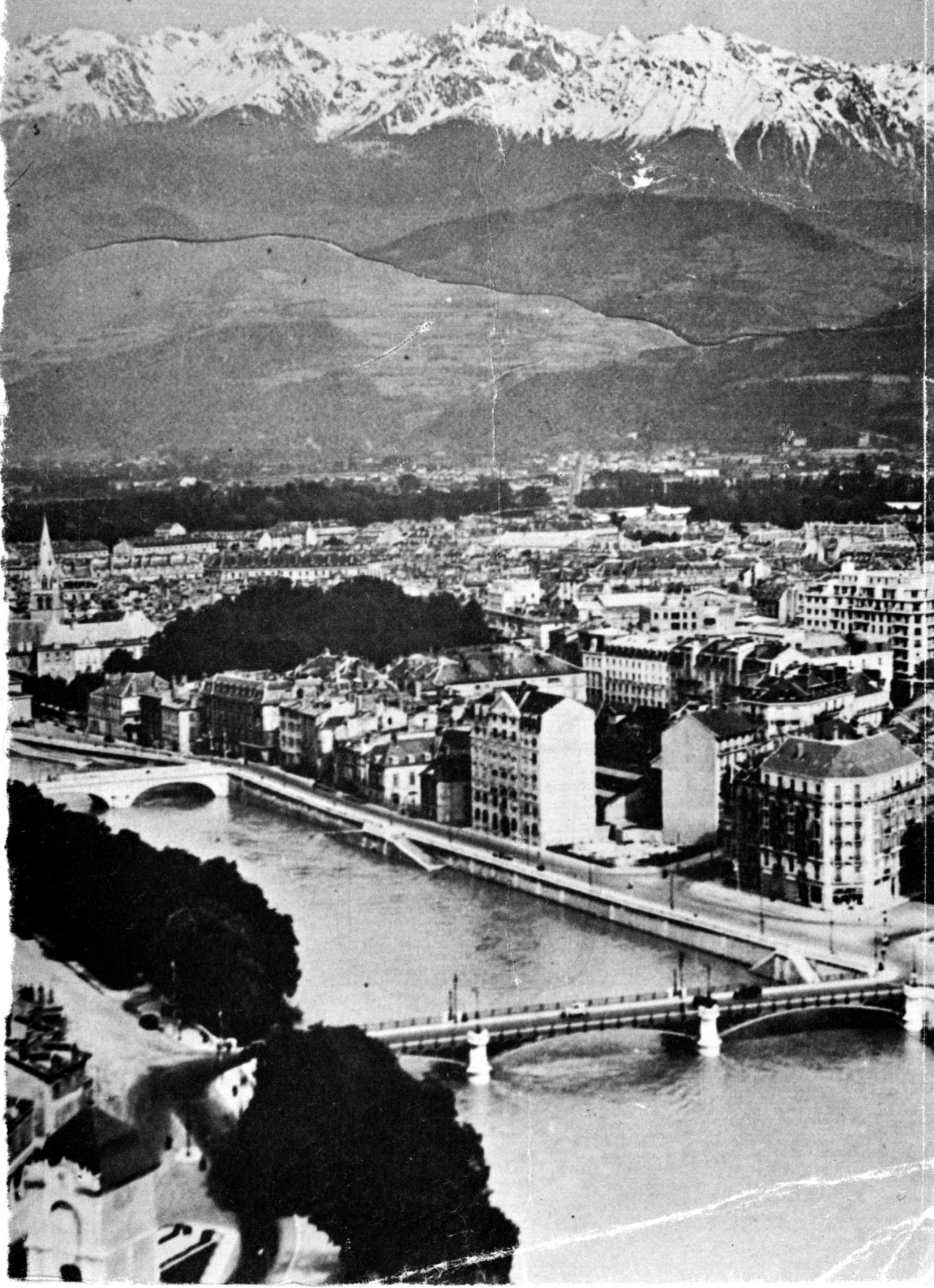


PERSONAL PROPERTY OF  
ORVILLE T. MAGOON

# COASTAL ENGINEERING



PROCEEDINGS OF THE FIFTH CONFERENCE

ON

COASTAL ENGINEERING

GRENOBLE, FRANCE

SEPTEMBER 1954

*Edited by*

J. W. JOHNSON

*Professor of Hydraulic Engineering*

University of California

Berkeley

Published by

COUNCIL ON WAVE RESEARCH  
THE ENGINEERING FOUNDATION

1955

COPYRIGHTED 1955  
COUNCIL ON WAVE RESEARCH  
Engineering Field Station  
University of California  
Richmond 4, Calif.

PUBLICATIONS OF THE COUNCIL ON WAVE RESEARCH

Proceedings, First Conference on Coastal Engineering	\$4.50
Proceedings, Second Conference on Coastal Engineering	Out of print
Proceedings, Third Conference on Coastal Engineering	\$4.50
Proceedings, Fourth Conference on Coastal Engineering	\$5.00
Proceedings, Fifth Conference on Coastal Engineering	\$7.50
Glossary of Terms and List of Standard Symbols	\$1.00
Gravity Waves, Tables of Functions	\$1.00
Proceedings, First Conference on Ships and Waves	\$6.00

*Lithographed in the United States of America*

THE NATIONAL PRESS  
Palo Alto, California

## ACKNOWLEDGMENTS

This Congress was organized under the responsibility of the Council on Wave Research and the University of Grenoble.

Monsieur Jean BERTHOIN, Sénateur de l'Isère, Ministre de l'Education Nationale in France accorded his patronage to the Congress.

The "Ministère de l'Education Nationale," the "Direction Générale des Ports Maritimes au Ministère des Travaux Publics," the "Direction des Etudes et Recherches de l'Electricité de France," the "Association des Amis de l'Université de Grenoble," the "Etablissements Neyrpic" took an active part in the organization of the Congress.

Subventions were granted by the "Direction de l'Enseignement Supérieur du Ministère de l'Education Nationale," the "Direction des Relations Culturelles au Ministère des Affaires Etrangères," the "Conseil de l'Université de Grenoble" and the "Ecole Nationale Supérieure d'Electrotechnique et d'Hydraulique de Grenoble," the "Conseil Général de l'Isère" and the "Municipalité de Grenoble".

The persons who have contributed particularly to the success of the Congress are:

- MM. Gaston BERGER, Directeur Général de l'Enseignement Supérieur au Ministère de l'Education Nationale;
- Henry PARISELLE, Recteur de l'Académie de Grenoble;
- Félix ESCLANGON, Directeur de l'Ecole Nationale Supérieure d'Electrotechnique et d'Hydraulique de Grenoble;
- Maurice GARIEL, Président/Directeur Général des Etablissements Neyrpic, Grenoble;
- Paul MERLIN, Président-Directeur Général des Etablissements Merlin et Gerin, Grenoble et Président de l'Association des Amis de l'Université de Grenoble;
- André de ROUVILLE, Inspecteur Général des Ponts et Chaussées, Paris;



- Henri GRIDEL, Directeur du Laboratoire National d'Hydraulique de Chatou, Chef de Division au Laboratoire d'Hydraulique de l'Electricité de France;
- Pierre DANIEL, Ingénieur en Chef aux Ets. Neyrpic, Directeur du Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique Neyrpic, Grenoble;
- Julien KRAVTCHENKO, Professeur à la Faculté des Sciences de Grenoble, Directeur des Laboratoires de Mécanique des Fluides à l'Ecole Nationale Supérieure d'Electrotechnique et d'Hydraulique, Grenoble;
- Gaston SAUVAGE DE SAINT MARC, Directeur Adjoint du Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique Neyrpic, Grenoble;
- René FRAPPAT, Secrétaire Général de l'Association des Amis de l'Université de Grenoble;
- Général MEUNIER, Délégué Général de l'Association des Amis de l'Université de Grenoble.

## CONTENTS

ACKNOWLEDGMENTS . . . . .	iii
---------------------------	-----

### Part I

#### THEORETICAL AND OBSERVED WAVE CHARACTERISTICS

Chapter 1. SURFACE WAVES ON ENCLOSED BODIES OF WATER R. W. Burling	1
Chapter 2. THE KELVIN-HELMHOLTZ INSTABILITY OF WAVES ON THE SURFACE OF THE SEA . . . . . J. R. D. Francis	12
Chapter 3. CHAMP HYDRODYNAMIQUE D'UNE HOULE EN PROFONDEUR CONSTANTE . . . . . H. Bureste et Ch. Chartier	14
Chapter 4. THE SHOALING AND BREAKING OF THE SOLITARY WAVE . . . . . A. T. Ippen and Gershon Kulin	27
Chapter 5. REMARQUES SUR LE CALCUL DES AMPLITUDES DE LA HOULE LINEAIRE ENGENDREE PAR UN BATTEUR J. Kravtchenko	50
Chapter 6. SUR LES PHENOMENES PARASITES DANS UN CANAL A HOULE . . . . . J. Kravtchenko et L. Santon	62
Chapter 7. ETUDE DU COEFFICIENT DE REFLEXION D'UNE HOULE SUR UN OBSTACLE CONSTITUE PAR UN PLAN INCLINE . . . . . L. Greslou et Y. Mahe	68
Chapter 8. SEICHE IN PORTS . . . . . A. S. Apte and C. Marcou	85
Chapter 9. THE SIMILITUDE OF SCALE MODELS FOR THE STUDY OF SEICHES IN HARBOURS . . . . . F. Biesel	95
Chapter 10. TWO-DIMENSIONAL SEICHE IN A BASIN SUBJECTED TO INCIDENT WAVES . . . . . B. Le Mehaute	119
Chapter 11. CARACTERISTIQUES DU DEFERLEMENT GEO- HYDROLOGIQUE DES VAGUES AU-DESSUS DE SOURCES SOUS-MARINES . . . . . Agatino D'Arrigo	151

## Part 2

## FIELD AND LABORATORY INSTRUMENTS AND EQUIPMENT

Chapter 12. WAVE-MEASURING BY MEANS OF THE INTEGRATOR . . . . .	157
P. J. Wemelsfelder	
Chapter 13. LES APPAREILS REALISES A CHATOU POUR LA MESURE DE LA HOULE NATURELLE . . . . .	170
J. Valembois	
Chapter 14. A CAPACITANCE-WIRE RECORDER FOR SMALL WAVES . . . . .	177
M. J. Tucker and H. Charnock	
Chapter 15. ENREGISTREMENT GRAPHIQUE DU PROFIL D'UNE HOULE DE LABORATOIRE ANALYSE HARMONIQUE . . . . .	189
L. Santon	
Chapter 16. LE COURANTOGAPHE B.B.T. - NEYRPIC . . . . .	208
Capitaine Duroche and M. J. Rigard	
Chapter 17. LA REPRESENTATION DES PHENOMENES MARINS SUR MODELES REDUITS . . . . .	219
H. Gridel	
Chapter 18. DIFFRACTION DE LA HOULE DEVANT UN BATEUR PLAN . . . . .	233
Roland Bouyssou	
Chapter 19. HARMONICS OF A WAVE . . . . .	250
A. S. Apte	
Chapter 20. PLAGE D'AMORTISSEMENT POUR CANAL A HOULE . . . . .	258
C. Marcou	

## Part 3

## COASTAL SEDIMENT PROBLEMS

Chapter 21. MIGRATING SAND WAVES OR SAND HUMPS, WITH SPECIAL REFERENCE TO INVESTIGATIONS CARRIED OUT ON THE DANISH NORTH SEA COAST . . . . .	269
Per Bruun	
Chapter 22. TRANSPORT LITTORAL FORMATION DE FLECHES ET DE TOMBOLOS . . . . .	296
M. G. Sauvage de Saint Marc et M. G. Vincent	

Chapter 23. THE HISTORY OF A TIDAL LAGOON INLET AND ITS IMPROVEMENT (THE CASE OF AVEIRO, PORTUGAL) Carlos Krus Abecasis	329
Chapter 24. LE REGIME DE LA RADE DE TANGER . . . . Jean Laurent	364
Chapter 25. OBSERVATIONS SUR LE COLMATAGE DE L'ANSE DE L'AIGUILLON (FRANCE). . . . . M. F. Verger	379
Chapter 26. OBSERVATIONS ON THE TRAVEL OF SHORE MATERIAL ALONG A CHALK FORESHORE . . . . . H. W. Coultas	381
Chapter 27. ESSAIS D'ENTRAINEMENT DE MATERIAUX SOLIDES SOUS L'EFFET DE LA HOULE ET DU CLAPOTIS Andre Martinot-Lagarde et Andre Fauquet	383
Chapter 28. COMPARAISON ENTRE DES TURBIDITES MESUREES DANS UN ESTUAIRE DE DES TURBIDITES CALCULEES A PARTIR D'ESSAIS EN LABORATOIRE Andre Wallet	395

## Part 4

## DESIGN AND CONSTRUCTION OF COASTAL WORKS

Chapter 29. ABOUT THE ESTIMATION OF THE NUMBER OF DAYS WITH FAVORABLE METEOROLOGICAL AND OCEANOGRAPHICAL CONDITIONS FOR ENGINEERING OPERATIONS ON THE SEA COAST AND IN ESTUARIES . P. Santema	405
Chapter 30. LE VENT ET LA HOULE, Leur Valeur Maxima . Paul A. Gille	411
Chapter 31. REMARQUES GENERALES SUR LES MEMOIRES FRANCAIS PRESENTES POUR LA DEFENSE DES COTES A. de Rouville	432
Chapter 32. SOME SEA DEFENCE WORKS IN ENGLAND . . . C. H. Dobbie	441
Chapter 33. FUNDAMENTALS OF COAST EROSION AND DEFENCE . . . . . R. R. Minikin	448
Chapter 34. THE DUTCH PROGRAM OF INVESTIGATIONS ON STORM SURGES IN THE NORTH SEA . . . . . J. B. Schijf	472

Chapter 35. L'UTILISATION D'UN BRISE-LAMES POUR LA DEFENSE D'UNE PLAGE . . . . .	479
G. Delage	
Chapter 36. PROBLEMS DE DEFENSE DES COTES REÜSSITE DE ECHECS DE QUELQUES OUVRAGES . . . . .	495
M. Dreyfous-Ducas	
Chapter 37. LES OUVRAGES DE DEFENSE CONTRE LA MER SUR LA COTE FRANCAISE DE L'OCEAN ENTRE LA LOIRE ET LA GIRONDE . . . . .	514
F. Blondeau et A. Baste	
Chapter 38. RECONSTRUCTION DE LA DIGUE DE L'EST A DUNKERQUE . . . . .	555
V. Le Gorgeu et R. Guitonneau	
Chapter 39. BITUMEN IN COASTAL ENGINEERING . . . . .	587
Baron W. F. Van Asbeck	
Chapter 40. LE LABORATOIRE DU HAVRE POUR LA MESURE DES EFFORTS DUS AUX LAMES . . . . .	621
Pierre D. Côt	
Chapter 41. LES OUVRAGES RESONANTS ET LEUR APPLICA- TION A LA PROTECTION DES PORTS . . . . .	637
J. Valembois et C. Birard	
Chapter 42. LES PARE-CHOCS D'ACCOSTAGE . . . . .	642
P. Angles d'Auriac	
Chapter 43. LA PROTECTION CONTRE LE VENT DES NAVIRES A QUAI . . . . .	656
Jacques Valensi	



PART I  
THEORETICAL AND OBSERVED WAVE CHARACTERISTICS





## Chapter 1

### SURFACE WAVES ON ENCLOSED BODIES OF WATER

R.W. Burling

Department of Scientific and Industrial Research, New Zealand  
and  
National Institute of Oceanography, Great Britain

#### ABSTRACT

A series of observations was made on the surface waves on a reservoir half a mile wide and one mile in length in winds between 250 and 1300 cm/sec. A slight increase in wave period, and a considerable increase in wave height were observed when the air was colder than the surface water. The data obtained are compared with previous observations made on Abbott's Lagoon in California.

#### INTRODUCTION

For many engineering applications it is useful to know the relations which exist between the wind and the characteristics of waves on small lakes and reservoirs. This applies particularly in the design of earthwork constructions such as stop-banks near rivers or lakes, which may be seriously affected even by quite small waves.

In this paper the data obtained from observations on wind waves, for a wind range of 250 to 1300 cms/sec., and for fetches between 325 and 1300 metres, are described.

Such observations are a first stage in a complete investigation of the effects of wave action on constructions of different shapes and materials.

#### THE EXPERIMENTAL EQUIPMENT AND PROCEDURE

Waves were recorded simultaneously at two sites on a reservoir, using two capacitance-wire wave recorders similar to that described by M.J. Tucker and H. Charnock (1954) at the present Congress. A plan of the reservoir is shown in fig. 1; it has a uniform depth of 52 feet, and the concreted edges have a slope of one in three. All waves are deep-water waves and the energy reflected from the edges is small. For a distance of 3 miles the land is flat in all directions; the largest obstructions are trees and medium sized buildings. Within about one mile in the direction of the predominating winds (West to North) the ground is marshy with no trees except some small copses to the North. A few winds blew from the South or South-west, in which directions the land is clear for about half a mile with houses beyond. The reservoir banks slope down to the surrounding levels at a gradient of one in  $2\frac{1}{2}$  from a height of 40 feet.



Wave profiles were recorded on photographic paper using a galvanometer in the output of each wave recorder. Frequent calibrations of the "lewmex" insulated wire units were made. Successive calibrations showed a trend which was almost linear with the log of time from first placing the unit in water, as the capacity per cm changes in the manner similar to that described by Tucker and Charnock. There is also apparent in an individual calibration a non-linearity, the wire becoming less sensitive with increasing wave height. This non-linearity was superimposed on the time trend, but apparently follows no regular law. The maximum deviation from the trend of the calibrations, in the range of wave heights considered in this paper, was 8%; this is less than the deviation of means of height values found in a single record. In a later series of observations a polythene insulated wire is to be used and the difficulties involved with water absorption in the dielectric should be overcome. A further correction is necessary to allow for the length of screened cable used to connect the wire unit to the electronic recorder. This was checked on several occasions when calibrating the units by placing a fixed condenser across the inner core and shield of the connecting cable at the unit end, and measuring the galvanometer deflection produced, with the units in the calibrating tank, and in position for recording. Calm conditions were chosen and the factors involved were constant to within the limit of measurement of the deflections, during the whole period over which observations were taken.

Wind velocity was recorded by flashing a lamp which was connected in series with the contacts of a standard Meteorological Office cup anemometer, to produce a pip on the photographic chart each time the contacts were made. The anemometer was mounted on a pole at the end of a pier, (see plan, fig. 1), 30 feet above the mean level of the reservoir, and 18 feet above a parapet on the pier.

The wind direction was visually observed during each wave observation by watching a vane placed above the anemometer. Fluctuations about a mean of the order of 20 degrees were not usually exceeded, and the mean direction was recorded to the nearest 15 degrees. The fetch was determined from the mean wind direction, as the distance to the upwind shore. The fetch is variable for a wind varying  $15^\circ$  on either side of North-west, but for Westerly and Northerly winds a good estimate of fetch can be made (see fig. 1).

Before and after each observation the air temperature on the downwind bank and the surface water temperature from a bucket sample were measured.

Most of the observations were made during the period April, May, June 1953; each record from this series containing two continuous wave observations from the two sites marked on the plan, the wind velocity pips, and time marks at two second intervals. The duration of each record varied between 20 and 75 minutes, and about 26 hours of observations were analysed for wave periods, wave heights and wind velocity. For the wave data described in this paper a selection was made as described in the next

section, totalling about 15 hours of the observations. A few points from a previous series are also included; on these occasions waves were recorded at the site near the eastern shore only.

#### ANALYSIS OF THE RECORDS

Each record was divided into sections of one minute. The number of wave peaks and wave troughs were then counted during each minute, neglecting any obviously superimposed waves of much shorter period than the more or less regular run of waves, and making one count only for the 'double waves' typical of low amplitude regions in interference patterns. In this way a 'dominant' period was found. About fifty repeat counts were made on individual minute intervals selected at random at a later date, and in the worst case the discrepancy was 8% between separate counts; nearly all repetitions agreed to within  $\pm 3\%$  with a standard deviation of less than 2%. The somewhat subjective operation of counting waves was always performed independently of wind and fetch analysis.

A representative wave height for each one minute interval was found by measuring the distance between two lines, one such that one third of the number of peaks of the dominant waves were above it and the other such that one third of the dominant troughs were below it. Applying the calibration factor appropriate to the record to this distance, the wave height  $H_{1/3}$  which is exceeded by one third of the dominant waves during each minute was found.

The wind velocity over intervals varying usually between 40 and 60 secs. was found by measuring the time between the appropriate number of anemometer pips.

Every record was then carefully examined and time intervals of five minutes or longer were selected, such that the wind velocity was steady to within  $\pm 15\%$  (usually  $\pm 10\%$ ) and the mean wind direction was steady to within  $\pm 15$  degrees. When wind conditions were steady, a steady state of wave periods normally exists, but with a time lag in most cases of three to five, and occasionally eight, minutes. The figures for both wave period and wave height were then averaged over those minutes for which the periods were apparently dependent on the approximately steady wind velocity. This method of selection supplied about half the data used in this paper.

At this stage it became clear that no significant differences from these figures could be noticed if longer time intervals were chosen during which the mean wind direction was constant to within 15 degrees, but the wind velocity fluctuations were as high as 30%. Particular care was taken to avoid intervals during which obvious trends could be seen. These intervals of more variable wind were always greater than ten minutes and usually more than 15 minutes. The root-mean-square deviation of the individual minute wave heights  $H_{1/3}$  over the interval selected for averaging was in the worst case 15%, but usually less than 10%.

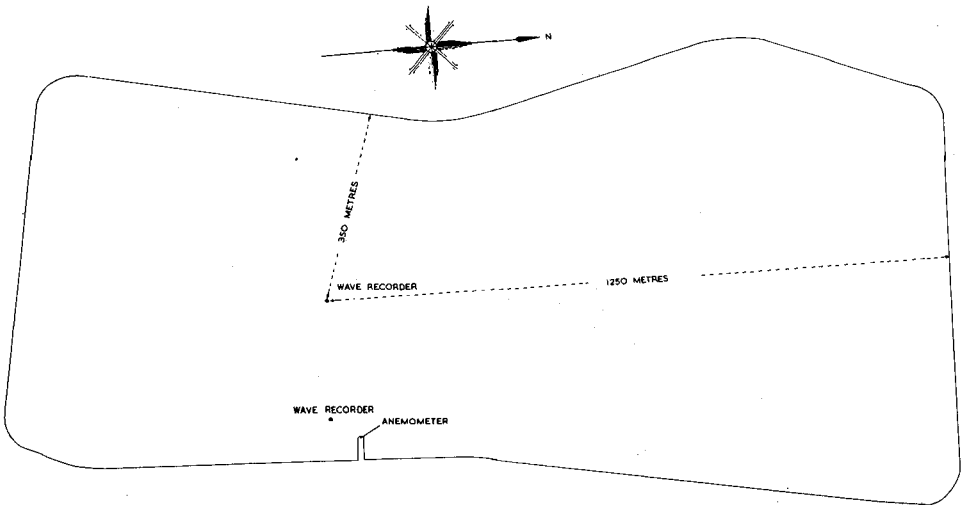


Fig. 1. Plan of reservoir

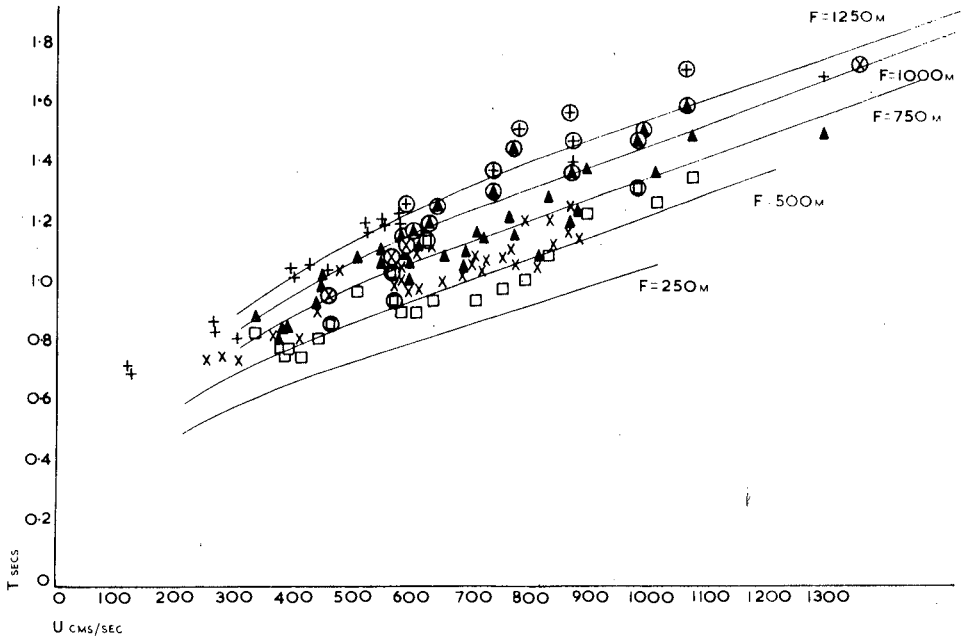


Fig. 2. Dominant wave period versus wind velocity.

- $\square$  fetch 350-500 meters
- $\times$  fetch 500-750 meters
- $\blacktriangle$  fetch 750-1000 meters
- $\oplus$  fetch 1000-1350 meters

The circles denote occasions on which the air-water temperature structure was unstable. The lines drawn are computed from the mean line drawn in Figure 4 for neutral or stable conditions.

THE DISTRIBUTION OF WAVE PERIODS AND HEIGHTS

The data obtained by the procedure described in the previous section is shown in figs. 2 and 3. The symbols enclosed in a circle are those obtained under unstable conditions of the air relative to the water, i.e. when the air is colder (by 2°F or more) than the surface water.

A wave velocity C, and a wave length L were computed from the dominant wave period T using the classical formulae for small waves on deep water  $C = \frac{gT}{2\pi}$ ,  $L = \frac{gT^2}{2\pi}$  (where  $g = 981 \text{ cm/sec}^2$  is the acceleration due to gravity). The figures obtained were used to find the non-dimensional quantities (first plotted by Sverdrup and Munk (1947)); the wave age  $C/u$ , the non-dimensional height  $H_p/u^2$ , and the wave steepness  $H_p/L$ . These are plotted in figures 4, 5 and 6 respectively, against the non-dimensional fetch parameter  $gF/u^2$  (where F is the fetch distance, and all quantities are expressed in c.g.s. units). In these diagrams those points obtained under unstable air-water conditions are designated by a circle, and those under near-neutral or stable conditions by a cross. No significant differences were detected between the neutral state and increasing stability (i.e. the air warmer than the surface water), but the effect of instability is apparent.

The solid lines in figures 4 and 5 were drawn (by freehand) through the vertical means of the points obtained under neutral and stable conditions, and that in figure 6 from the values read from these graphs for given values of  $gF/u^2$ .

The curves obtained by Bretschneider (1952), which are revised versions of the original curves published by Sverdrup and Munk, are also shown. To compare those curves involving wave heights, an adjustment must be made to the present data, since previous data has been based on the mean height of the highest one third waves, while in the present series the height exceeded by one third of the dominant waves is used.

A theoretical distribution of the wave amplitudes (the distribution for wave-heights being an approximation) in a system having a "narrow" waveband, is given by Longuet-Higgins (1952). Briefly this states that if  $\sigma_h$  is the root-mean-square value of the wave heights then the fraction p of wave heights which (in a large number of waves) exceeds a certain value r, is given by  $p = e^{-\frac{r^2}{2\sigma_h^2}}$ . The mean height  $a^{(p)}$  of the fraction p of highest waves (i.e. the waves which exceed r) may be calculated and is given by  $a^{(p)} = (\log \frac{1}{p})^{1/2} + \frac{1}{p} \int_0^{\infty} [1 - H_1(\log \frac{1}{p})^{1/2}] e^{-x^2} dx$ . \* Where log refers to the natural base e, and where  $H_1(\theta)$  is the probability function  $\frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^\theta e^{-x^2} dx$ . Longuet-Higgins compares his theory with statistical data from various sources and despite the fact that wave

\* See Reference (4)

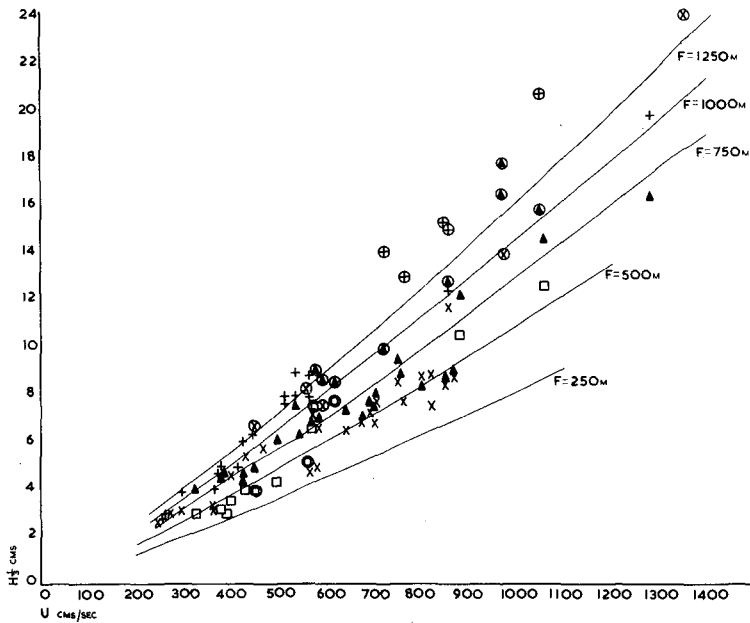


Fig. 3. The height  $H_{1/3}$  which is exceeded by one third of the dominant waves versus wind velocity. The symbols used correspond with those of Fig. 2, and the lines are computed from the mean line drawn through points obtained during neutral or stable conditions in Fig. 5.

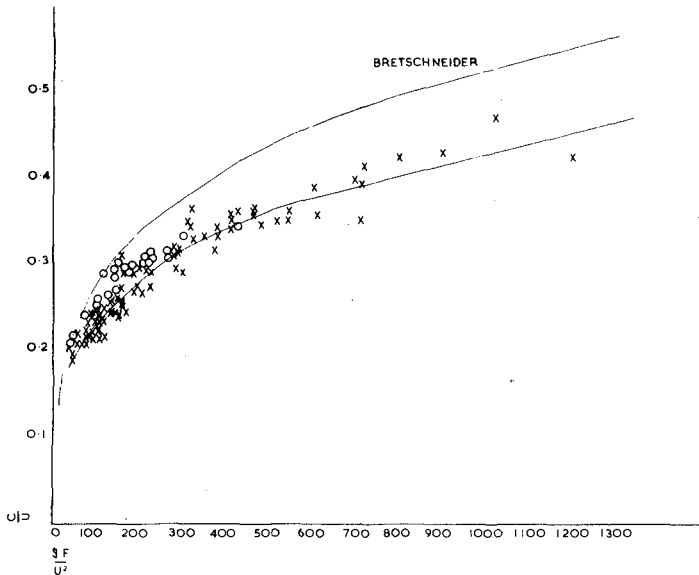


Fig. 4. Wave-age versus non-dimensional fetch.  $\circ$  denotes points found during unstable air-water temperature conditions.  $\times$  denotes points found during neutral or stable conditions. The mean line drawn corresponds to this set of points.

systems in nature have not usually a very narrow wave-band there is agreement of observation with theory to within 8% in all cases.

If we put  $p = \frac{1}{3}$  in the above relations we find that the ratio of the mean height of the highest one third of the waves to the height exceeded by one third of the waves is 1.35. The adjusted curves, which in figures 5 and 6 are shown dashed, are those to be compared with Bretschneider's curves.

The curves in figures 2 and 3, were obtained from values read from the solid curves in figures 3 and 4, and are lines representing wave characteristics at different fetches when the waves are generated under neutral or stable conditions.

#### DISCUSSION

In figure 4 it is seen that the wave-age curve for the present work, is of the same form as that found by Bretschneider, but lies from 15 to 25% below it. In figure 5, although the curves are again of the same form, there is apparently an even greater discrepancy. But to compare the curves, it is first necessary to investigate the different methods of deriving the data through which the curves are drawn. Over the range of the parameter  $\frac{gF}{U^2}$  considered in this paper, Bretschneider's evidence arises almost entirely from the observations of J.W. Johnson (1950) on waves generated on Abbott's Lagoon in California. Accordingly it is natural to compare the different techniques used in observing waves and in analysing the records used by Johnson and the present author.

At Abbott's Lagoon the reference height for wind velocity was 26 feet and for the present series 30 to 31 feet. However, the difference in wind speeds between these levels will be of an order less than 5%, according to turbulence theory, or for example the wind profiles shown in Johnson's (1950) paper. In fact a correction of about 35% would be necessary to bring the curves in figure 4 into coincidence. Even allowing for the different wind profiles possible in the two cases at the downwind shores, (at Abbott's Lagoon the prevailing wind came from the Ocean), or for the effects of the reservoir bank and the proximity of the anemometer to the pier, the wind value used in each case cannot be the main cause of the difference. This is more likely to be due to the methods of wave measurement and analysis. At Abbott's Lagoon wave pressure recorders were used, one at a depth of 6 ins for smaller waves, and one at 18 ins. for larger waves. "For each five-minute interval the average period was obtained by counting a number of distinct waves and dividing into the elapsed time." For the present series the actual wave surface level was recorded, the galvanometers used responding linearly down to periods lower than 0.3 seconds. In each case the 'distinct' or 'dominating' waves were considered but the filtering effect of the pressure recorder will have a pronounced effect on the appearance of the record. For example the amplitude of pressure fluctuations produced by waves of one second at a depth of 18 ins. is less than 40% of that due to

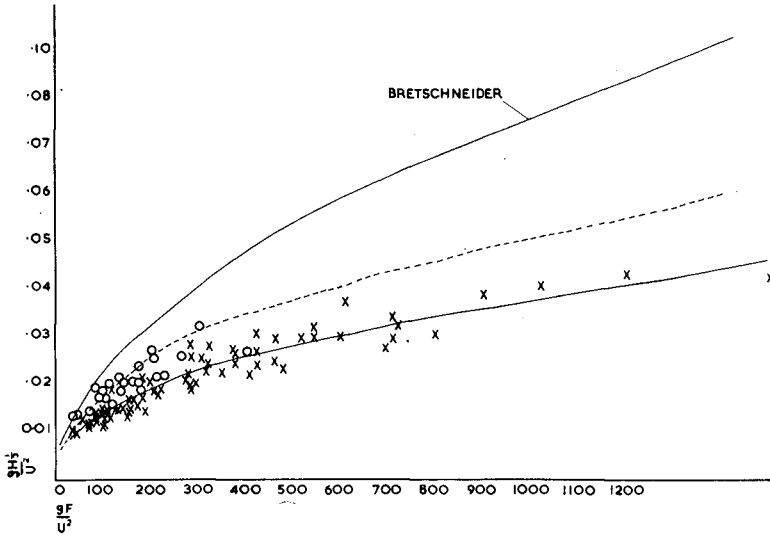


Fig. 5. Non-dimensional height versus non-dimensional fetch. The symbols used correspond to those in Fig. 4. The dotted line is the mean line adjusted such that the height used corresponds to the mean of the highest one third waves.

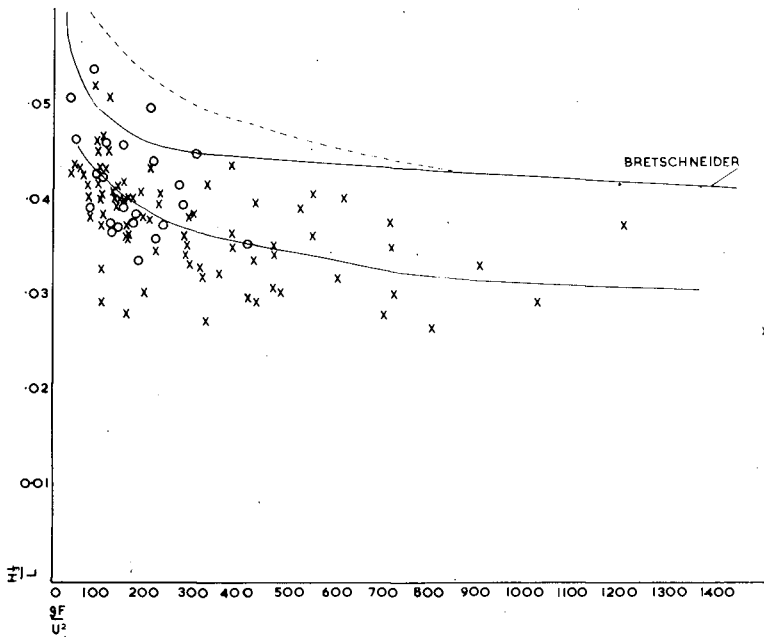


Fig. 6. Wave steepness versus non-dimensional fetch. The symbols used are those described for Fig. 4, and the mean lines are found from Figs. 5 and 6.

waves of the same height of period 1.4 secs. It may be seen that if the more obvious waves in a record are counted, then the resulting period will tend to be higher where a pressure recorder has been used than if the actual surface elevations at a point are considered. Some differences may also arise due to the observer's personal preference in choosing distinct waves.

If the statements regarding the measured period are correct, then we require a correction to the fraction of the number  $N$  of distinct "surface" waves used in measuring heights. If the period correction necessary is assumed to be 20% then the Abbott's Lagoon data uses not the fraction one third but the fraction  $\frac{N}{3N(1+\frac{1}{3})}$  of the total number  $N$  of distinct surface waves. The factor 1.35 found in the previous section to bring the measured height  $H/3$  into correspondence with the mean height of the highest one third waves on a pressure wave record, is increased by about 5% to 1.42. But by far the most significant feature in the non-dimensional height-fetch graph figure 5 is the increase in the non-dimensional height  $g^{H/3}/u^2$  during unstable conditions. This is of the order 25%, or more. Brown (1953) has found that waves at the Atlantic Ocean Weather stations are 25% higher when the surface water is  $5\frac{1}{2}^{\circ}\text{C}$  warmer than the air, than during neutral stability conditions. An increase during unstable conditions has also been observed in a laboratory wave-tank by Francis (1954). This increase in wave heights could account for most of the discrepancy between Bretschneider's curve in figure 4 and the present data (for which the mean line is drawn for neutral and stable conditions), if the observations at Abbott's Lagoon were mostly made when the surface water was considerably warmer than the air. Indeed if the present data for figure 4 is corrected so that the wave heights are equivalent to those obtained at Abbott's Lagoon (i.e. present heights are multiplied by 1.42 as indicated above); then all points plotted for  $g^{H/3}/u^2$  lie symmetrically within the spread of Johnson's points up to  $g^F/u^2 = 500$ . But the weighting of the latter series is in the upper region of values of  $g^{H/3}/u^2$ , or that region corresponding to points in the present series obtained under unstable conditions. For values of  $g^F/u^2$  greater than 600 the points in both series are much less dense but the Abbott's Lagoon data lie always on the upper side. Bretschneider's curve in the non-dimensional height-fetch graph, figure 5, extends through a much wider range of the parameter  $g^F/u^2$ , and in the range considered tends to lie fairly high in the distribution of Johnson's data.

In the wave-age graph, figure 4, there is an increase of about 10% in the ratio  $c/u$ , and thus of the wave period, during unstable conditions. Since the wave length  $L$  depends on the square of the period, the increase in wave-steepness  $H/3/\lambda$ , figure 6, for these cases is small.

#### ACKNOWLEDGMENTS

The data presented in this paper comprise part of the work to be presented to the Department of Meteorology, Imperial College, London, under



the supervision of Professor P.A. Sheppard. The author is indebted to the University of New Zealand for a scholarship held during the early stages, and to the Department of Scientific and Industrial Research of New Zealand for the award of a National Research Fellowship held at the present time.

The author is also indebted to the Metropolitan Water Board for the use of the reservoir, at Staines, Middlesex, and to the biological section for their frequent and kindly assistance.

The work has been carried out using facilities provided by the National Institute of Oceanography of Great Britain and the author gratefully acknowledges the help provided by its members; in particular appreciation is due to Mr. H. Charnock for help during the preparation of this paper, to Mr. M.J. Tucker for his design of and suggestions regarding the use of the wave recording instrument and to Mr. C.M. Hubbard, now of the Admiralty Research Laboratory, Teddington, for his practical help and suggestions during the collection of the data.

#### REFERENCES

- BRETSCHNEIDER, C.L. (1952) The generation and decay of wind waves in deep water: *Trans. Amer. Geophys. Union*, v. 33, pp. 381-389.
- BROWN, P.R. (1953) Wave data for the Eastern North Atlantic: *Marine Observer*, v. 23, p. 94.
- FRANCIS, J.R.D. (1954) Laboratory models of sea surface phenomena: *Weather*, v. 9, no. 6 (June).
- JOHNSON, J.W. (1950) Relationships between wind and waves, Abbott's Lagoon, California: *Trans. Amer. Geophys. Union*, v. 31, pp. 386-392.
- LONGUET-HIGGINS, M.S. (1952) On the statistical distribution of the heights of sea waves: *J. Mar. Res.*, v. 11, no. 3, p. 245.
- SVERDRUP, H.U., and MUNK, W.H. (1947) Wind, sea, and swell: theory of relations for forecasting: U.S. Hydrographic Office, Tech. Rep. 1, Hydrographic Office Pub. 601.
- TUCKER, M.J., and CHARNOCK, H. (1954) A capacitance-wire wave recorder for small waves: *Coastal Engineering Fifth Congress (Grenoble, 1954)*.

## RESUME

## ONDES DE SURFACE SUR DES VOLUMES D'EAU EN ENCEINTE FERMÉE

R.W. Burling

Une série d'observations a été faite sur les ondes de surface dans un réservoir d'une largeur de 1 mile sous un vent compris entre 250 et 1300 cm/s. L'exposition du réservoir au vent est bonne ; il n'y a pas d'obstacles considérables dans une limite de 3 miles, mais les berges s'élèvent suivant une pente assez raide jusqu'à une hauteur de 40 pieds au-dessus du terrain environnant.

Les ondes furent enregistrées simultanément en deux postes à l'aide d'un enregistreur d'onde à fil capacitif répondant presque linéairement aux variations de hauteur des ondes de surface. La vitesse du vent et sa direction à une hauteur de 30 pieds furent enregistrées durant chaque observation. Les températures de l'air et de la surface de l'eau furent mesurées avant et après chaque observation.

Les enregistrements d'ondes furent analysés en comptant le nombre plus ou moins régulier d'ondes dominantes par minute pour trouver la période ; la hauteur dépassée par  $1/3$  du nombre des ondes dominantes fut mesurée. Les intervalles de vent comparativement stable et des périodes d'ondes stables correspondantes furent choisis et les moyennes des caractéristiques d'ondes pendant les minutes comprises dans ces intervalles furent calculées. Les résultats sont traduits suivant la façon non dimensionnelle habituelle employée pour la première fois par Sverdrup et Munk et sont comparés avec les observations faites par J.W. Johnson sur la lagune d'Abboten Californie.

Un accroissement de hauteur d'onde de l'ordre de 25 % et pour des périodes de 10 % environ est apparu quand les ondes sont engendrées sous des conditions de température air-eau instables. Une courbe moyenne tracée d'après les présents résultats obtenus dans des conditions stables et neutres se tient considérablement au-dessous des résultats moyens de la lagune d'Abbott à la fois dans les graphiques ondes-temps et dans les graphiques hauteur non dimensionnelle  $\frac{gH}{U^2}$  fonction de la longueur non dimensionnelle  $\frac{gF}{U^2}$ .

Il est suggéré que l'effet d'amortissement des enregistreurs de pression employés sur la lagune d'Abbott est le principal responsable des différences dans le graphique onde-temps. Peut-être une partie de ces écarts est-elle due au procédé quelque peu subjectif de comptage des ondes. Dans le graphique non dimensionnel hauteur-longueur, la courbe obtenue ( corrigée pour que les hauteurs soient équivalentes à la moyenne de trois des ondes les plus hautes) est encore au-dessous de la courbe moyenne d'après les résultats de la lagune d'Abbott.

Si les observations à la lagune d'Abbott ont été faites pour la plupart dans des conditions instables, la différence entre les deux séries d'observations est faible.

## Chapter 2

### THE KELVIN-HELMHOLTZ INSTABILITY OF WAVES ON THE SURFACE OF THE SEA

J.R.D. Francis  
Imperial College of Science and Technology  
London, England

The initiation of waves on the sea's surface by wind has been a subject of interest for many years. There are two ways in which a wave can become unstable and grow. The first is that investigated by Kelvin and Helmholtz many years ago; both air and water are assumed perfect fluids and, if a wave is to grow, the upward force due to the reduction of pressure on the wave crests is greater than the weight of the wave. The pressure reduction is due to the local acceleration of the wind over the wave. This theory gives a critical windspeed,

$$U_{\text{crit}} = 1.414 \left( \frac{1-s}{s} \right)^{\frac{1}{2}} g^{\frac{1}{4}} T^{\frac{1}{4}}$$

= 660 cm/sec, for the water-air interface

In the above equation,  $s$  = density ratio of air and water, and  $T$  = surface tension. At this windspeed, waves of 1.7 cm. wavelength should become unstable and grow. At lower windspeeds, all waves are stable and none will grow.

These calculated values do not agree with observations, for the first waves to appear on the sea are about 8 cm. wavelength, when the wind is about 110 cm/sec. To account for the discrepancy, Jeffreys produced his "sheltering" theory, where it is assumed that the energy input to the wave by wind just equals the viscous dissipation in the wave. Jeffreys' theory adequately explains that observed phenomena on the sea and shows that

$$U_{\text{crit}} \propto \nu^{1/3}$$

where  $\nu$  = kinematic viscosity of the heavier fluid.

It has never been clearly shown that the Kelvin-Helmholtz instability exists at all, although there has been some speculation on the part played by this instability at 660 cm/sec., at which windspeed some striking changes occur on the sea. A recent experiment does show, however, that the Kelvin Helmholtz (K.H.) instability is indeed real, and gives some additional grounds for believing that the Jeffreys' theory is correct.

By increasing  $V$  it should be possible to increase the  $U_{\text{crit}}$  of Jeffreys' waves, without changing  $U_{\text{crit}}$  of K.H. waves. If  $\nu$  is increased sufficiently, then

$$U_{\text{crit}}(\text{Jeffreys}) > U_{\text{crit}}(\text{K. H.})$$

so that if the K.H. instability is real, it will appear on a plane fluid surface before Jeffreys' waves appear. This experiment was tried in a wind tunnel where air was blown over a viscous oil. As the windspeed was increased a small train of ripples was seen moving slowly down wind on the surface of the oil. At a sharply defined critical windspeed, one wave of the train suddenly became unstable, grew quickly in height, and rushed ahead of the train.

THE KELVIN-HELMHOLTZ INSTABILITY OF WAVES ON THE SURFACE OF THE SEA 13

At higher windspeeds than  $U_{crit}$ , the waves became more numerous and were very similar to water waves. The relevant data are:

		Type of surface	
		<u>Water-air</u>	<u>Oil-air</u>
Viscosity of lower fluid $\nu$		0.018 poise	2.51 poise
Surface tension T		72 dynes/cm	34 dynes/cm.
Density of lower fluid $\rho$		1.0 gm/cm <sup>3</sup> .	0.875 gm/cm <sup>3</sup> .
<u>Kelvin-Helmholtz instability</u>			
Windspeed $U_{crit}$	calculated	660 cm/sec.	516 cm/sec.
	observed	not clearly seen	500-560 cm/sec
Wavelength at critical $\lambda$	calculated	1.8 cm.	1.27 cm.
	observed	not clearly seen	1 cm
Wave speed at critical C	calculated	0.8 cm/sec	0.67 cm/sec.
	observed	not clearly seen	1 cm/sec
<u>Jeffreys' "sheltering" instability</u>			
$U_{crit}$	calculated	110 cm/sec.	570 cm/sec
	observed	110 cm/sec.	not clearly seen
Sheltering coefficient		0.3	0.3
$\lambda$ at critical windspeed	observed	8 cm.	not clearly seen

The good agreement of the theoretical and observed  $U_{crit}$  leads to the conclusion that the K.H. instability is indeed real; and therefore the phenomena observed on the sea at about 660 cm/sec windspeed are probably due to this instability. Also the predicted increase of Jeffreys'  $U_{crit}$  which experiment shows to be true, is additional evidence that the "sheltering" theory cannot be much in error. Both sorts of instability can exist together, each playing their part in the mechanism of the generation of waves by wind.

References

- Francis, J.R.D., 1954. Phil. Mag. Ser. 7, Vol. 45.  
 Jeffreys, H. 1925. Proc. Roy. Soc., London, A. Vol. 107, p. 189.

RESUME

L'INSTABILITE KELVIN HELMHOLTZ DES ONDES SUR LA SURFACE DE LA MER

J.R.D. Francis

L'instabilité Kelvin-Helmholtz des ondes sur la surface d'un liquide n'est pas observée en mer sous l'action du vent. Par contre, on l'observe à la surface d'une huile très visqueuse quand un courant d'air passe sur la surface dans une soufflerie. Un ciné-film montre le phénomène.

### Chapter 3

#### CHAMP HYDRODYNAMIQUE D'UNE HOULE EN PROFONDEUR CONSTANTE

H. Bureste, Docteur es Sciences,  
et

Ch. Chartier, Professeur à l'Université de  
Poitiers, Poitiers, France.

Nous avons appliqué la méthode chronophotographique à la visualisation d'une houle par poudre d'aluminium.-

Il faut utiliser des poudres de dimensions de quelques  $\mu$  convenablement préparées et sélectionnées, pour rendre négligeable la vitesse de chute devant les vitesses à mesurer mais suffisamment réfléchissantes pour être photographiées à travers des couches d'eau de l'ordre du mètre.-

Dans les conditions d'emploi le coefficient d'entraînement (1) des poudres est très grand, de l'ordre de  $10^6$  et les paramètres de fidélité (1) de visualisation des vecteurs vitesses en direction et en grandeur sont supérieurs au millième. La restitution photographique permet ainsi de mesurer les axes des orbites, les vitesses absolues en chaque point avec une précision du centième.-

La houle était engendrée dans un canal de section rectangulaire constante dont les parois étaient munies de glaces latérales et qui pouvait être recouvert de façon à souffler sur l'eau un vent constant. Les dimensions du canal étaient de 25m de longueur et de 1m x 1m de section.-

---

(1) J.M. BOUROT, Chronophotographie des champs aérodynamiques, Publ. Sc. et Techn. du Ministère de l'Air N° 226 (1949).-

calculable d'après la théorie de Biesel.-

La période variant de 0,4 seconde à 1,5 seconde était stabilisée au 1/100 près et déterminée par enregistrement. L'amplitude supérieure était variable en marche, et par variation de l'amplitude inférieure on pouvait passer insensiblement du batteur volet au batteur piston, de façon à suivre la loi de décroissance des orbites avec la profondeur. On a pu ainsi créer des houles régulières de creux relatif allant jusqu'à 0,115.-

Mais il était possible d'engendrer la houle par un vent plus ou moins violent soufflé à la surface de l'eau. Vu la faible longueur du canal, le problème de la filtration et de l'amortissement prenait une importance considérable, d'autant plus que la finesse de la méthode chronophotographique permettait de déceler la plus petite imperfection dans la pureté de la houle.-

Les filtres et amortisseurs utilisés (2) étaient des "bandes clapets" bandes de toile supportées par un treillis normal à l'axe du canal, et pouvant tourner autour d'un axe vertical. Ces bandes s'ouvrent au passage de la houle incidente et se referment lors du passage de l'onde réfléchie. Lorsque les treillis sont placés à un quart de longueur d'onde les uns des autres, il prend naissance sur chaque treillis un ventre de réflexion dont l'effet contrarie la formation du noeud correspondant à la réflexion sur le treillis précédent. L'ensemble était complété par une plage absorbante molle et une cavité déversoir.-

L'ensemble malgré sa faible longueur donnait une houle très pure malgré les grandes cambrures atteintes (0,1) et il fut possible de

---

(2) Note D.T.I. 1948 - Note C.N.R.S. 1948-1949.-

suivre les trajectoires des particules pendant 7 périodes successives sans déceler d'irrégularités tant dans les longueurs des axes que dans les vitesses de rotation et d'entraînement.-

Nous avons photographié une mince tranche d'eau de 2cm d'épaisseur située dans le plan vertical axial du canal. L'éclairage était fourni par un projecteur à grande brillance dont le faisceau était coupé, périodiquement par un disque tournant à vitesse réglable.-

Les photos furent prises sur plaques Collodium Guilleminot 9 X 12.-

Les longueurs d'onde de la houle étaient déterminées par photographie, les périodes par enregistrement du mouvement du batteur.-

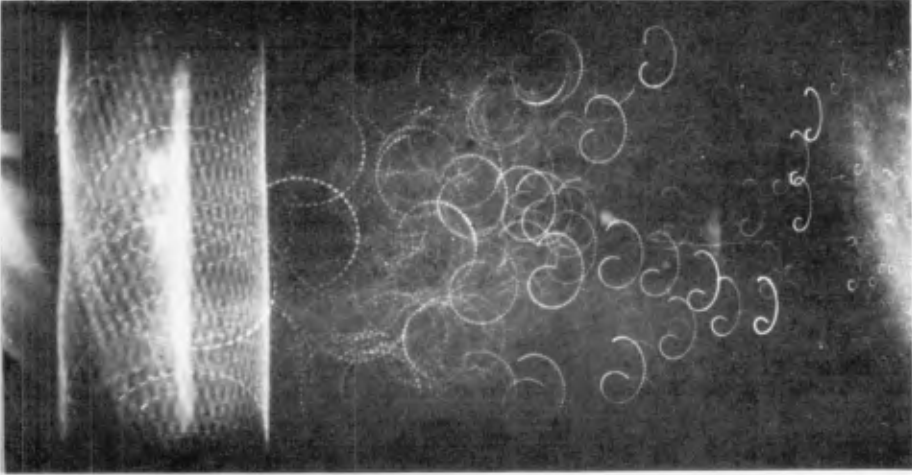
Toutes les expériences furent faites dans une profondeur d'eau de 68 cm et pour des ondes de profondeurs relatives  $\frac{H}{L} = 0,4$  et  $\frac{H}{L} = 0,2$  et pour des creux relatifs variant de 0,04 à 0,115.-

#### TRAJECTOIRES DES PARTICULES.-

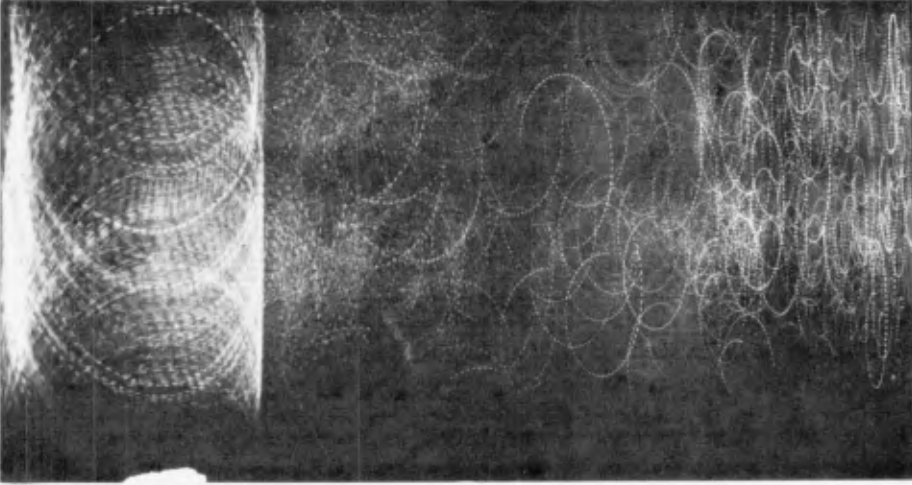
Ce sont toujours des ellipses plus ou moins ouvertes suivant le creux de la houle.-

Que l'on soit en eau assez profonde de  $\frac{H}{L} = 0,4$  ou en eau assez peu profonde  $\frac{H}{L} = 0,2$  les résultats sont sensiblement les mêmes. L'ellipse possède un axe de symétrie vertical et un aplatissement bien plus faiblement marqué que ne l'indiquait les théories et surtout les expériences faites dans des profondeurs d'eau plus faibles.-

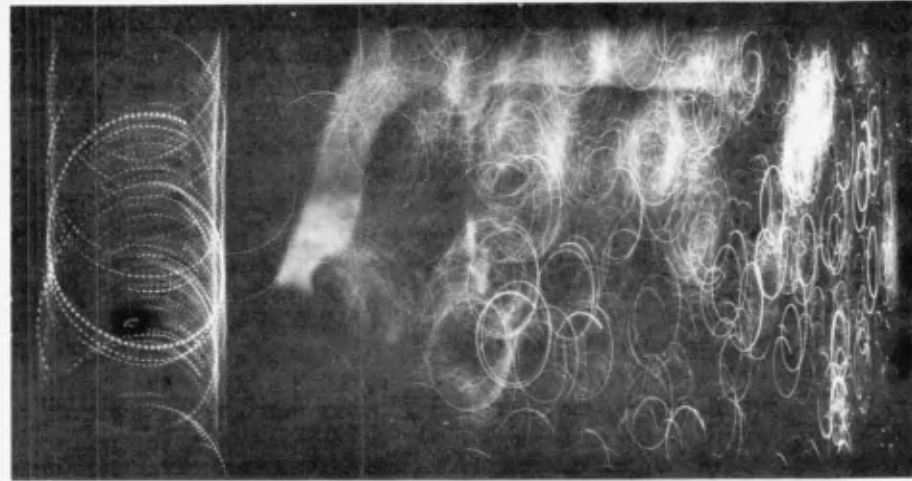
Le rapport des axes horizontaux et verticaux en surface est nettement supérieur à 1. Ce rapport croît avec le creux de façon que la différence des longueurs des axes horizontaux et verticaux varie linéairement avec le carré du creux, le coefficient de proportionnalité étant sensiblement égal à l'inverse de la profondeur de l'eau. Le



(c)  
(T = 0.93 sec., creux = 19 cm)



(b)  
(T = 1.43 sec., creux = 23 cm)



(a)  
(T = 1.43 sec., creux = 16 cm)



rapport des axes doit atteindre lors du déferlement une valeur de 1,35 pour une profondeur relative de 0,4 et 1,5 pour une profondeur relative de 0,2.-

La décroissance des axes n'est exponentielle qu'au dessous du niveau du creux. Une anomalie dans la décroissance existant entre crête et creux.-

Il semble donc qu'il faudrait tenir compte particulièrement en modèles réduits de la zone de contact air eau, où les phénomènes de tension superficielle ne peuvent plus être négligés.-

#### VITESSE DES PARTICULES.-

Le dépouillement des vitesses permet de mesurer les vitesses de rotation des particules sur leurs orbites et les vitesses du courant d'entraînement à différentes profondeurs.-

D'une façon générale ni la vitesse absolue, ni la vitesse de rotation ne sont régulières le long de l'orbite. La vitesse n'est pas maximum en crête mais un peu avant celle-ci la vitesse absolue passant par deux minima peu accentués un peu avant, et un peu après le creux.-

#### Vitesse de rotation.-

Nous avons dit qu'elle n'était pas constante. On décompose les vitesses de rotation en deux vecteurs composants, l'une horizontale, l'autre verticale.-

On constate que la grandeur de chacune est la somme de deux fonctions sinusoidales harmoniques en phase. La fonction fondamentale correspond à une rotation uniforme autour de l'axe correspondant, la fonction harmonique 2 a une amplitude qui croît comme le carré du creux, la composante verticale ayant une amplitude sensiblement

deux fois plus grande que la composante horizontale.-

Vitesse d'entraînement.-

Elle varie avec la profondeur et avec le creux. De même sens que la propagation en surface, la vitesse d'entraînement décroît, s'annule à une profondeur sensiblement égale au  $\frac{2}{5}$  de la profondeur, puis est de sens contraire à la propagation.-

En surface cette vitesse dépend du creux et elle croît proportionnellement au carré du creux.-

Ces derniers résultats sont en très bon accord tant pour une houle en eau assez profonde, que pour une eau assez peu profonde avec les résultats de la théorie de Miche, excluant par conséquent l'influence de la viscosité.-

DEFERLEMENT.-

Il est possible alors par un graphique simple de rechercher le creux qui amènera le déferlement. On admettra que le creux qui amènera le déferlement est celui pour lequel la vitesse absolue de la houle sur sa trajectoire est égale à la célérité de la houle.-

La vitesse en crête est la somme de la vitesse de rotation autour de l'axe horizontal (qui dépend du carré du creux), de la vitesse complémentaire harmonique, et de la vitesse d'entraînement, des deux derniers étant d'ailleurs proportionnelles au carré du creux.-

Les résultats de la construction sont en bon accord avec ceux provenant de l'extrapolation des résultats de différents expérimentateurs.-

Les graphiques annexés sont ceux relatifs à une houle de période  $T = 1,43$  s de longueur d'onde  $L$  mesurée = 2,83 m de creux

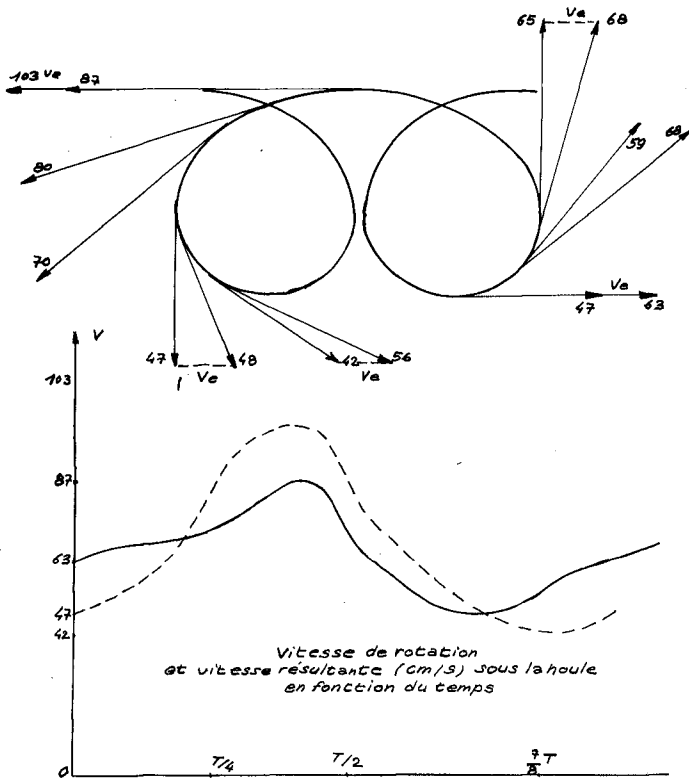


Fig. 1.

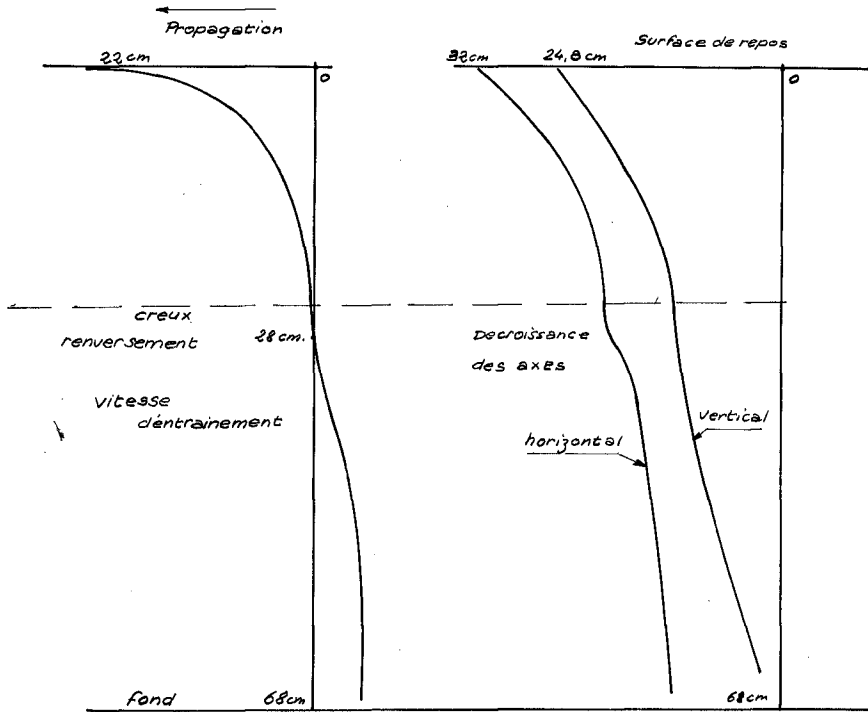


Fig. 2.

$2a = 24,8$  cm, de profondeur relative  $\frac{H}{L} = 0,24$ , de creux relatif

$$\frac{2a}{L} = 0,087.-$$

La figure 1 donne la trajectoire d'une particule avec les vecteurs vitesses absolues, vecteur vitesse rotation, vecteur vitesse d'entraînement. On y a joint la valeur des vitesses de rotation et absolues en fonction du temps.-

La figure 2 donne la décroissance des axes horizontaux et verticaux en fonction de la profondeur de l'eau. On remarquera l'anomalie de variation dans le voisinage du creux.-

La variation de la vitesse d'entraînement donne au voisinage de la profondeur  $\frac{2}{5}$  le renversement du courant.-

La figure 3 donne l'étude de la variation de l'axe horizontal des ellipses orbites en surface, en fonction du creux.-

La figure 4 est relative aux variations de vitesses harmoniques 2, horizontales et verticales en fonction du creux.-

La figure 5 précise les variations de la vitesse d'entraînement en surface en fonction du creux.-

Enfin, la figure 6 indique la construction pratique permettant de déterminer pour une houle de période donnée les possibilités de déferlement.-

La méthode chronophotographique de visualisation par poudre d'aluminium, est une méthode de choix pour étudier au canal une houle réduite.-

Son extrême finesse a permis de montrer qu'en surface, il fallait tenir compte de la tension superficielle de l'eau. Par contre,

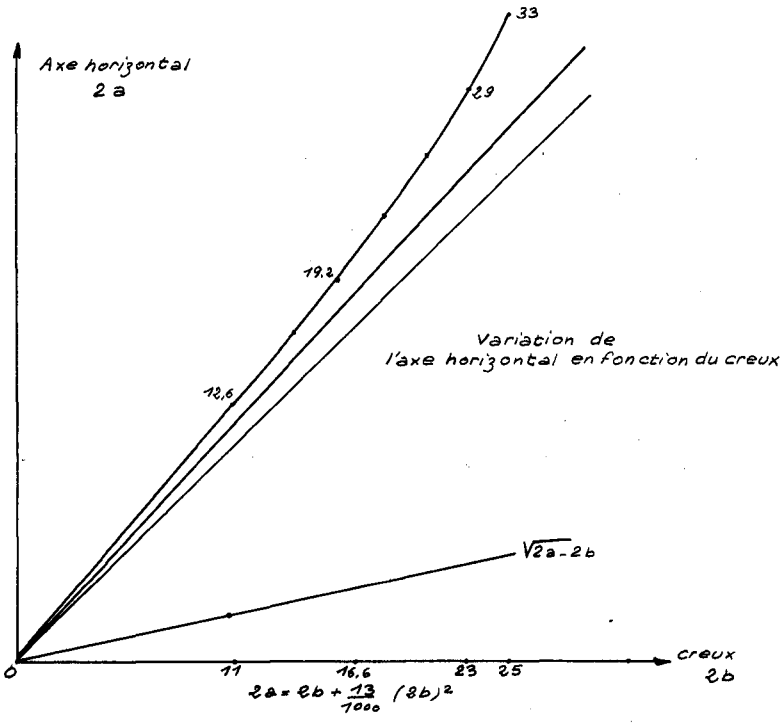
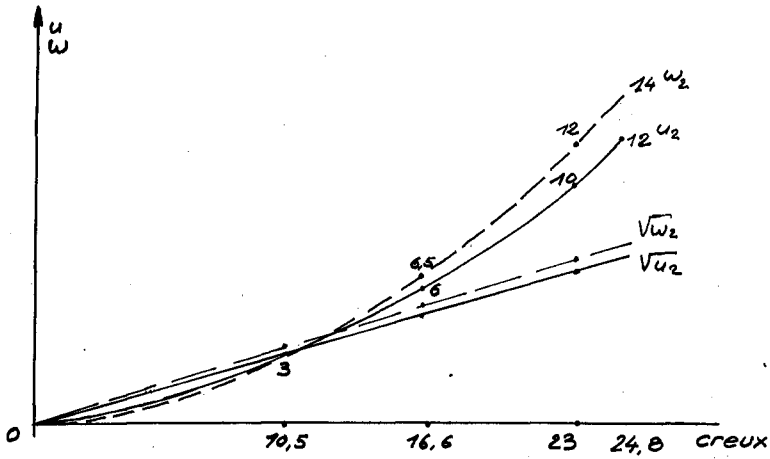


Fig. 3.

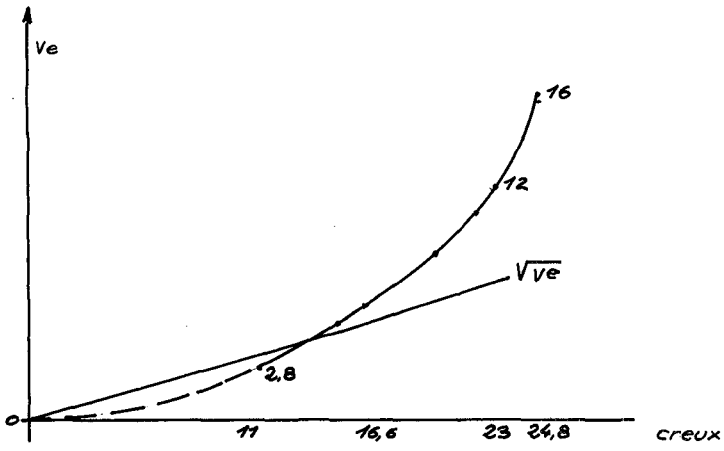


Variation des vitesses harmoniques

horizontale —  $u_2$

verticale - - -  $W_2$

Fig. 4.



Variation de la vitesse d'entraînement  
avec le creux

Fig. 5.

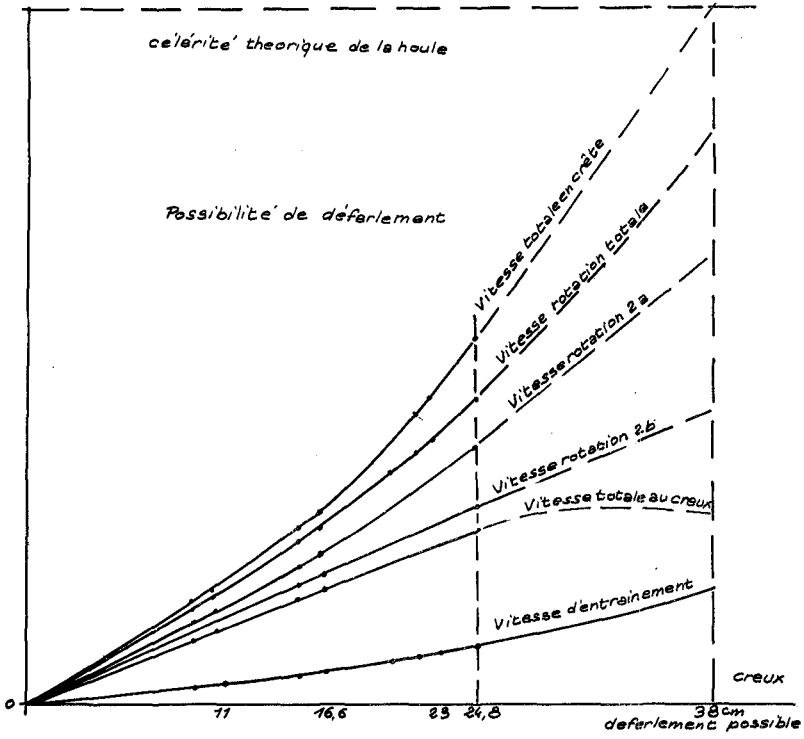


Fig. 6.

bien que les résultats des expériences d'hiver et d'été ne soient pas comparables, la viscosité ne joue qu'un rôle négligeable.-

#### ENTRAÎNEMENT DE LE HOULE PAR LE VENT.-

Un ventilateur placé à l'amont du canal permettait de souffler un vent constant sur l'eau du canal. La vitesse de ce vent réglable par variation pouvait atteindre 20 m/s dans une section de 0,30 x 1m.-

#### Action d'un vent constant sur la surface de l'eau.-

Nous avons engendré une houle par entraînement des couches superficielles. Pour des parcours relativement faibles en eau profonde, la célérité de la houle croît comme la racine carrée du parcours tandis que la longueur d'onde croît linéairement avec le fetch.- Le creux et le creux relatif sont proportionnels à la racine carrée du fetch. Ces résultats sont en bon accord avec les lois empiriques généralement admises.-

Les axes des orbites en un point donné lors des premiers temps d'établissement de la houle croissent linéairement avec le temps, le rapport des axes horizontaux et verticaux étant supérieur à l'unité.-

#### Action d'un vent constant sur une houle déjà formée.-

Lorsqu'on souffle sur une houle déjà formée par des moyens mécaniques, un vent assez violent, on peut arriver en profondeur constante au déferlement de la vague.-

Les orbites des particules s'ouvrent largement et prennent la forme d'un V. Le champ hydrodynamique est complètement déformé. Les lignes de courant aboutissant au voisinage du niveau de repos et qui sont normalement verticales s'infléchissant très nettement.-

Le déferlement est caractérisé par une élévation du niveau des crêtes sans que le niveau du creux s'élève sensiblement. Il y a élévation du niveau moyen.-

Il y a à la fois augmentation des vitesses de rotation et d'entraînement, la vitesse des particules prenant sa valeur maximum un peu en avant de la crête théorique.-

Il se crée ainsi sous la houle des courants ascendants pour nourrir la vague.-

#### RESUME

#### HYDRODYNAMIC FIELD OF A WAVE AT CONSTANT DEPTH

M. Bureste, and Ch. Chartier

We have used chronophotographic methods with aluminium powder to record wave motion. In this method, it is necessary to photograph fine selected and prepared particles which sink slowly but which are nevertheless large enough to reflect light through about half a meter of water in the wave flume.

With correctly chosen particles, the accuracy with which velocity vectors for direction and magnitude are observed is higher than 1/1000. The photograph makes it possible to measure to 1/100th, the axes of the ellipses forming the orbits and the velocity at each point.

The waves were produced in a 1 x 1 metre section and 25 metre long flume, fitted with observation panels, by a Gridel type wave machine, calculated by Biesel's theory. The generating period was stabilized to 1/100th and the machine was designed to allow continuous variation of the amplitude during operation. Total damping was obtained by a special type wave absorber placed at the end of the channel.

Experiments were carried out at a uniform depth of 68 cm; for relative depths  $\frac{H}{L} = 0.4$  and  $0.2$  and for relative heights  $\frac{2a}{L}$  varying from 0.04 to 0.1.



Orbit Axes - The results were almost the same for shallow and fairly deep water. The ratio between horizontal and vertical axes is definitely greater than that obtained with the various wave theories. The ratio increases with the wave amplitude so that the difference  $2b - 2a$  varies linearly with the square of the amplitude, the proportion being appreciably equal to the inverse of the depth. The length of the axes decreases exponentially only below the level of the trough because there is an anomaly in the rate of decrease between crest and trough levels. On scale models, special attention must be paid to the area where air and water are in contact with one another; phenomena of surface tension at this point cannot be neglected.

Velocity - The absolute velocity of a particle reaches its maximum when the particle is near the crest but two minimum velocities occur at times  $\frac{T}{8}$  and  $7\frac{T}{8}$ .

The speed of revolution is not constant. Its horizontal (U) and vertical (V) components are not sinusoidal but they can be expressed by the algebraic sum of two harmonic speeds. The harmonic auxiliary speeds 2 are proportional to the square of the amplitude. However, the coefficients measured are definitely greater than the coefficients given by wave theories, particularly for the vertical component.

The mass transport velocity at the surface is proportional to the square of the amplitude. Its value and the depth of inversion agree with the Miche formulae.

Wave breaking - A simple graph can be used to determine the amplitude for which a wave of given length, and at constant depth, may break. The amplitude at which the wave will break is that for which the maximum particle velocity equals the velocity of propagation. The velocity at the crest is the sum of the velocity around the horizontal axis (the length of which depends on the square of the amplitude) of the harmonic velocity and the propagation velocity, both of which are proportional to the square of the amplitude. Results obtained in this way agree perfectly with those found by experiment.

Breaking was induced by applying a constant wind to a mechanically produced wave. The trajectory orbits open out. The trough level remains practically constant and only the crest rises. The velocities of revolution and propagation increase while the mean level rises temporarily. Ascending currents develop within the body of water and "feed" the wave.

## Chapter 4

# THE SHOALING AND BREAKING OF THE SOLITARY WAVE

Artaur T. Ippen  
and  
Gershon Kulin  
Hydrodynamics Laboratory  
Massachusetts Institute of Technology  
Cambridge, Massachusetts

### INTRODUCTION

The solitary wave is ordinarily defined as a single disturbance of the water surface, which is relatively concentrated and symmetrical and which is propagated, neglecting damping, without change of form. Although it can be readily produced in the laboratory, in what appears to the observer a pure form, its existence (first noted in the field by J. Scott Russell (1) in 1834) as a wave of permanent shape has not yet been established by rigorous mathematical methods. This wave has been the subject of intermittent theoretical and experimental investigation since the days of Russell. In more recent years, additional attention has been given to the solitary wave, since it seemed to exhibit characteristics related to those of long-period oscillatory waves approaching the surf zone. In this connection, an experimental program for the precise measurement of the characteristics of the solitary wave was undertaken at the Hydrodynamics Laboratory of the Massachusetts Institute of Technology. The results of the first phase of this work, including celerity, profile, internal motion and smooth-bottom damping, were reported by J. W. Daily and S. C. Stephan, Jr., to the Third Conference on Coastal Engineering in 1952 (2). The present paper is concerned principally with the results of an experimental study of the shoaling and breaking behavior of solitary waves.

### PROPERTIES OF THE UNDISTORTED SOLITARY WAVE

Equations describing the most important solitary wave properties are listed below. Several theoretical investigators have arrived at equations to describe the celerity and profile; only the Boussinesq (3) equations, which were found to closely describe the observed phenomena, are listed here. A definition sketch is shown in Figure 1.

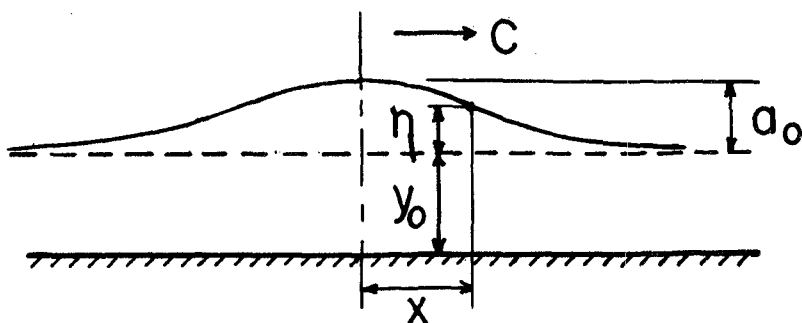


Fig. 1. Definition sketch.

$$\text{Celerity. (Boussinesq)} \quad \frac{c}{\sqrt{gy_0}} = \sqrt{1 + a_0/y_0} \quad [1]$$

(Rayleigh)

$$\text{Profile. (Boussinesq)} \quad \frac{h}{a_0} = \text{sech}^2 \left[ 2 \frac{\sqrt{3}}{4} \left( \frac{a_0}{y_0} \right)^{3/2} \frac{x}{a_0} \right] \quad [2]$$

$$\text{Volume (per unit width)} \quad \frac{\Psi}{a_0^2} = \frac{4}{\sqrt{3}} \frac{1}{(a_0/y_0)^{3/2}} \quad [3]$$

$$\text{Energy (per unit width)} \quad \frac{E}{\gamma a_0^3} = \frac{2}{3} \frac{4}{\sqrt{3}} \frac{1}{(a_0/y_0)^{3/2}} = \frac{2}{3} \frac{\Psi}{a_0^2} \quad [4]$$

Equations [3] and [4], which have not been verified experimentally, are obtained from equation [2] by integrating  $\eta$  and  $\gamma \eta^2$  over the "length" of the wave from minus to plus infinity.

J. Scott Russell was the first to suggest that the solitary wave profile is unique and independent of the method of generation. There is experimental evidence, however, that the wave profile varies within small limits with the degree of attenuation of the wave, an attenuated wave having a slightly flatter profile than a freshly generated wave of the same amplitude. This difference, however, is concentrated at the leading and trailing edges of the wave, and is not sufficient to impair the usefulness of equation [4]. From observations in the laboratory, the solitary wave can be regarded, at least for engineering purposes, as a wave of stable and permanent form, except as modified by damping. Stokes (4) and Ursell (5) have stated that the effective length of a solitary wave is short enough to remove it from the category of Airy "long waves," which are unstable. On the other hand, Ursell has shown from mathematical considerations that a solitary wave generated by the classical method of suddenly releasing impounded water can attain instability after a sufficient length of time.

#### BREAKING AND SHOALING

##### BREAKING

Waves break in spilling, plunging, or in some intermediate form. In a spilling break, the wave, maintaining much of its original symmetry during the shoaling process, peaks up until a small volume of air-water mixture appears at or slightly forward of the crest. This gentle breaking gradually grows to cover the entire front face of the wave, although the turbulent disturbance zone remains essentially confined near the surface. In a plunging break, however, some portion of the shoreward face of the wave first becomes vertical, followed by a

leaning forward of the wave crest until it distinctly overhangs the main body of the wave and finally plunges to its base. Plunging is a more violent breaking form than spilling and the jet action of the falling crest penetrates to the bottom of the beach. In general, the occurrence of a plunging surf is enhanced by the presence of steep beach slopes and initially flat waves.

The breaking criteria applicable to oscillatory and solitary waves are (a) limiting velocity, (b) limiting shape, and (c) limiting crest angle. The limiting-velocity criterion states that breaking occurs when the velocity of particles at some point along the wave, usually at the crest, equals the celerity of the wave. This assumption in the classical theories for limiting waves usually results in a cusped crest angle of 120 degrees as predicted by Stokes (6) for symmetrical waves on a horizontal bottom. The limiting-shape criterion suggests that breaking occurs when some part of the shoreward face of the waves becomes vertical. This effect is noted particularly in plunging breakers, while in spilling breakers this vertical portion, if at all present, is evident only as a slight discontinuity. Stoker's method (7) of characteristics yields such a vertical front face for non-linear waves at the breaking point, and Biesel's (8) development gives a breaker profile which closely approximates an actual plunger. The assumption of a limiting crest angle is usually equivalent to that of limiting velocity, except for certain special cases, such as the occurrence of discontinuities on the beach and breaking by wind action alone. A crest angle as a criterion for breaking is often difficult to determine reliably from photographs. The theoretical cusped crest, because of surface tension, is at best only approached in nature.

Several investigators have obtained theoretical values for the limiting amplitude-to-depth ratio at which solitary waves are expected to break. These results, which are listed below, have been obtained on the basis of the limiting-velocity criterion; however, they apply only to symmetrical waves in water of constant depth.

<u>Investigator</u>	<u>Maximum <math>a/y</math></u>
Boussinesq ( 3)	0.73
McCowan ( 9)	0.78
Gwyther (10)	0.83
Davies (11)	0.83
Packham (12)	1.03

The result of McCowan is perhaps the most generally accepted one.

#### SHOALING

In the case of shallow-water oscillatory waves of small height, the increase in amplitude as the waves progress up the beach is well

known from consideration of the power equation

$$\frac{n E C_o}{L_o} = \frac{n E C}{L} \quad [5]$$

where  $n$  is the energy-transmission ratio. Considering (a) waves of very high  $L_o/y_o$ , for which  $n_o = n = 1$ ; (b) small amplitude waves, for which the energy is proportional to the length  $L$  and to the square of the height  $H$ ; and (c) celerities expressed by the approximation

$$c = \sqrt{gy_o} \quad [6]$$

where  $y_o$  is the undisturbed depth, substitution into equation [5] yields the familiar Green's Law

$$\frac{H}{H_o} = \left(\frac{y_o}{y}\right)^{1/4} \quad [7]$$

For solitary waves, in which the energy depends upon the three-halves power of the amplitude, and for which the energy-transmission factor  $n$  is unity, Munk (13) suggested the use of the equation

$$C_o E_o = C E \quad [8]$$

disregarding the effect of wave length. Substitution into equation [8] of equations [4] and [6] results in

$$\frac{a}{a_o} = \left(\frac{y_o}{y}\right)^{4/3} \quad [9]$$

If equation [1] is used for the celerity, equation [9] becomes

$$\frac{a}{a_o} = \frac{y_o}{y} \left[ \frac{y_o}{y} \frac{(1 + a_o/y_o)}{(1 + a/y)} \right]^{1/3} \quad [10]$$

Considering now the breaking condition, designated by the subscript  $b$ , the use of the McCowan condition in conjunction with equation [10] gives for the breaking-depth ratio

$$\frac{y_b}{y_o} = 1.02 \left(\frac{a_o}{y_o}\right)^{3/7} \left(1 + \frac{a_o}{y_o}\right)^{1/7} \quad [11]$$

and for the breaking-amplitude ratio

$$\frac{a_b}{a_o} = \frac{0.80}{(a_o/y_o)^{4/7}} \left(1 + \frac{a_o}{y_o}\right)^{1/7} \quad [12]$$

In equation [8] the total energy is employed, and the implication is that this energy must increase as the celerity decreases along the beach. However, this assumption is physically not reasonable. If an "effective" length is assigned to the solitary wave by considering a fixed large percentage of the wave volume only and if then a train of solitary waves so defined is treated, Green's Law results again. It is therefore suggested that the condition of conservation of energy be applied directly to shoaling solitary waves, so that

$$E_o = E \quad [13]$$

Equation [13] is equivalent to equation [5] since for shallow-water oscillatory waves  $n_o = n$  and since celerities and lengths are inversely proportional. Using equation [4], the amplitude increase is now expressed by

$$\frac{a}{a_o} = \frac{y_o}{y} \quad [14]$$

which is close to the values of equation [10].

The breaking depth and amplitude ratios, again on the basis of McCowan's limiting value, are given respectively by

$$\frac{y_b}{y_o} = 1.13 \left(\frac{a_o}{y_o}\right)^{1/2} \quad [15]$$

$$\frac{a_b}{a_o} = \frac{0.88}{(a_o/y_o)^{1/2}} \quad [16]$$

The preceding development neglects the effect of the slope on the wave shape, and the waves are assumed to behave over any depth along the beach just as they would in the same depth over a horizontal bottom. Also, theory requires that the volume of a solitary wave decreases as it shoals, while the actual wave should nearly retain its original volume. Such assumptions have been shown by several experimenters to yield useful results in the case of shoaling oscillatory waves, except in the region very close to the breaker line; their applicability to shoaling solitary waves will be discussed later in the light of experimental results.

In general it may be said that it is impossible for solitary waves arriving at a beach to continue to be solitary waves. From constant-energy consideration it follows that the amplitude can only increase in a certain way with decreasing depth. This change in amplitude is not sufficient to account for the original volume of the wave in accordance with equation [3]. Therefore, the wave must either deform without changing energy to contain the original volume, or, what is more likely, the volume (and the energy) is steadily being depleted as the wave proceeds up the beach.

#### EXPERIMENTAL EQUIPMENT AND PROCEDURE

##### WAVE TANK AND BEACH

The wave tank is 32 feet long, 16-1/2 inches wide and 13 inches deep. The sidewalls are divided into eight panels of 4 feet each by the vertical uprights of the framework. The walls and bottom of the tank are of lucite throughout its length. A 16-foot sloping beach consisting of a masonite surface supported on an aluminum framework was placed at one end of the tank, extending over four panels. The beach was attached to the top of the tank by hangers at 2-foot spacing, so that the slope could be easily adjusted. These hangers formed 1/16-inch projections along the inside walls of the tank, which were found to disturb the menisci of the passing waves to a certain extent. However, the menisci regained their original configuration within a short distance downstream of each hanger, so that this method of adjustment did not impair wave profile observations. The toe of the slope and the junctions between the tank walls and the beach were sealed with plasticene and rubber. The sidewalls of the six downstream sections were covered with lucite sheets on which grid lines were inscribed at 0.05-foot spacing. Thus there were two observation panels within the constant-depth portion of the tank.

The solitary waves were generated by impounding a volume of water behind a gate which could be raised suddenly by means of a solenoid-operated falling weight. This water, upon release, would push a movable piston along the tank, thus displacing a certain amount of water in front of it within a definite time. This technique permitted the necessary duplication of waves to a degree not possible with manual operation of the gate.

##### PHOTOGRAPHIC EQUIPMENT

The photographic equipment was mounted on a carriage which was pushed by the observer along a track placed parallel to the wave tank at a distance of about 4-1/2 feet. Two sets of photographic equipment were used during the course of these experiments. The first consisted of an open-shutter Edgerton-type camera, with illumination provided by a Strobolume gas-discharge lamp triggered by a Strobotac unit. This equipment was employed in all particle-

motion work and for some of the deformation and breaking runs. The flash unit was operated at 20 flashes per second, and the flash duration was 40 microseconds. The open-shutter motion-picture camera was furnished with a 51 mm f:4.5 lens and all the recording was done on 35 mm Super XX film.

The second set of photographic equipment consisted of a 16 mm Bell and Howell motion-picture camera with two No. 2 photoflood lamps. This camera was operated at 64 frames per second and a 1-inch f:1.9 lens was used, along with Super XX negative motion-picture film. The 16 mm camera of course yielded enlargements of poorer quality than did the 35 mm equipment, and the shutter speed was not sufficient to completely "stop" the motion; however, its use made the entire process--loading, photographing and processing--extremely convenient and rapid.

#### OBSERVATIONAL TECHNIQUE

After carefully measuring depths with point gages and referencing all grids, the test procedure consisted simply of releasing a wave and following it with the camera on the carriage. This was readily accomplished, since waves generated at the depths used in these experiments travel at a rate corresponding to a medium-fast walk.

Internal velocities at the breaking point were investigated exclusively with the Edgerton-Strobolume apparatus. Since the wave profile was recorded in the plane of the near wall, and since the particles to be observed must be placed an appreciable distance away from this wall, an auxiliary grid was placed in the plane of the particles and slightly above the crest of the highest anticipated wave. Then, on the photographs, these grid lines could be projected down into the wave itself. Droplets of a colored solution of xylene and n-butyl phthalate, adjusted to give a specific gravity of unity, were used to obtain velocities in the interior of the fluid, and 1/8-inch balsa cubes were employed to measure surface velocities.

Experiments were conducted on beach slopes of 0.023, 0.050 and 0.065. Amplitude-to-depth ratios in the constant-depth portion of the tank ranged from about 0.2, which was the lowest wave that could be generated without the presence of large secondary waves following the primary wave, to about 0.7, which was almost the highest wave that could be generated without breaking before reaching the beach. Initial depths ranged from 0.25 feet to 0.45 feet. For several runs, the 0.023 and 0.065 slopes were roughened with a layer of gravel of 0.013 feet average diameter.

#### EXPERIMENTAL RESULTS

##### BREAKING AMPLITUDE-TO-DEPTH RATIO

The experimental values of amplitude-to-depth ratio at the breaking point are plotted in Figures 2(a), 2(b) and 2(c), along with the theoretical value of McCowan for a horizontal bottom. It is noted



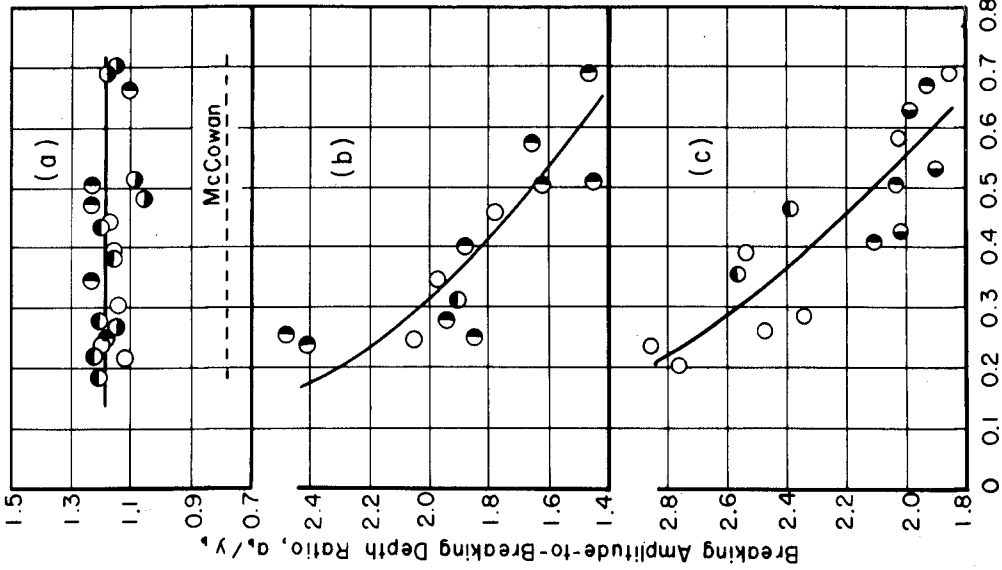


Fig. 2. Breaking amplitude-depth ratios versus initial amplitude-depth ratios.

<p>(a)</p> <p>Slope = 0.023</p> <p>● <math>y_0 = 0.45</math> ft.</p> <p>○ <math>y_0 = 0.40</math></p> <p>● <math>y_0 = 0.31</math></p> <p>● <math>y_0 = 0.24</math></p>	<p>(b)</p> <p>Slope = 0.050</p> <p>● <math>y_0 = 0.49</math> ft.</p> <p>○ <math>y_0 = 0.40</math></p> <p>● <math>y_0 = 0.31</math></p>	<p>(c)</p> <p>Slope = 0.065</p> <p>● <math>y_0 = 0.45</math> ft.</p> <p>○ <math>y_0 = 0.40</math></p> <p>● <math>y_0 = 0.35</math></p> <p>● <math>y_0 = 0.30</math></p>
---	--	---

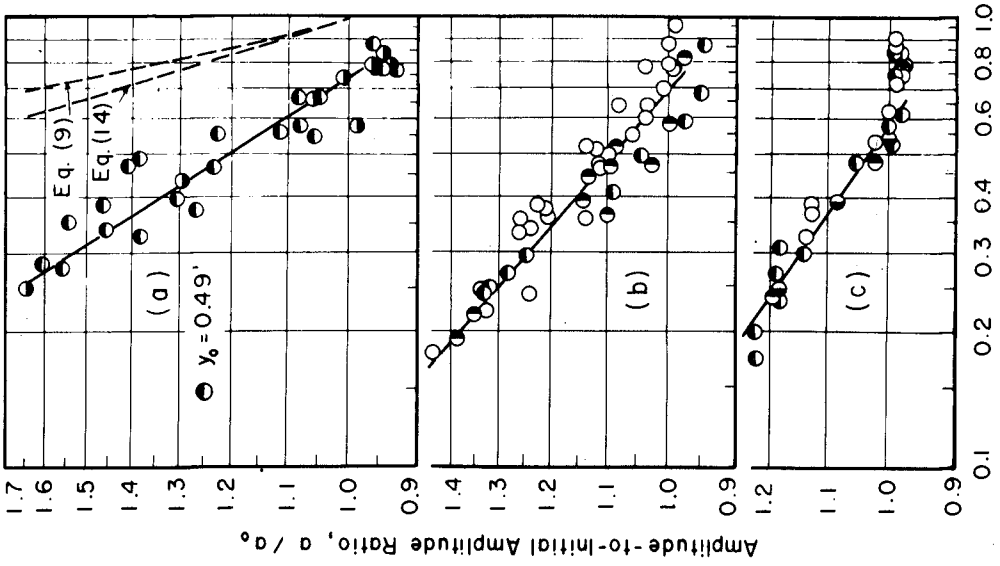


Fig. 3. Relation of shoaling amplitudes to depth.

that the experimental results more closely approach the theoretical value as the slope decreases. This behavior, which will be observed on all experimental curves for breaking characteristics, is to be expected, since the waves are deformed less by the flatter slope; that is, they retain more of their original symmetry with respect to their vertical axes. At the lowest slope of 2.3 percent, the experimental points, although exhibiting appreciable scatter, show no systematic variation with respect to initial amplitude-to-depth ratio. The average value of  $a_b/y_b$  is about 1.2 for breaking on this slope with a smooth beach. Several runs were made on the 2.3 and 6.5 percent slopes with the bottom roughened with a layer of gravel. These results are not shown on the curves of Figure 2 because of the question of assigning breaking-depth values when the gravel thickness forms an appreciable part of the total depth. The significance of these runs will be discussed in later paragraphs.

On the 5.0 and 6.5 percent slopes, the scatter of the points is even larger than on the 2.3 percent slope, but here a pronounced trend for the breaking amplitude-to-depth ratio to increase with decreasing initial amplitude-to-depth ratio is noted, a trend which is greater for the larger slope. The breaking amplitude-to-depth ratio of 1.2 obtained on the flattest slope is still considerably higher than the usually accepted theoretical value of 0.78. This difference does not invalidate the theory, however; it merely points out that while, in the case of oscillatory waves, experiments have revealed that constant-depth theories adequately describe shoaling until close to the breaking point, in the case of solitary waves, a small slope is sufficient to cause a large departure from theory. Although no systematic program has been carried out at this laboratory to determine the maximum solitary wave amplitude obtainable on a horizontal bottom, it is significant that, considering the several hundreds of waves generated since the inception of this project, the largest initial amplitude ever recorded was 0.72 of the depth. This figure should of course be increased by a consideration of the small amount of attenuation that occurs between the point where the wave first stabilizes and the first observation section. In many cases, where an initially breaking wave was generated, the head in the generating reservoir was lowered a very small amount to give a stable wave on the next attempt.

#### BREAKING DEPTHS

The experimental results in Figures 4(a), 4(b) and 4(c) show that the solitary wave on a beach breaks in water depths much shallower than predicted by theory based on zero slope. This difference increases with increasing slopes of the beach. While the curve for the 0.023 slope shows a trend corresponding to that of the theoretical curves, the breaking depths for higher slopes vary almost linearly with the initial amplitude-to-depth ratio.

## BREAKING AMPLITUDES

The experimental results on breaking amplitudes for the three slopes are shown with the theoretical curves for zero slope on Figures 5(a), 5(b) and 5(c). The ratio of breaking-to-initial amplitude,  $a_b/a_o$ , decreases almost linearly with increasing initial amplitude-to-depth ratio,  $a_o/y_o$ . In neither the breaking amplitude nor the breaking depth results does there appear to be any consistent scale effect. In the region of high initial amplitude-to-depth ratio, equations [12] and [16] give reliable values for the breaking amplitudes, with the discrepancies sharply increasing with the slope of the beach.

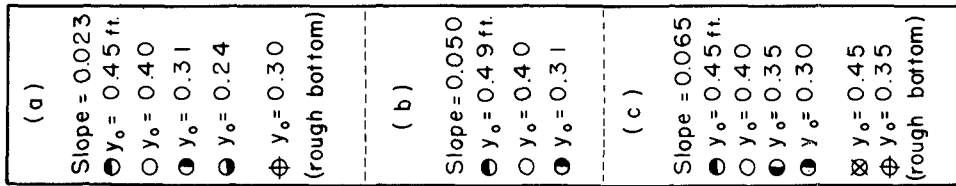
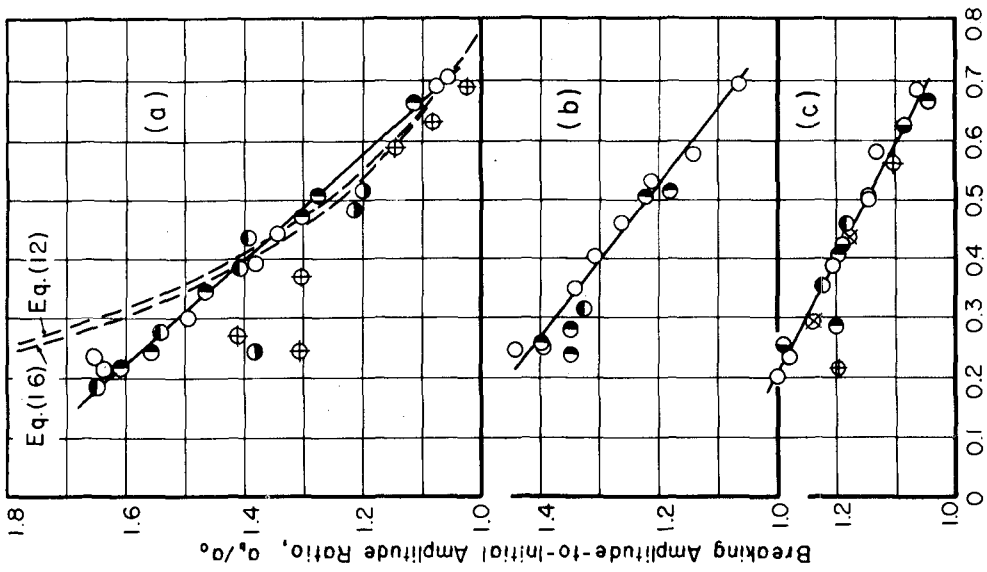
## SHOALING DEFORMATION

The change in amplitude of the solitary wave due to shoaling is given in Figures 3(a), 3(b) and 3(c). These figures show the ratio of local-to-initial amplitude,  $a/a_o$ , plotted as a function of the local-to-initial depth ratio,  $y/y_o$  for several representative runs on each slope. The scatter is considerable but random, and again there is no noticeable scale effect. The rate of amplitude growth on the 0.023 slope comes nearest to the theoretical rate. The failure of the measured amplitude growth to correspond exactly to the theoretical growth is a measure (a) of the asymmetry of the wave, and (b) of the difference between the actual and theoretical volumes. The same effects are of course reflected in the discrepancies between the actual and theoretical breaking depths and amplitudes. Expressing the amplitude increase by an expression of the form

$$\frac{a}{a_o} = K + \left(\frac{y_o}{y}\right)^m \quad [17]$$

the experimental values of  $m$  were found to be 0.47, 0.26, and 0.19 for the 0.023, 0.050 and 0.065 slopes respectively.

An interesting observation on these curves is the decrease of amplitude below the initial value as the wave starts up the beach. This decrease is presumably due to reflection from the toe of the slope, although its magnitude, and therefore the magnitude of the energy loss, does not appear to increase as the slope is steepened. A series of tests on the reflection of solitary waves by impermeable structures of different slopes is described in Technical Memorandum No. 11 (14) of the Beach Erosion Board. The smallest slope angle used in the B. E. B. runs was 6 degrees, corresponding to a slope of 0.105, and the reflected energy at this slope was 9 percent of the incident energy. Extrapolation of the B. E. B. data indicated that no reflected energy is to be expected at slopes of about 4.3 degrees and lower. The largest slope used in the M. I. T. program was 0.065, corresponding to 3.75 degrees. Therefore, considering that the base



Initial Amplitude-to-Initial Depth Ratio,  $a_0/y_0$

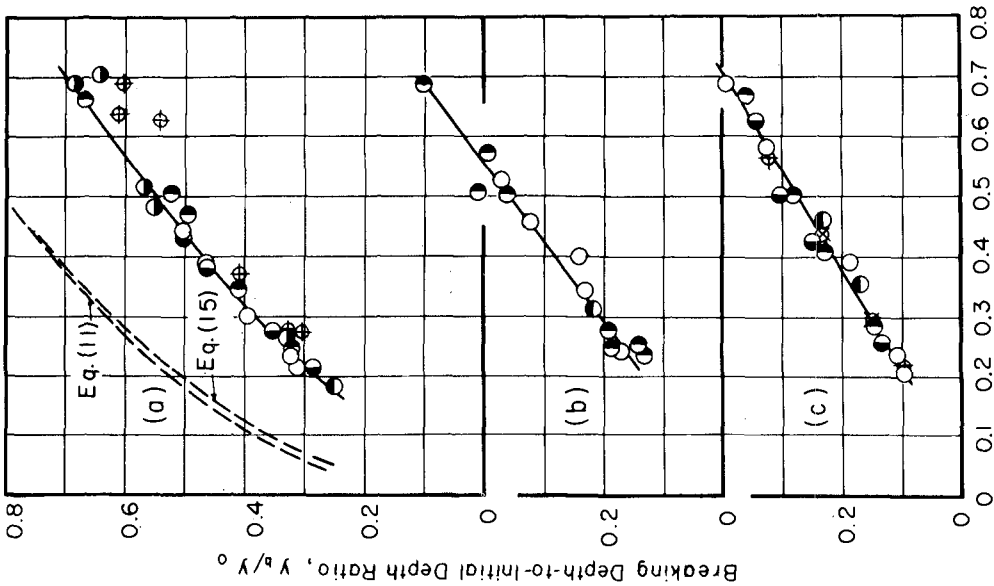


Fig. 4. Breaking depth-initial depth ratios.

Fig. 5. Breaking amplitude-initial amplitude ratios.

of the beach had a relatively smooth transition to the horizontal bottom, no energy reflection would normally be anticipated on any slope reported here. Nevertheless, in the case of the solitary wave, the observed amplitude decrease cannot be attributed to interaction between the energy-transmission factor,  $n$ , and the celerity, which occurs when deep-water oscillatory waves transform into shallow-water waves. The B. E. B. memorandum adds:

"It is significant that at no value of the slope was the solitary wave found to break; rather the action was one of gentle ride-up of the wave on the slope with the transition from a wave to the final uprush being gradual under all conditions tested.....In view of the lack of evidence of breaking of the solitary wave, it is felt that the results of these tests are not even approximately applicable to a train of progressive oscillatory waves, where the return flow, or backwash, from one wave aids in tripping the succeeding wave, thereby causing it to break."

The M. I. T. studies reported here indicate that solitary waves do indeed break in the usual sense at the low slopes investigated, so that the presence of backwash, although it is an important factor in affecting the breaking of oscillatory waves, is not in itself necessary to cause the breaking on these slopes. The applicability of solitary wave results to the case of a train of progressive oscillatory waves will be discussed under a later heading.

#### EFFECT OF BOTTOM ROUGHNESS

The question encountered in the analysis of rough-bottom work reported here is whether or not the depth beneath the wave should include a portion or all of the thickness of the gravel used as the roughening agent. This becomes especially important in these experiments because the gravel diameter is 0.013 feet and some of the breaking depths are of the order of 0.05 feet. At first, the depths were measured down through the gravel layer to the smooth bottom. This procedure reduced the breaking amplitude-to-depth ratios on the 0.023 slope to an average value of 1.0. The breaking amplitudes were smaller than the corresponding smooth-bottom results, while the breaking depths remained unchanged. Because the gravel diameter-to-depth ratio was large, the results were re-analyzed on the basis that the breaking amplitude-to-depth ratios would be the same on the rough bottom as for the corresponding waves on a smooth bottom. Of course, this procedure involved the use of average smooth-bottom values. Also, the two breaking ratios are probably not identical, since it was observed that the rough-bottom breakers tended more to the pure spilling form than the corresponding smooth-bottom breakers. Nevertheless, this procedure is believed to be at least more correct than the first one.

The final rough-bottom results are shown in Figures 3 and 4. There is no appreciable roughness effect on the steep slope. The

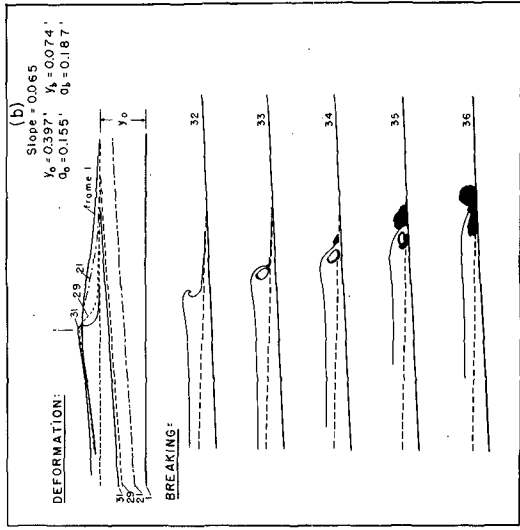
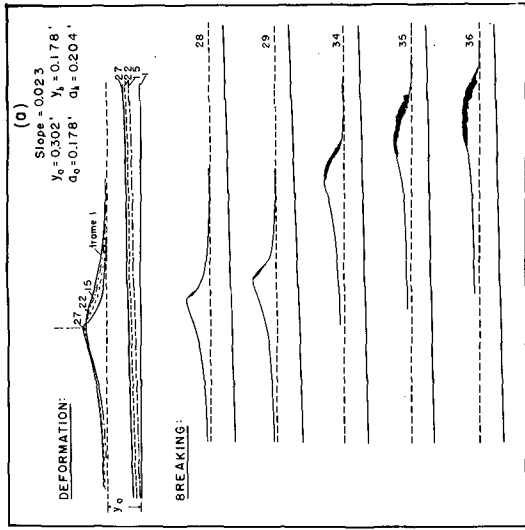


Fig. 7. Shoaling and breaking of representative waves.

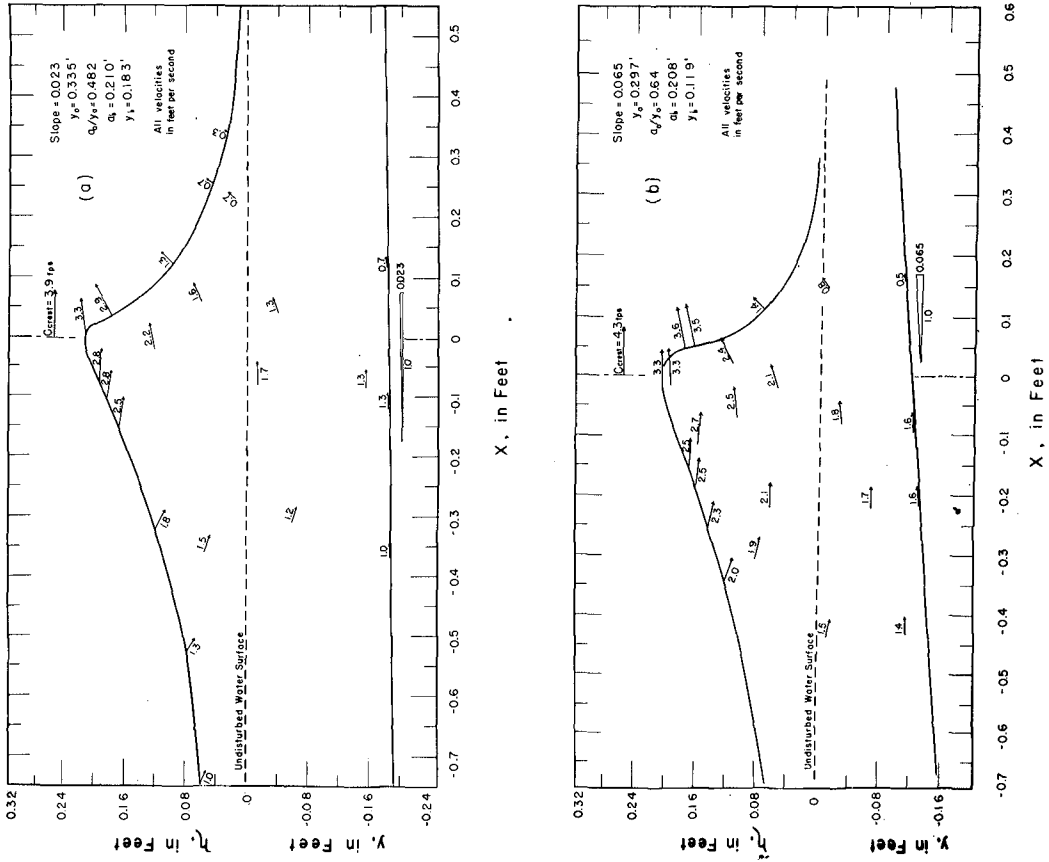


Fig. 6. Internal velocities at breaking.

breaking amplitudes are reduced approximately 10 percent below the breaking amplitudes of the same waves for the smooth bottom runs for the lowest waves on the 0.023 slope. The percentage reduction decreases as the initial waves become higher. Similarly, the breaking depths are lower, showing that the effect of amplitude attenuation is appreciable.

#### EFFECT OF WALL AND BOTTOM FRICTION ON SMOOTH-BOTTOM BREAKING DATA

It is of some interest to determine, at least approximately, the effect of bottom and wall friction on the shoaling data. The only available attenuation expression is the Keulegan (15) equation, which has admittedly not been verified in the range of depths and amplitude-to-depth ratios encountered in shoaling. However, recent attenuation studies at M. I. T. have indicated that the use of the Keulegan equation in this range can be expected to give conservative results; i.e., to give excessive damping. The shoaling case in which friction would be most effective was chosen as an example; namely, an initially low wave ( $a/y = .25$ ) on a flat (0.023) slope. The experimentally determined amplitude increase was used. It was found that the friction reduced the breaking amplitude by only 3.3 percent and the breaking depth by 7.1 percent for these unfavorable assumptions.

#### INTERNAL VELOCITY MEASUREMENTS

Results on internal velocity measurements at the breaking point are shown in Figures 6(a) and 6(b), with the first figure representing a wave breaking on a 0.023 slope, and the second figure, a wave breaking on a 0.065 slope. This phase of the study was originally undertaken to determine if any appreciable differences in velocity distribution prevailed within plunging and spilling breakers. Because it was found that photographing colored droplets to obtain internal velocities at the breaking point was not a sufficiently precise procedure to determine small velocity differences, only a preliminary series of runs was made. Especially difficult is the determination of a crest celerity over the short distance which the wave traverses between two frames (at  $1/20$  second) of the film. Because the internal velocities shown in the figures were determined from the two film frames closest to the breaking point, they necessarily represent average velocities over the time period of  $1/20$  second. Although the time involved is short, the change in wave shape near the breaking point is extremely rapid, and therefore appreciable accelerations are involved. The wave shapes and particle positions depicted in the figures correspond to the second of the two frames employed, that is, to the frame closest to the actual breaking point. Therefore, the internal velocities shown for the shoreward side of the wave are lower than the true instantaneous velocities for the second frame, while those for the seaward side are slightly higher. Similarly, the crest celerities are probably slightly low, although, because of the rapid deformation of the waves in this region, the significance of the crest celerity is questionable. The measured crest celerities and particle

velocities in relation to the theoretical celerities for a stable wave of similar amplitude and depth are as follows for the two cases given in Figures 6(a) and 6(b).

Slope = 0.023: Measured celerity = 3.9 fps  
 Maxim. measured particle velocity = 3.3 fps  
 Theoretical celerity = 3.6 fps

Slope = 0.065: Measured celerity = 4.3 fps  
 Maxim. measured particle velocity = 3.6 fps  
 Theoretical celerity = 3.3 fps

The preliminary results shown here indicate also that on a flat slope with a spilling breaker, the maximum velocity nearly equals the crest celerity at the breaking point. This maximum velocity appears to occur just slightly shoreward of the highest point of the crest. Unfortunately, the evidence presented in Figure 6 does not as yet permit the development of a clear distinction between the internal kinematics of plunging and spilling breakers.

#### WAVE DEFORMATIONS

Figures 7 and 8 illustrate the deformation of representative shoaling solitary waves. In Figure 7, which illustrates chronologically the entire deformation and breaking process, the profiles are designated by frame numbers, consecutive frame numbers representing a time interval of 1/20 second. The deformation of the breaker on the steep slope in Figure 7(b) is seen to begin gradually, with a rapid acceleration of the process occurring just before the breaking point is reached. Characteristic of this breaker, in addition to its violence, is its vertical front face and extreme asymmetry. The spilling breaker in Figure 7(a), on the other hand, is due to a more gentle process, and the wave initially deforms as well as breaks in a much more gradual fashion.

Figure 8 illustrates representative wave profiles at the breaking point. The ordinates are plotted in terms of  $h/a_0$ , where  $a_0$  is the amplitude of the initially undisturbed wave, to emphasize the fact that waves which are initially low grow relatively larger in amplitude before breaking than do waves which are initially high. Again, the increase of asymmetry with increasing beach slope is evident, as is the increase of asymmetry with decreasing initial wave height. Ursell (5) theoretically predicted, in a qualitative sense, the effect of shoaling on oscillatory wave symmetry by consideration of the parameter  $HL^2/y^3$ . Large values of this parameter correspond to unstable long waves, which deform by steepening of the front face. Initially low waves are able to progress farther up a beach before breaking than are initially high waves, so that the resulting large values of the parameter  $HL^2/y^3$  correctly predict an increased tendency toward wave asymmetry.



In Figure 9 the wave forms at the breaking point are related to the initial amplitude-to-depth ratio for each slope. Waves which retained much of their original symmetry during shoaling and which deformed principally offshore by a "peaking up" of the crest have been classed as "symmetric" breakers. On the other hand, waves which became severely asymmetric during shoaling and which deformed principally by a steepening of the front face in very shallow water have been classed as "asymmetric" breakers; these waves approach, as the extreme case, the non-linear waves depicted by Stoker. There is some scatter evident, since the classification of each run depends to some extent upon the personal judgment of the observer who reviews the motion-picture films and still photographs. The dashed curve shown dividing the regions in which the two breaker types prevail is therefore an approximation, although a theoretical limiting point of this curve can be deduced from the fact that for zero slope, only a "symmetric" breaker can occur.

It should be emphasized that Figure 9 classifies only the wave shape at the breaking point; it does not necessarily distinguish between spilling and plunging breakers. All the waves classed as "asymmetric" plunged. However, on the two steeper slopes, the waves classed as "symmetric" also developed pronounced overhanging crests after the breaking point was reached. In fact, none of the breakers obtained on smooth beaches conformed rigidly to the pure spilling form previously defined. The breakers on the 0.023 slope approached this type very closely, but in most cases there was a slight tendency for overhanging crests to form, although, on this flat slope, a distinct nappe was never visible. When the beach was roughened, almost true spilling breakers were obtained on the 0.023 slope.

#### APPLICATION OF THE SOLITARY WAVE TO SURF PROBLEMS

The possibility of the application of solitary wave theory to the problem of oscillatory waves about to break on a sloping beach has been suggested by several investigators, notably Munk (13). As oscillatory waves proceed landward, the crests appear to become more accentuated and the troughs appear to become correspondingly flatter. Finally, the wave train resembles a "series" of independent solitary waves. It is this resemblance which led to the conclusion that possibly the wave length  $L$  is no longer significant near the breaking point and that the height-to-depth ratio  $H/y$ , corresponding to the solitary wave ratio  $a/y$ , is then the only significant parameter. The solitary wave has for many years been recognized by mathematicians as the limiting case of the oscillatory wave; but only in recent years have attempts been made to apply solitary wave theory to engineering problems.

#### BREAKING HEIGHT-DEPTH RATIO

That the McCowan limiting ratio of 0.78 for solitary waves is at least a good first approximation to the  $H_b/y_b$  value for oscillatory waves is shown in Table I below, obtained from published results.

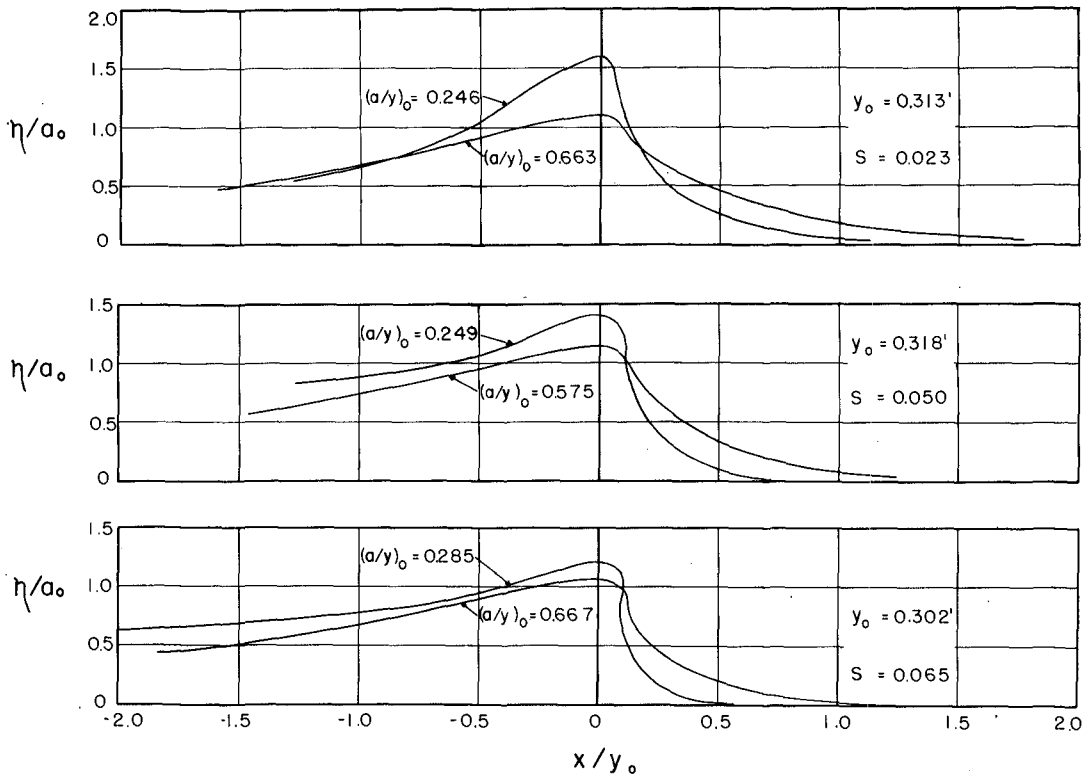


Fig. 8. Typical wave shapes at the breaking point.

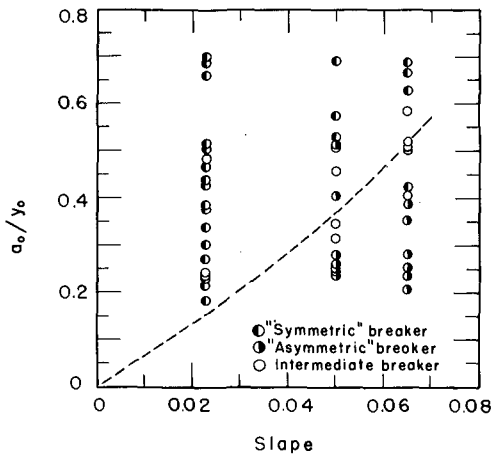


Fig. 9 Wave - shape classification at breaking.

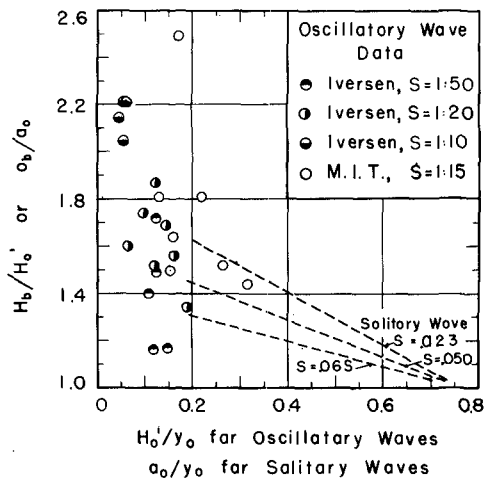


Fig. 10 Comparison of oscillatory and solitary wave breaker heights.

Much of the scatter evident in Column (5) is attributable to the wide range of initial steepnesses represented in the data.

Table I

(1) Reporter	(2) No. of Runs	(3) Slope	(4) Mean $H_b/y_b$	(5) Min-Max	(6) Adj. $H_b/y_b$
Iversen (16) (Lab.)	13	1:50	.818	.682-.937	.924
	19	1:20	.840	.656-1.000	1.069
	16	1:10	1.035	.778-1.232	1.360
Larras (17) (Lab.)	160 (Total)	1:100	.684	.57-.83	
		1:50	.746	.57-.87	
		1:11	.862	.57-1.05	
Munk (13) (Lab. & Field)	746	Not Specified	.75	.64-.91	

The breaking ratios listed in Table I show no tendency to attain the high values obtained on steep slopes during the course of the solitary wave experiments. They do, however, increase with steepening slope, although again not to the extent observed for solitary waves. Iversen's results were also computed with the depth  $y_b$  measured to the bottom of the troughs rather than to the mean water level and the adjusted ratios are listed in Column (6). These adjusted ratios are seen to come somewhat closer to the  $a_b/y_b$  values obtained in this study.

#### BREAKER HEIGHTS

Munk, using the energy-transmission equation for oscillatory waves along with equation [4] and the McCowan limiting value of  $a_b/y_b = 0.78$  arrived at

$$\frac{H_b}{H_o} = \frac{1}{3.3 (H_o/L_o)^{1/3}} \quad [18]$$

for the breaking height of oscillatory waves in terms of their initial, or deep-water, height and steepness. Comparison with laboratory and field data showed that equation [18] could be expected to apply for values of deep-water wave steepness of approximately 0.006 and lower.

Bagnold (18) has suggested that oscillatory waves begin to act as independent solitary waves when their period exceeds a critical period defined by

$$T_c = \frac{2\pi}{M} \sqrt{\frac{y}{g}} \quad [19]$$

where  $M$  is approximately equal to  $(3a/y)^{1/2}$ . From the data published by Iversen, several runs were chosen which came close to satisfying the criterion suggested by Bagnold in the constant-depth region of the wave tank. On Figure 10,  $H_b/H_o'$  is plotted against  $H_o'/y_o$  for these waves, where  $H_o'$  is the measured wave height in the constant-depth portion of the channel, and is compared with the solitary wave results (dashed lines) for  $a_b/a_o$  vs.  $a_o/y_o$ . Because most of Iversen's waves were of fairly short period as judged by equation [19], a few runs of an exploratory nature were made on long-period oscillatory waves in the large wave tank at M. I. T. The slope was 1:15, corresponding closely to the 0.065 slope used in the solitary wave experiments, and the initial depth  $y_o$  for all waves was 1.75 feet. A synopsis of these runs is given in Table II below and in Figure 10.

Table II

Run	Period (sec.)	$H_o'$ (ft.)	$H_b$ (ft.)	$y_b$ (ft.)	$H_b/H_o'$
1	4.25	.226	.409	.355	1.81
2	4.25	.548	.791	.690	1.45
3	4.25	.325	.534	.495	1.64
4	8.83	.298	.727	.690	2.44
5	6.43	.380	.688	.570	1.81
6	5.49	.459	.702	.656	1.53

In the above runs, the location of the break was estimated visually by the observers, and the breaker heights were obtained by placing a capacitance profile recording wire at this visually determined breaking point. The average value of  $H_b/y_b$  is 1.12, which is higher than Iversen's average value of 0.94 for the 1:10 and 1:20 slopes. There is some indication, then, that the breaking height-to-depth ratio increases with increasing period, but again the high breaking ratios obtained for the solitary waves are not reached. In general oscillatory wave breaking heights are not consistent with the results of solitary wave experiments. While oscillatory wave breaker heights increase with increasing slope, the opposite has been found to be true for solitary waves. Long-period shallow-water oscillatory waves admittedly bear some physical resemblance to solitary waves as they approach a beach. However, in the surf zone this resemblance disappears, and, as the experimental results imply, the backwash from preceding waves undoubtedly plays an important role in the breaking process. In many cases, nevertheless, the application of the theoretical limiting solitary wave height to the breaking of oscillatory waves on a beach has given results surprisingly well substantiated by field observation. The present experimental evidence for the breaking of solitary waves, however, clearly does not support the hypothesis of solitary wave behavior on the part of oscillatory waves close to the breaker line. The limiting height of the solitary wave at the breaking point on a slope has been found to be materially higher than the theoretical limiting value for the solitary wave in a horizontal channel.

## GENERAL CONCLUSIONS

An experimental study has been made of the shoaling and breaking of solitary waves on slopes of 0.023, 0.050 and 0.065, with initial depths ranging from 0.25 to 0.45 feet. The principal findings may be stated as follows:

1. On the flattest slope, the breaking amplitude-to-depth ratio  $a_b/y_b$  is practically constant at 1.2 for all incident waves, compared with the theoretical value of 0.78 (McCowan) for solitary waves in water of constant depth. For the steep slopes, the value of this ratio increases with the slope and with decreasing initial wave height.
2. For the same incident wave, breaking amplitudes and breaking depths increase with decreasing slope. For a given slope and initial depth, lower amplitude waves grow relatively higher and break in shallower depths than waves of higher initial amplitude. Bottom roughness slightly reduces breaking amplitudes and depths, but the effect is noticeable only in the case of an initially low wave traveling up a flat beach.
3. The observed amplitude growth along the beach increases with flatter slopes, but falls considerably short of the growth consistent with constant-energy consideration.
4. Steep slopes increase the tendency toward plunging breakers. The flattest slope featured almost spilling breakers, with pure spilling resulting when this beach was roughened.
5. The ratio of breaker height-to-initial height obtained from available long-period oscillatory wave data cannot at present be reconciled with solitary wave experimental results.

## ACKNOWLEDGMENT

The study reported here was conducted at the Hydrodynamics Laboratory of M. I. T. with the sponsorship of the Office of Naval Research; U. S. Department of the Navy, under Contract No. N5-ori-07837, NR-062-068.

## REFERENCES

1. Russell, J. S., "Report on Waves to the British Association for the Advancement of Science," 1842, Reprinted in The Wave of Translation, Trubner and Company, London, 1885.
2. Daily, J. W. and Stephan, S. C., Jr., "The Solitary Wave," Proceedings, Third Conference on Coastal Engineering, 1952.
3. Boussinesq, J., "Theorie de l'Intumescence Liquid Appelee Onde Solitaire ou de Translation," C. R. Academie Science, V 72, 1871, p. 755.

4. Stokes, G. G., "Note on the Theory of the Solitary Wave," Phil. Mag., V 31, 1891.
5. Ursell, F., "The Long-wave Paradox in the Theory of Gravity Waves," Proc. Camb. Phil. Soc., V 49 (4), p. 684, 1953.
6. Stokes, G. G., "On the Theory of Oscillatory Waves," Trans. Camb. Phil. Soc., V 8, p. 441, 1847.
7. Stoker, J. J., "The Formation of Breakers and Lores," Communications on Appl. Math., V. 1, n 1, 1948.
8. Biesel, F., "Study of Wave Propagation in Water of Gradually Varying Depth," Gravity Waves, Nat. Bur. Stds. Circular 521, p. 243, 1951.
9. McCowan, J., "On the Highest Wave of Permanent Type," Phil. Mag. V 38 (5), p. 351, 1894.
10. Gwyther, R. F., "The Classes of Long Progressive Waves," Phil. Mag., V 50 (5), p. 213, 1900.
11. Davies, T. V., "Symmetrical, Finite Amplitude Gravity Waves," Gravity Waves, Nat. Bur. Stds. Circular 521, 1951.
12. Packham, B. A., "The Theory of Symmetrical Gravity Waves of Finite Amplitude, II, The Solitary Wave," Proc. Roy. Soc. London (A), V 213, n 1113, p. 238, 1952.
13. Munk, W. H., "The Solitary Wave Theory and its Application to Surf Problems," Annals N. Y. Acad. Sci., V 51, 1949.
14. Caldwell, J. M. "Reflection of Solitary Waves," Tech. Mem. No. 11, Beach Erosion Board, 1949.
15. Keulegan, G. H., "Gradual Damping of Solitary Waves," J. Res. Nat. Bur. Stds., V 40, n 6, p. 487, 1948.
16. Iversen, H. W., "Laboratory Study of Breakers," Gravity Waves, Nat. Bur. Stds. Circular 521, 1951.
17. Larras, J., "Experimental Research on Breaking of Waves," Ann. Ponts et Chaussées, V 122, p. 525, 1952.
18. Bagnold, R. A., "Sand Movement by Waves," J. Inst. Civ. Engrs., V 27, p. 447, 1947.

## RESUME

ONDE SOLITAIRE CARACTERISTIQUES DE L'AMORTISSEMENT  
INCIDENCES CARACTERISTIQUES DE L'ABAISSEMENT DU TIRANT D'EAU

A. T. Ippen et Gershon Kulin

Une étude expérimentale de l'onde solitaire dans des canaux horizontaux et en pente est en cours au Laboratoire d'hydrodynamique de l'Institut technique du Massachusetts. La première phase de l'étude, comprenant les résultats obtenus sur la célérité, le profil, le mouvement interne et l'amortissement de l'amplitude dans des canaux horizontaux lisses, a fait l'objet d'un rapport de J.W. Daily et S.C. Stephan Jr au 3ème Congrès du Coastal Engineering en 1952. La présente communication contient une discussion plus large des divers aspects de l'amortissement par friction sur fond lisse et des résultats expérimentaux concernant les canaux à rugosité artificielle. Un programme de recherches expérimentales sur le comportement de la houle sur les plages en pente est décrit. La théorie postule qu'une et une seule forme stable d'onde solitaire peut exister pour une amplitude et une profondeur données. Cependant, l'expérience montre avec évidence que le profil de l'onde dépend, dans une faible mesure, de l'amortissement du mouvement de l'onde. Alors qu'au début le mouvement de l'onde suit convenablement les prévisions théoriques de Boussinesq, une onde de même amplitude mais résultant de l'amortissement d'une onde d'amplitude plus grande, se trouve avoir un profil plus aplati. Cette déformation du profil est surtout localisée dans les régions où l'onde possède une faible énergie et son effet sur le processus de l'amortissement n'est pas important, quoique observable au Laboratoire. L'analyse de l'amortissement sur de faibles distances de parcours (excluant les réflexions sur les extrémités du canal) des ondes fraîchement engendrées, montre que le coefficient expérimental d'amortissement dépend de la hauteur de la crête, alors que le coefficient théorique de Keulegan est constant pour une hauteur d'eau donnée. Le coefficient expérimental est plus petit dans la gamme des fortes amplitudes ; dans la gamme des faibles amplitudes, où les hypothèses de la théorie de Keulegan sont les mieux satisfaites, il est plus grand que le coefficient théorique.

L'analyse des essais sur l'amortissement, effectués sur des fonds à rugosité artificielle, tout en accusant un taux d'amortissement plus élevé que dans des canaux lisses pour des hauteurs correspondantes, a révélé que l'influence du coefficient d'amortissement sur la hauteur de l'onde est moindre.

L'intérêt porté à l'onde solitaire, ces dernières années, provient du fait que les houles périodiques à longue durée, comprises dans la zone juste au large du point de déferlement, ressemblent à un "train" d'ondes solitaires. Cette similitude a conduit à admettre l'existence sur la plage d'un point au-delà duquel la longueur d'onde n'est plus un paramètre essentiel, l'évolution de la houle périodique étant alors gouvernée par la théorie de l'onde solitaire. Sous ce rapport, le comportement d'ondes solitaires fut étudié sur des plages de pentes 0,023, 0,050 et 0,065. Une théorie sur le déferlement des ondes solitaires s'applique uniquement aux fonds horizontaux et les conditions de déferlement observées s'écartent d'autant plus de ces résultats théoriques que la pente croît. Sur la pente de 0,023, le rapport de déferlement amplitude-profondeur est approximativement constant et égal à 1,2 pour toutes les ondes (à comparer à la valeur théorique de 0,78 de Mc Cowan). Sur des pentes plus raides, ce rapport de déferlement est plus élevé et il croît notablement lorsque le rapport initial amplitude-profondeur décroît. Des rapports de déferlement amplitude-profondeur jusqu'à 2,7 ont été obtenus pour des ondes initialement aplaties sur la pente de 0,065. Toutes les ondes déferlent pour des tirants d'eau plus faibles que ceux prévus par la théorie. L'accroissement d'amplitude de l'onde le long de la plage est plus grand pour les pentes les plus faibles. Ce taux d'accroissement de l'amplitude peut s'exprimer par la formule :

$$\frac{a}{a_0} = \left(\frac{y}{y_0}\right)^n$$

en prenant pour  $n$  les valeurs expérimentales respectives de 47, 26, 19 pour des pentes de 0,023, 0,050 et 0,065.

Sur la pente de 0,023 les ondes conservaient, en première approximation, leur symétrie d'origine en remontant la pente vers la plage et elles déferlaient par déversement presque pur avec une très légère tendance à former une crête surplombante. Sur les pentes les plus raides, les ondes devenaient plus dissymétriques et les déferlements se font par plongements, la tendance à plonger devenant plus prononcée pour un rapport initial amplitude-profondeur décroissant. Des profils de divers types sont présentés pour illustrer la déformation de l'onde, et les formes de déferlement sur les diverses pentes. L'application des résultats obtenus pour l'onde solitaire aux problèmes de houle oscillatoire fait l'objet d'une discussion.



## Chapter 5

### REMARQUES SUR LE CALCUL DES AMPLITUDES DE LA HOULE LINEAIRE ENGENDREE PAR UN BATTEUR

J. Kravtchenko

Professeur à la Faculté des Sciences de Grenoble

#### I - INTRODUCTION

On doit à Havelock et à Biésel une théorie de la génération de la houle plane, mono-périodique, simple de Stokes. Le calcul de l'amplitude de la houle progressive, produite par un batteur, constitue le résultat le plus saillant des auteurs précités. Nous renvoyons le lecteur au mémoire original de Biésel pour tout ce qui concerne la mise en équations du problème, dont nous ne rappelons ici que l'énoncé définitif.

Dans le plan  $Oxy$ , de la variable complexe  $z = x + iy$ , envisageons un domaine  $D$ , défini par les inégalités :

$$0 \leq x \leq \infty ; \quad 0 \leq y \leq h, \quad (1)$$

où  $h$  est une constante positive. Il s'agit de construire dans  $D$  une fonction harmonique  $u(x,y)$ , finie et continue à l'infini, finie et continue dans  $D$  et sur ses frontières (ainsi que ses dérivées), sauf peut-être, pour  $z = 0$  et  $z = ih$ , assujettie à vérifier les conditions aux limites ci-après :

$$\frac{\partial u}{\partial y} = 0 \quad \text{pour } 0 \leq x \leq \infty \quad ; \quad y = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial u}{\partial y} = \frac{k^2 u}{g} \quad \text{pour } 0 \leq x \leq \infty \quad ; \quad y = h \quad (3)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} = k f(y) \quad \text{pour } x = 0 \quad ; \quad 0 \leq y \leq h \quad (4)$$

Dans ces fomules,  $f(y)$  est une fonction donnée à priori, que pour simplifier, nous supposerons douée de la dérivée troisième  $f'''(y)$ , finie et continue pour  $0 \leq y \leq h$ ;  $k = 2\pi/T$ ,  $T$  étant la période du batteur; enfin  $g$  désigne, suivant l'usage, l'accélération de la pesanteur.

Lorsqu'on a la solution explicite du problème aux limites qui précède, on peut discuter toutes les particularités de la propagation de la houle de Stokes, engendrée par un batteur effectuant de faibles oscillations sinusoïdales simples, de période  $T$ , autour de la position moyenne, supposée voisine de la verticale  $Oy$ . La forme du batteur et son mode d'articulation sont liés simplement à la fonction  $f(y)$ . Rappelons que pour un batteur piston on prend:  $f(y) = e = \text{Cte}$  et pour un volet battant, on a  $f(y) = \frac{e}{h} y$ . Dans ces fomules,  $e$  est l'élongation maxima du volet et il va de soi que pour rester dans les cadres de la loi linéaire de Stokes, on supposera  $f(y)$ ,  $f'(y)$  et  $f''(y)$  petits en valeur absolue sur tout l'intervalle  $0 \leq y \leq h$ .

Le problème aux limites ainsi posé a été résolu par Havelock (et discuté en détail par Biéssel) au moyen des développements en séries.

L'objet de ce mémoire est de compléter sur quelques points les conclusions des auteurs précités.

Tout d'abord, rappelons que  $u(x, y)$  présente des singularités aux points  $z = 0$  et  $z = ih$ . A notre connaissance, l'étude du voisinage de  $z = ih$  n'a pas encore été faite. En revanche, Biéssel a déterminé la singularité de  $u$  au point  $z = 0$ , et ce, à partir du développement de  $u$  en série; il en résulte que la discussion exige des calculs parfois laborieux. Il nous a paru à la fois plus simple et plus rigoureux de faire une étude à priori de ces singularités. On a ainsi immédiatement la justification des développements en série et, en même temps, la démonstration de la validité des solutions formelles, obtenues par Havelock et Biéssel. De plus, on peut discuter en toute sécurité la portée physique de la théorie due à ces auteurs.

En second lieu, nous étendons les fomules résolutives de Biéssel au cas d'un volet battant simple dont l'axe est placé au-dessus de la surface libre du liquide et dont l'extrémité inférieure atteint le fond du canal. L'étude de ce dispositif se ramène très simplement à celle de la combinaison d'un volet battant à axe immergé (situé au fond de la section du lit) et d'un batteur piston; pourtant, cette remarque ne semble pas avoir été faite jusqu'ici.

Enfin, nous comblons une lacune de la théorie de Havelock et Biéssel et nous démontrons que la suite des fonctions propres, introduites par ces auteurs, est complète; il suffit, pour cela, de s'appuyer sur quelques résultats récents de Lévitanev.

Au total, notre communication ne contient guère de résultats nouveaux pour un technicien. Mais il nous a paru utile d'apporter un peu plus de simplicité et de rigueur à une théorie aussi importante, au point de vue des applications, que celle de la génération de la houle.

## II - ETUDE DES SINGULARITES DE $u(x,y)$

Commençons par une démonstration intuitive du fait que  $u(x,y)$  présente des singularités en chacun des points  $z = 0$  et  $z = ih$  ; la vérification rigoureuse sera présentée ultérieurement.

Si  $u$  était régulière à l'origine, les dérivées secondes de  $u$  y existeraient au point  $x = y = 0$  et on aurait :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} = \frac{\partial^2 u}{\partial y \partial x} \quad (5)$$

Or on a, en calculant les deux membres de (5) à partir de (2) et de (4) respectivement :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} = 0 \quad \text{pour } x = y = 0$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial y \partial x} = kf'(0) \quad \text{pour } x = y = 0$$

Il s'en suit que si  $f'(0) \neq 0$ , la condition nécessaire (5) de régularité n'est pas satisfaite.

Un raisonnement analogue montrerait que (5) ne peut être vérifié pour  $x = 0$ ,  $y = h$  que si :

$$gf'(h) = k^2 f(h)$$

Bien entendu, le raisonnement précédent n'est rigoureux que moyennant quelques précautions ; il faut préciser les propriétés de continuité des valeurs frontières d'une fonction harmonique pour avoir le droit de calculer les dérivées secondes comme il vient d'être fait. On verra que la justification de ce point est immédiate le long des bords horizontaux de la bande D. Un lecteur soucieux de rigueur trouvera au chapitre III de ma thèse, citée dans la bibliographie, la démonstration du résultat que voici : si  $f'''(y)$  existe, est finie, continue pour  $0 \leq y \leq h$ , la relation (4) peut être dérivée en  $y$  une fois pour  $0 < y < h$ .

REMARQUES SUR LE CALCUL DES AMPLITUDES DE LA HOULE 53  
 LINEAIRE ENGENDREE PAR UN BATTEUR

Ehonnons maintenant quelques propriétés élémentaires de régularité que  $u(x,y)$  vérifie sur la frontière de D.

D'après les hypothèses faites,  $u$  est finie et continue en chaque point de l'axe réel. D'après (2), la fonction  $\partial u / \partial y$ , harmonique dans D, est prolongeable analytiquement par symétrie à travers cet axe. On peut donc définir  $u$  dans la demi bande D' :

$$-h \leq y \leq h \quad ; \quad 0 \leq x \leq \infty,$$

au moyen de la formule :

$$u(x,y) = u(x, -y) \quad ; \quad 0 \leq x \leq \infty \quad ; \quad 0 \leq y \leq h$$

Ainsi la fonction harmonique  $u$ , régulière dans D', est paire en  $y$  ; on en déduit :

$$\frac{\partial u(x,y)}{\partial x} = \frac{\partial u(x,-y)}{\partial x}$$

Comme par hypothèse,  $\partial u / \partial x$  est continue dans D et sur la frontière de ce domaine, sauf, peut-être, à l'origine et au point  $z = ih$ , on voit que cette fonction, harmonique dans D', vérifie les conditions frontières :

$$\begin{aligned} \frac{\partial u(0,y)}{\partial x} &= kf(y) && \text{pour } 0 \leq y \leq h \\ \frac{\partial u(0,y)}{\partial x} &= kf(-y) && \text{pour } -h \leq y \leq 0. \end{aligned} \tag{6}$$

D'après ce que nous avons vu tout à l'heure, on peut dériver en  $y$  ces relations. Il vient donc :

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 u(0,y)}{\partial x \partial y} &= kf'(y) && \text{pour } 0 \leq y \leq h \\ \frac{\partial^2 u(0,y)}{\partial x \partial y} &= -kf'(-y) && \text{pour } -h \leq y \leq 0 \end{aligned} \tag{6'}$$

Ainsi, la fonction  $\partial u / \partial x$ , harmonique dans D', est continue le long de l'axe imaginaire ; par contre, la fonction  $\partial / \partial y (\partial u / \partial x)$  également harmonique dans D', est continue le long de l'axe imaginaire, origine exceptée et subit en ce point une discontinuité de première espèce, à moins que  $f'(0)$  ne soit nul. Le détermination de la singularité que présente alors  $u(x,y)$  au point  $z = 0$  est alors élémentaire. Voici une manière particulièrement rapide de conclure. Posons :

$$w(z) = u + i v$$

$v(x,y)$  étant la fonction harmonique dans  $D'$ , conjuguée de  $u$  ; d'après les hypothèses faites sur  $u$ ,  $w(z)$  est holomorphe à l'intérieur de  $D'$ . Si on désigne par le symbole  $R$  la partie réelle d'une expression complexe, on a :

$$R\left(i \frac{d^2 w}{dz^2}\right) = \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y}$$

Si alors on introduit la fonction :

$$F(z) = -\frac{2ik}{\pi} f'(0) \log z, \quad (7)$$

où le logarithme est pris avec sa détermination réelle pour  $z$  réel et positif, on vérifie immédiatement, eu égard à (6') que la fonction harmonique dans  $D'$  :

$$R\left[i \frac{d^2 w}{dz^2} - F(z)\right]$$

est nulle à l'origine et continue (au sens de Lipschitz) le long de l'axe imaginaire dans le voisinage de ce point, puisque  $f''(0)$  existe. On peut donc écrire, pour  $z = iy$  :

$$\left|R\left[i \frac{d^2 w}{dz^2} - F(z)\right]\right| = o(|y|)$$

où  $o(|y|)$  désigne, suivant l'usage, une fonction d'ordre  $|y|$ . Le résultat classique de Fatou (on se rapportera, par exemple, au chapitre III de ma thèse pour l'étude des modules de continuité, à la frontière de leurs domaines de définition, des fonctions analytiques) permet alors de former le développement limité ( $a_0$  étant une constante réelle arbitraire) :

$$i \frac{d^2 w}{dz^2} = F(z) + i a_0 + o(z \log z)$$

d'où l'on tire eu égard à (7) :

$$w(z) = -\frac{k}{\pi} f'(0) z^2 \log z + cz + c_1 + \left[a_0 + \frac{3}{2} \frac{k}{\pi} f'(0)\right] z^2 + o(z^3 \log z)$$

où  $c$  et  $c_1$  sont des constantes. On pourrait même préciser la forme du reste  $o(z^3 \log z)$  ; mais cela est sans intérêt pour les applications.

Posons :  $z = \rho e^{i\theta}$

$$C = a + bi ; \quad C_1 = a_1 + b_1 i$$

En séparant le réel de l'imaginaire dans la formule précédente, il vient :

$$u(x,y) = -\frac{k}{\pi} f'(0) [(x^2 - y^2) \log \rho - 2xy\theta] + \left[ a_0 + \frac{3}{2} \frac{k}{\pi} f'(0) \right] (x^2 - y^2) + ax - by + a_1 + O(\rho^3 \log \rho)$$

On voit donc que :

$$\frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{2kf'}{\pi}(0) \left( x \log \rho - y\theta + \frac{x}{2} \right) + \left[ a_0 + 3 \frac{k}{\pi} f'(0) \right] x + a + O(\rho^2 \log \rho)$$

Cela se réduit par  $x = 0$  à :

$$\frac{\partial u(0,y)}{\partial x} = kf'(0) y + a + O(\rho^2 \log \rho),$$

relation qui n'est compatible avec (6) que si :

$$a = kf(0)$$

De même on trouve :

$$\frac{\partial u}{\partial y} = \frac{2k}{\pi} f'(0) \left( y \log \rho + x\theta - \frac{y}{2} \right) - \left[ a_0 + 3 \frac{k}{\pi} f'(0) \right] y - b + O(\rho^2 \log \rho)$$

formule qui n'est compatible avec la condition limite (2) que si :  $b = 0$ .  
 En définitive, nous avons pour  $u(x,y)$  le développement limité, valable dans le voisinage de  $z = 0$  :

$$u(x,y) = -\frac{k}{\pi} f'(0) \left[ (x^2 - y^2) \log \sqrt{x^2 + y^2} - 2xy \operatorname{arctg} \frac{y}{x} \right] + \left[ a_0 + \frac{3}{2} \frac{k}{\pi} f'(0) \right] (x^2 - y^2) + kf(0)x + a_1 + O(\rho^3 \log \rho)$$

où  $a_1$  est une constante arbitraire.

Notre résultat diffère de celui de Biésel en ce qu'il donne la forme du reste du développement limité, dont cet auteur n'avait trouvé que le terme principal.

Rappelons l'interprétation physique de la formule obtenue ; les vitesses du liquide au point  $z = 0$  (c'est-à-dire, généralement, à l'articulation

du volet avec son axe) sont finies ; par contre, les accélérations  $y$  présentent un infini logarithmique. Nous renverrons, pour la discussion détaillée, à l'article de Biésel.

Passons maintenant à l'étude du voisinage du point  $z = ih$ . Introduisons la fonction  $U(x,y)$ , définie par :

$$U = \frac{\partial u}{\partial y} - \frac{k^2}{g} u ; \quad (8)$$

$U$  est harmonique dans  $D$ , nulle pour  $y = h$ ,  $0 \leq x \leq \infty$  (cf (3)). Les hypothèses de régularité, faites au sujet de  $u$ , nous permettent d'effectuer le prolongement analytique de  $U$  à travers la demi-droite  $y = h$ ,  $0 \leq x \leq \infty$ . Faisons, pour plus de commodité, le changement d'axes :

$$X = x ; Y = y - h ; Z = X + iY.$$

Alors  $U(X,Y)$  est définie dans la demi-bande  $D''$  :

$$0 \leq X \leq \infty ; -h \leq Y \leq h$$

au moyen de :

$$U(X,Y) = -U(X, -Y) \quad (9)$$

En raisonnant comme pour  $z = 0$ , on justifie la légitimité des dérivations ci-dessous (Cf.4) :

$$\frac{\partial U}{\partial X} = \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} - \frac{k^2}{g} \frac{\partial u}{\partial x} = kf'(h+Y) - \frac{k^3}{g} f(h+Y) \text{ pour } -h < Y < 0, X = 0 \quad (10)$$

Compte tenu de (9) cela donne :

$$\frac{\partial U}{\partial X} = -kf'(h-Y) + \frac{k^3}{g} f(h-Y) \text{ pour } 0 \leq Y \leq h, X = 0$$

On voit donc que la fonction  $U(X,Y)$  présente au point  $Z = 0$ , une singularité du même type que  $u(x,y)$  au point  $z = 0$  ; car la fonction  $\frac{\partial U(X,0)}{\partial X}$  subit une discontinuité de lère espèce :

$$2k \left[ f'(h) - \frac{k^2}{g} f(h) \right],$$

lorsque le point  $Z = iY$  traverse l'origine par valeurs croissantes de  $Y$ . Si donc on pose :

$$W(Z) = U(X,Y) + iV(X,Y), \quad (11)$$

où  $V$  est la fonction harmonique dans  $D''$ , conjuguée de  $U$ , on a le développement limité :

$$W(Z) = \frac{2ki}{\pi} \left[ f'(h) - \frac{k^2}{g} f(h) \right] Z \log Z + O \left( \rho_1^2 \log \rho_1 \right) + CZ + C_1 \quad (12)$$

où C désigne une constante imaginaire pure et  $C_1$  une constante complexe et où on a posé  $Z = \rho_1 e^{i\theta_1}$ . Pour passer de là à la fonction  $u_1(X, Y) = u(X, Y + h)$ , on introduira la fonction analytique, holomorphe dans  $D''$  :

$$w_1(Z) = u_1 + iv_1$$

On vérifie aisément que :

$$R \left( i \frac{dw_1}{dZ} - \frac{k^2}{g} w_1 \right) = U(X, Y),$$

en sorte que d'après (11) :

$$i \frac{dw_1}{dZ} - \frac{k^2}{g} w_1 = W$$

Il s'en suit que W étant connu,  $w_1$  s'obtient en intégrant l'équation différentielle précédente.

On a donc,  $C_2$  étant une constante :

$$w_1(Z) = C_2 e^{-\frac{k^2 i Z}{g}} - i e^{-\frac{k^2 i Z}{g}} \int W(Z) e^{\frac{k^2 i Z}{g}} dZ$$

Il en résulte en appelant C,  $C_1$ ,  $C_2$  des constantes complexes arbitraires, qui peuvent être distinctes de celles qu'on vient d'introduire :

$$W_1(Z) = \frac{k}{\pi} \left[ f'(h) - \frac{k^2}{g} f(h) \right] Z^2 \log Z + C + C_1 Z + C_2 Z^2 + O \left( \rho_1^3 \log \rho_1 \right)$$

En posant :

$$C = A + iB ; C_1 = A + iB ; C_2 = A_2 + iB_2$$

on en déduit, en séparant le réel de l'imaginaire :

$$U_1(X, Y) = \frac{k}{\pi} \left[ f'(h) - \frac{k^2}{g} f(h) \right] \left[ (X^2 - Y^2) \log \rho_1 - 2XY\theta_1 \right] + A_2 (X^2 - Y^2) - 2B_2 XY + A_1 X + A + O \left( \rho_1^3 \log \rho_1 \right)$$

Il reste à fixer le choix des constantes réelles du second membre. A cet effet, écrivons :

$$\frac{\partial u_1}{\partial X} = \frac{k}{\pi} \left[ f'(h) - \frac{k^2}{g} f(h) \right] (2X \log \rho_1 - 2Y\theta_1 + X) + 2A_2 X - 2B_2 Y + A_1 + O \left( \rho_1^2 \log \rho_1 \right)$$



Pour  $X = 0, Y < 0$ , on a :  $\theta_1 = -\frac{\pi}{2}$ . La formule précédente se réduit à [cf(4)] :

$$\begin{aligned} \frac{\partial u_1(0,Y)}{\partial X} &= k \left[ f'(h) - \frac{k^2}{g} f(h) \right] Y - 2B_2 Y + A_1 + O(\rho_1^2 \log \rho_1) \\ &= k f(h+Y) = k f(h) + kY f'(h) + O(\rho_1^2) \end{aligned}$$

Cela exige que :

$$A_1 = k f(h) ; \quad B_2 = -\frac{k^3}{2g} f(h)$$

De même, on trouverait :

$$u(X,0) = A + A_1 X + O(\rho_1^2 \log \rho_1)$$

et :

$$\frac{\partial u(X,0)}{\partial Y} = -2B_2 X + O(\rho_1^2 \log \rho_1)$$

En égard à la définition de  $u_1(X,Y) = u(X,Y+h) = u(x,y)$  on voit que (3) ne peut être vérifié que moyennant :

$$A = 0$$

Nous pouvons conclure : le développement limité de  $u(x,y)$  dans le voisinage de  $z = ih$ , s'écrit :

$$\begin{aligned} u(x,y) &= \frac{k}{\pi} \left[ f'(h) - \frac{k^2}{g} f(h) \right] \left[ (x^2 - y^2 + 2hy - h^2) \log \sqrt{x^2 + (y-h)^2} - 2x \arctg \frac{y-h}{x} \right] \\ &+ A_2 \left[ x^2 - (y-h)^2 \right] + \frac{k^3}{g} f(h) x (y-h) + k f(h) x + O(\rho_1^3 \log \rho_1) \end{aligned}$$

où  $A_2$  est une constante arbitraire.

En définitive, la fonction  $u(x,y)$  présente au point  $z = ih$ , une singularité de même type que  $u(x,y)$  pour  $z = 0$ . Cela achève de justifier les conclusions du travail de Biésel concernant les singularités de la fonction qu'il avait à construire.

III - REMARQUES SUR LE CALCUL DE L'AMPLITUDE DE LA HOULE

Biésel a donné les expressions de l'amplitude  $a_1$  de la houle produite par le batteur piston. Ce dispositif est caractérisé par le choix suivant de la fonction  $f(y)$

$$f_1(y) = e ; 0 \leq y \leq h, \tag{13}$$

$e$  étant l'amplitude des élongations du volet, supposé animé d'un mouvement de translation sinusoïdal simple. On a alors :

$$a_1(e) = \frac{2sh^2 mh}{sh mh ch mh + mh} e$$

où  $m$  est une constante numérique, solution d'une équation transcendante. De même, pour un volet-battant, articulé au point  $z = 0$ , on a

$$f_2(y) = \frac{ye}{h} \tag{14}$$

L'amplitude  $a_1$  de la houle correspondante s'écrit :

$$a = 2e \frac{sh mh (1 - ch mh + mh sh mh)}{mh (sh mh ch mh + mh)}$$

Ceci étant, considérons un volet battant, articulé au point  $z = ih_1$ ,  $h_1 > h$  et de longueur égale à  $h_1$ .

On voit que le volet prend toute l'épaisseur de la couche liquide lorsqu'il exécute autour de la verticale des oscillations sinusoïdales simples d'amplitude  $e$ . Dans ce cas, on doit prendre :

$$f(y) = \frac{h_1 - y}{h_1} e \tag{15}$$

En comparant (13), (14) et (15) on voit que :

$$f(y) = f_1(y) - f_2(y) \tag{16}$$

à condition de prendre égale à  $e_1 = \frac{h}{h_1} e$  l'amplitude du batteur volet, articulé au fond.

Reportons nous alors à l'introduction. On voit que toutes les conditions aux limites imposées à  $u(x,y)$ , sont linéaires et homogènes, à l'exception de (4) ; (16) montre alors que la solution correspondant à  $f(y)$  - donnée par (16) - s'obtient par différence entre les solutions correspondantes à  $f_1(y)$  et à  $f_2(y)$  respectivement. Il est aisé de déduire alors de la formule de Biésel que l'amplitude  $a$  de la houle, produite par le batteur  $f(y)$  vaut :

$$a(e) = a_1(e) - a_2(e_1)$$

Une discussion numérique facile montrerait que le rendement de ce batteur est faible. Ce résultat est très simple, il ne semble pas avoir été noté jusqu'ici.

#### IV - ETUDE D'UN PROBLEME DE STURM-LIOUVILLE

Pour résoudre le problème aux limites, énoncé dans l'introduction, Havelock a été amené à discuter le problème Sturm-Liouville, relatif à l'intervalle  $0 \leq y \leq h$  et aux solutions de l'équation différentielle :

$$v'' + rv = 0 \quad (17)$$

où  $r$  est un paramètre constant, où  $v(y,r)$  est la fonction inconnue, avec les conditions aux limites

$$\begin{aligned} v'(0, z) &= 0 \\ gv'(h,r) - k^2 v(h, r) &= 0 \end{aligned} \quad (18)$$

Biéssel a calculé la suite des valeurs propres  $r_n$  ; la détermination des fonctions propres  $v(y, r_n)$  correspondantes est alors élémentaire. Il se trouve que tous les termes de la suite  $r_n$  sont positifs, à l'exception de  $r_1$  ;  $r_1 < 0$ .

La solution formelle de Havelock du problème de l'amplitude n'est évidemment valable que si la suite  $v(y, r)$  est complète. La démonstration de la propriété serait classique si tous les  $r$  étaient positifs. Aussi bien, Biéssel émet-il une réserve quant à la validité de la solution de Havelock. Or, il est aisé de lever toute incertitude à ce sujet, car l'équation (17) avec les conditions aux limites (18) rentre dans le cadre des problèmes étudiés récemment, par exemple, par Lévitanev, au chapitre I, de l'ouvrage cité dans la bibliographie. On peut donc affirmer que la suite  $v(y, r_n)$  est bien complète.

Pour achever de justifier la solution de Havelock, il resterait à compléter l'étude du développement qu'il a formé dans le voisinage du segment  $x = 0$ ,  $0 \leq y \leq h$ . Nous espérons revenir ultérieurement sur ce point.

REMARQUES SUR LE CALCUL DES AMPLITUDES DE LA HOULE 61  
LINEAIRE ENGENDREE PAR UN BATTEUR  
B I B L I O G R A P H I E

- Havelock T.H. Forced Surfaces-Waves on Water ; Philosophical magazine serie 7, XVIII, 1929, p. 569.
- Biésel F. Etude théorique d'un certain type d'appareil à houle : La Houille Blanche, 1951, p. 975.
- Kravtchenko J. Sur le problème de représentation conforme de Helmholtz : problème des sillages et des proues : Journal de Mathématiques pures et appliquées, t. 20, 1941, pp. 35-304.
- Lévitan B. Développement des fonctions en séries des fonctions propres (en russe) : Moscou, éditions d'Etat de documentation technique et scientifique, 1952, chap. I.

R E S U M E

REMARKS ON THE CALCULATION OF AMPLITUDES OF THE LINEAR WAVE  
PRODUCED BY A WAVE MACHINE

J. Kravtchenko

We are indebted to Havelock and to Biesel for their theoretical explanation of the mechanics of generation of the Stokes plane wave produced by a wave machine operating with a simple sinusoidal movement. The calculation of the wave amplitude, produced in this way, is the most salient feature of this theory.

We add nothing new to this research. But in view of its importance it seems fitting to pay special attention to a few mathematical difficulties that remain in the exposition of the above-mentioned authors, to indicate ways in which they may be solved in part, to simplify a few theoretical demonstrations and to make some comments on the physical significance of a theory which depends on very simplifying hypotheses.

More accurately speaking, we investigate a series of functions of one variable, introduced by Havelock and Biesel to present the solution of the problem. A gap in the theory is closed by showing that the series is complete ; in fact, to establish this point, it is sufficient to employ a few results of the spectrum theory of certain differential operators. We complement then the indications of Biésel on the legitimacy of the term by term derivation of the series developments he has formed. Finally an elementary re-examination is made of the nature of singularities found in this solution and whose study has been made in a less direct manner in the works mentioned above.

It would appear that all the above remarks can be of assistance to technicians in the study of many analogous questions.

## Chapter 6

### SUR LES PHENOMENES PARASITES DANS UN CANAL A HOULE

J. Kravtchenko

Professeur à la Faculté des Sciences  
Directeur des Laboratoires de Mécanique des Fluides  
de l'Ecole Nationale Supérieure d'Electrotechnique et d'Hydraulique  
de Grenoble - France

et

L. Santon

Professeur à la Faculté des Sciences  
Directeur Technique des Laboratoires de Mécanique des Fluides  
de l'Ecole Nationale Supérieure d'Electrotechnique et d'Hydraulique  
de Grenoble - France

L'un de nous a donné dans une autre communication (1) la description et quelques exemples d'utilisation d'un appareil enregistreur de houle au laboratoire. L'heureuse solution apportée ici à l'étude d'une perturbation observée dans certains enregistrements, illustre la puissance d'analyse de l'appareil.

Nous tenons à remercier M. Marcou qui, avec l'aide de M. Apté pour les dernières expériences, a réalisé les très nombreux enregistrements du phénomène et en a noté soigneusement les particularités.

Dès les premiers enregistrements que nous avons obtenus, nous avons été frappés par l'apparition d'un phénomène bizarre qui apparaissait pour certaines périodes et pour d'assez fortes amplitudes.

Dans un premier stade d'étude, nous avons eu soin de nous placer en dehors de ces conditions critiques.

Dans un deuxième stade, nous sommes revenus sur l'étude du phénomène.

A première vue, les enregistrements litigieux nous sont apparus comme une alternance de traits longs et courts. Un examen plus sérieux nous a montré que l'on a, en réalité, des traits alternativement en avance et en retard sur une position moyenne (Fig. 1). Si l'on joint les extrémités des traits de rang pair, d'une part, et celles des traits de rang impair, d'autre part, on obtient deux courbes d'allures sinusoïdales déphasées l'une par rapport à l'autre et dont les amplitudes peuvent être différentes selon la position considérée (Fig. 2). En fait, la véritable période du phénomène est  $2T$  comme le montre indiscutablement l'enregistrement à vitesse moitié (un tour du cylindre pour 2 périodes du batteur).

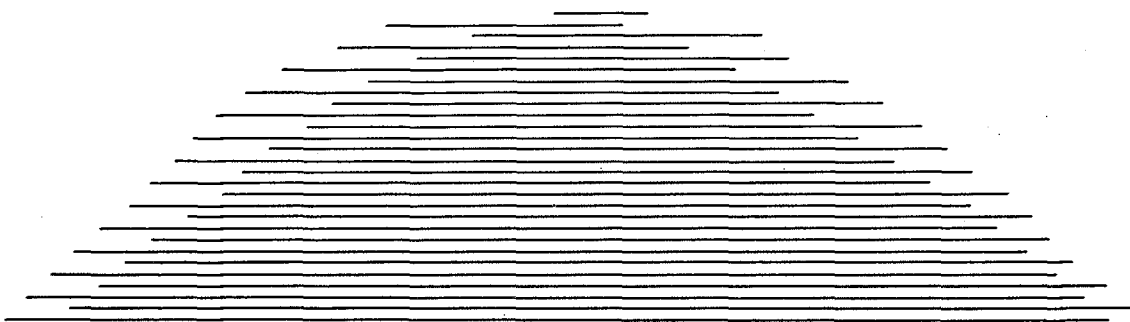


Fig. 1 - Schéma de la partie centrale d'un enregistrement (pour la clarté de la figure on a reproduit seulement un trait sur trois).

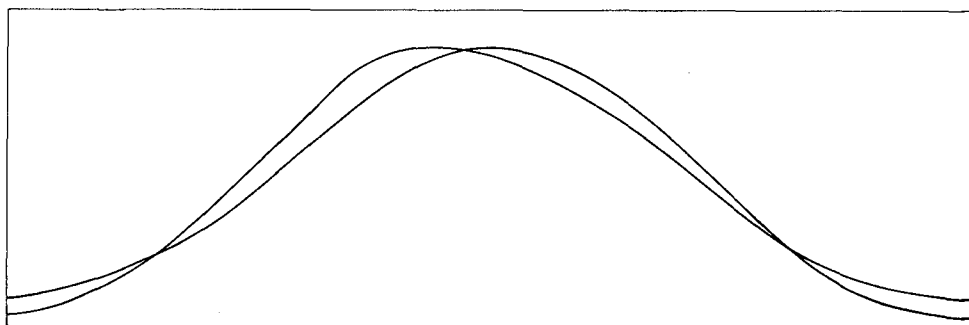


Fig. 2 - Profil de la houle en fonction du temps  $z = f(t)$  déduit de la figure précédente et montrant l'existence d'une période  $2T$  et la présence de l'harmonique  $2T/3$ .

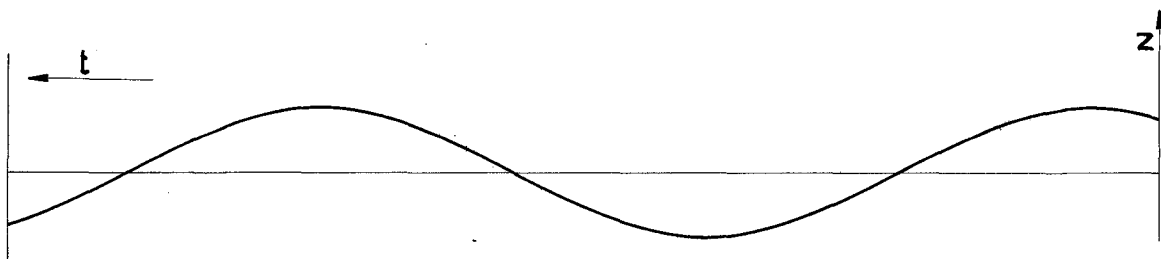


Fig. 3 - Tracé de l'harmonique de période  $2T/3$  pris sur la fig. 2 (cotes amplifiées).



Fig. 4 - Tracé de l'harmonique de période  $2T/5$  pris sur la fig. 2 (cotes amplifiées).

Le retard entre deux vagues consécutives peut, à son maximum, s'écarter de  $T$  de 23 mm sur l'enregistrement, ce qui correspond à 0,041 s, soit environ  $T/20$  ; c'est donc bien l'extrême sensibilité de nos enregistrements qui met en évidence un phénomène assez fin.

Dès lors, se pose le problème de la génération d'un phénomène de période double de celle de l'organe moteur, ce que nous avons appelé un sous-harmonique.

Nous avons d'abord cherché à préciser les conditions d'apparition du phénomène.

Nous avons constaté que l'amplitude de la houle au-dessus de laquelle le phénomène parasite apparaît, est assez bien définie, pour les périodes qui permettent la production de ce phénomène. Pour la profondeur de 31,46 cm qui a été celle de la plupart de nos essais, elle a été trouvée de l'ordre de  $2a = 35$  mm. Nous avons réussi à obtenir le phénomène parasite pour des amplitudes pour faibles ; pour cela il est amorcé avec des amplitudes fortes, le batteur est ensuite arrêté pendant la demi-minute nécessaire pour diminuer la longueur de la manivelle d'entraînement, puis il est remis en marche avant que le mouvement parasite ne soit amorti ; la perturbation réussit alors à s'entretenir sans qu'aucune précaution particulière soit à prendre quant à la phase où le batteur est remis en marche. On peut penser que le mouvement transversal, aussi faible qu'il soit, suffit à amorcer une disparité dans les déferlements sur le batteur, par exemple, et que cette disparité engendre, à son tour, le mouvement rythmé parasite.

Nous avons constaté que le mouvement parasite se produit pour une bande de périodes comprises entre 0,8 et 0,9 s, l'apparition du phénomène étant d'autant plus rapide qu'on se trouve vers le centre de la bande, soit 0,85 s. Nous avons, d'autre part, recherché quelles sont les périodes propres aux oscillations transversales qui peuvent s'accorder sur une période située dans la bande des périodes critiques du batteur. Pour la largeur de 50 cm de notre canal et pour la profondeur 31,46 cm, le clapotis binodal correspond à une longueur d'onde de 50 cm et la formule classique :

$$\frac{1}{T^2} = \frac{g}{2\pi\lambda} \operatorname{th} \frac{2\pi h}{\lambda}$$

nous donne la période 0,5695 s, soit très sensiblement les  $2/3$  de la valeur centrale de la bande critique du batteur : 0,567 s.

Ultérieurement, nous avons reconnu que, lorsque le phénomène se produit avec le maximum d'intensité, en arrêtant le batteur, le clapotis transversal persiste après arrêt du batteur et amortissement à peu près complet de l'agitation laissée par la houle progressive principale ; il devient alors justiciable de l'observation visuelle directe. Ce clapotis présente deux noeuds à  $b/4$  des bords du canal et des ventres sur les parois ainsi que dans le plan de symétrie du canal. Aux ventres, l'amplitude

des déplacements verticaux de la surface libre se maintient assez longtemps à une valeur de 2 à 3 mm. Sur 50 oscillations complètes, nous avons pu mesurer avec précision la période et l'avons trouvée égale à 0,570 s.

Nous avons donc réglé le batteur à la période :

$$0,570 \times 3/2 = 0,855 \text{ s.}$$

pour obtenir au mieux le phénomène recherché, mais nous devons signaler que la résonance n'est pas très aigüe et que, pour des périodes comme 0,875 s, nous avons encore obtenu d'excellents enregistrements.

Nous avons pensé que nous nous trouvions en présence d'un clapotis transversal comme il s'en produit souvent dans les canaux à houle et qu'on élimine en général par l'emploi de guideaux parallèles au plan de symétrie du canal et disposés soit sur le batteur, soit dans le canal lui-même (2), (3). Nous nous sommes attachés à l'étudier. Pour cela, nous avons cherché à régulariser le phénomène, c'est-à-dire à diminuer son amplitude et nous avons disposé dans le canal, des filtres à houle. Nous avons effectivement obtenu un phénomène présentant une période fondamentale qui est bien celle du clapotis binodal ; mais, lorsque nous avons repris l'exploration transversale du canal, nous avons eu la surprise de constater qu'il n'y avait plus ni noeud ni ventre et que le phénomène parasite se réduisait, au moins à l'égard des moyens d'investigation dont nous disposions, à une houle progressive dont l'élément dominant avait conservé la période  $2 T/3$  qui était celle du clapotis binodal avant qu'on ne le réduise à devenir inappréciable.

C'est ainsi que le mouvement transversal n'apparaît plus, dans cette communication, que comme le phénomène probablement générateur, mais invisible, d'un phénomène progressif que nous avons pu étudier d'une manière assez complète.

Nous avons fait l'analyse harmonique du phénomène parasite et, pour cela, notre appareil a permis l'élimination instantanée de la houle principale de période  $T$  sans autre hypothèse que sa périodicité et la propriété du phénomène parasite d'être linéaire. En effet, le phénomène principal n'est certainement pas linéaire, mais un raisonnement sommaire permet, en première approximation, de considérer comme linéaires les lois de propagation du phénomène parasite ; c'est pourquoi l'emploi de l'analyse harmonique nous a paru justifié.

La cote  $z$  de la surface libre en un point peut se mettre sous la forme :

$$z = f(t) = \varphi(t) + a_1 \sin \left[ \frac{\pi t}{T} + \alpha_1 \right] + a_3 \sin \left[ \frac{3\pi t}{T} + \alpha_3 \right] + a_5 \sin \left[ \frac{5\pi t}{T} + \alpha_5 \right] + a_7 \sin \left[ \frac{7\pi t}{T} + \alpha_7 \right]$$



la fonction  $\varphi(t)$  étant périodique en  $t$  et de période  $T$ . Si l'on forme  $f(t+T) - \varphi(t)$  ne change pas et tous les autres termes changent de signe, la différence :

$$h(t) = f(t) - f(t+T)$$

représente donc la somme des fonctions de périodes  $2T/k$ ,  $k$  étant impair.

Or, sur notre enregistrement, la fonction  $h(t)$  se lit directement.

Nous en avons fait le relevé et procédé à son analyse harmonique.

Les résultats sont les suivants :

Pour une houle principale dont l'amplitude  $2a$  est environ 45 mm, on trouve pour les harmoniques de période  $2T/3$  et  $2T/5$  les représentations données sur les figures 3 et 4, les valeurs numériques des coefficients  $a_3$  et  $a_5$  sont respectivement 1,4 mm et 0,4 mm, Pour les termes  $a_1$  et  $a_7$  l'analyse n'a pu être terminée, mais il semble que leur valeur soit de l'ordre de 0,15 mm.

Les enregistrements faits dans le milieu du canal aussi bien que là où auraient dû se trouver les noeuds du clapotis transversal, ont donné sensiblement les mêmes valeurs pour les coefficients.

L'étude des phases des différents harmoniques n'a pu être faite pour le moment, puisque la nécessité d'opérer avec un agrandissement de 3 n'a pas permis les enregistrements simultanés.

Cette étude sera reprise après modification du chariot porte-stylet mais déjà la constance des amplitudes des différents harmoniques nous permet de conclure que le phénomène parasite est constitué par une houle progressive plane complexe de périodes  $2T/k$  avec prédominance du terme en  $2T/3$ .

La mise en évidence de mouvements de périodes  $pT/k$  nous paraît poser des problèmes intéressants et constitue une preuve de l'efficacité de l'enregistreur ; il est vraisemblable que ce phénomène est lié au caractère non linéaire de la houle fondamentale, point que nous espérons vérifier ultérieurement.

BIBLIOGRAPHIE

- 1 - L. Santon - Enregistrement graphique d'une houle de laboratoire - Analyse harmonique - Proc. of the Vth Conf. on Coastal Engineering.
- 2 - G.F. Dixon - Contribution du modèle réduit à l'étude des aménagements portuaires - Influence de l'échelle sur l'amortissement, la réflexion et la diffraction de la houle - Thèse - Grenoble 1949.
- 3 - E.O. Macagno - Houle dans un canal présentant un passage en charge - Thèse - Grenoble 1953 et Houille Blanche - 1954 - n° 1.

RESUME

THE PARASITE PHENOMENON IN A WAVE CANAL

J. Kravtchenko and J. Santon

A detailed study of wave profiles undertaken by our laboratory and making use of a wave recording apparatus, which is the subject of another paper, has drawn our attention to a parasite phenomenon. In certain conditions this phenomenon has a period twice that of the principal movement.

The phenomenon appears only over a certain range of periods and has been shown to be the result of a transversal clapotis. The appearance of a transversal clapotis in wave canals is not rare and in practice it is eliminated by placing vertical guides parallel to the longitudinal axis of the canal.

We have succeeded in eliminating the transversal clapotis reasonably well, by the use of wave filters. But a progressive phenomenon, with the period of the clapotis, has remained and it has been possible to analyse it.

Our recordings have allowed the principal phenomenon to be easily separated from the parasite phenomenon, independently of any hypothesis on the nature of the former. The parasite phenomenon has been shown to be a progressive wave whose basic period was  $2/3$  that of the wave paddle.

Such a period  $2T/3$  was in effect that corresponding to the binodal transversal clapotis which seemed to be the easiest to realise when the paddle was symmetrical.

An harmonic analysis of the parasite movement has been made. This has shown the presence, together with the predominant movement of period  $2T/3$ , of a movement of period  $2T/5$  with an appreciable amplitude, and probably of movements of period  $2T$  and  $2T/7$  of very small amplitude.

## Chapter 7

# ETUDE DU COEFFICIENT DE REFLEXION D'UNE HOULE SUR UN OBSTACLE CONSTITUE PAR UN PLAN INCLINE

L. Greslou et Y. Mahe

Ingénieurs au Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique

### INTRODUCTION -

Parmi les nombreux facteurs qui participent à l'érosion des rivages, la houle est sans conteste l'agent destructeur le plus dangereux ; aussi la protection d'une côte se ramène-t-elle le plus souvent à la construction d'un dispositif permettant de dissiper l'énergie des vagues.

Il est universellement connu que pour atteindre ce but, la solution la plus efficace consiste à faire déferler la houle. Mais la turbulence engendrée par ce déferlement risque elle-même de provoquer une érosion importante dans la zone où se produit le phénomène. L'idéal est donc, en principe, d'obtenir une dissipation d'énergie aussi progressive que possible ; ce résultat peut être obtenu lorsque les vagues viennent mourir sur un plan incliné de pente très douce.

Sur la plage ainsi constituée, une partie de l'énergie incidente est alors réfléchiée par l'obstacle, mais l'interférence des ondes réfléchies et incidentes occasionne au voisinage immédiat une agitation d'autant plus importante que la plage a une pente plus raide.

On sait en effet qu'une houle attaquant normalement une paroi verticale s'y réfléchit théoriquement en totalité et crée devant ce mur un clapotis dont l'amplitude peut être alors double de l'amplitude de la houle incidente.

Si par contre, en raison en général de la pente des fonds au voisinage immédiat de cette paroi, la houle atteint précisément sa cambrure limite en attaquant l'obstacle, celui-ci peut encaisser des efforts très importants dus au déferlement brutal des lames en arrivant à son contact, phénomène appelé couramment "gifle".

Il peut donc paraître intéressant de se faire une idée précise de la fraction d'énergie que peut perdre la houle en se propageant sur un plan incliné.

Or, on peut considérer que lorsque la houle rencontre un obstacle, paroi verticale, talus ou plage, l'énergie qu'elle transporte se fractionne de la façon suivante :

- 1) une partie se dissipe par turbulence à l'intérieur de l'eau et tout spécialement dans le déferlement ;
- 2) une partie se dissipe par frottement au contact de la paroi en raison de la rugosité de celle-ci ;
- 3) une autre partie se dissipe également par frottement à travers le massif dans le cas d'un ouvrage perméable ;
- 4) une partie se transmet soit à travers l'obstacle s'il est perméable, soit au-dessus de lui s'il peut être franchi ;
- 5) une dernière partie enfin est réfléchiée par l'obstacle et se propage en sens inverse de la houle incidente en se superposant à celle-ci. La rencontre de ces deux houles de sens contraire participe d'ailleurs à la dissipation interne signalée ci-dessus au premier paragraphe.

Nous nous occuperons ici essentiellement de cette fraction de l'énergie pouvant être réfléchiée par l'obstacle.

Malgré l'appellation courante de "*pouvoir réfléchissant d'un ouvrage maritime*" nous verrons que le coefficient de réflexion de la houle sur un obstacle déterminé n'est pas un invariant, mais que sa valeur peut, au contraire, varier dans de larges proportions avec les caractéristiques de la houle.

Ce problème qui est lié à la conception des ouvrages maritimes a déjà donné lieu à de nombreuses études et publications. Parmi celles-ci, nous mentionnerons tout spécialement l'article de M. MICHE, dans lequel l'auteur expose un mode de calcul du pouvoir réfléchissant d'un ouvrage maritime.

C'est l'exposé de quelques essais effectués sur cette question au Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique qui fait l'objet de cette communication.

## DESCRIPTION DES ESSAIS -

L'étude dont nous allons donner les résultats a porté essentiellement sur la mesure du coefficient de réflexion d'une houle de caractéristiques variables, attaquant normalement un plan incliné lisse dont on a fait varier la pente au cours des essais.

Ceux-ci furent effectués dans un canal vitré de 30 m de long et de 0,60 m de large, équipé d'un générateur à houle constitué par un volet battu oscillant autour de sa génératrice horizontale inférieure

(figure 1). Des jeux de filtre (système breveté) permettaient de régulariser la houle et d'absorber les réflexions provoquées par l'obstacle qui revenant sur le batteur auraient produit au bout de peu de temps, dans le canal, une agitation très désordonnée.

Les plans inclinés étaient constitués par une chape lisse en ciment, de pente uniforme. Au cours des essais furent réalisées les pentes 30/1, 20/1, 10/1, 5/1, 4/1, 3/1, 2/1, 3/2, 1/1, 1/2 et la paroi verticale.

La profondeur d'eau a été maintenue à 0,60 m pendant toute l'étude.

Les houles reproduites avaient des périodes comprises entre 0,8 sec. et 1,6 sec. et pour chacune des périodes étudiées, toute une gamme d'amplitude fut réalisée de manière à explorer des cambrures variant de 0 à 5 %.

Il n'a pas été possible de donner des résultats valables pour des cambrures supérieures, car on observait alors des phénomènes d'instabilité ou de balancement dans le canal rendant ces mesures trop imprécises.

#### DETERMINATION DU COEFFICIENT DE REFLEXION -

La mesure de l'agitation était effectuée grâce à un enregistreur graphique de houle construit et mis au point au Laboratoire. L'organe détecteur était une sonde à capacité constituée par un certain nombre de spires de fil de cuivre émaillé, l'émail jouant le rôle du diélectrique, le cuivre et l'eau réalisant les deux plaques du condensateur.

Etant donné les difficultés rencontrées dans certains cas pour repérer exactement les noeuds et les ventres du clapotis partiel, la mesure fut effectuée de façon continue sur une certaine longueur du canal en déplaçant le capteur le long d'un rail selon l'axe longitudinal du canal (figure 1).

Le dépouillement de l'enregistrement dont une reproduction est portée sur la figure 2 était effectué en déterminant l'amplitude aux ventres A et l'amplitude aux noeuds B, en prenant la moyenne entre les valeurs mesurées au trois ou quatre premiers ventres et premiers noeuds à partir de l'ouvrage.

Dans de nombreux cas, on pouvait en déduire directement la valeur du coefficient de réflexion, qui est par définition le rapport entre l'amplitude de l'onde réfléchie et celle de l'onde incidente  $2a'/2a$  en considérant que ce rapport était égal à  $\frac{A - B}{A + B}$ . Cependant une étude

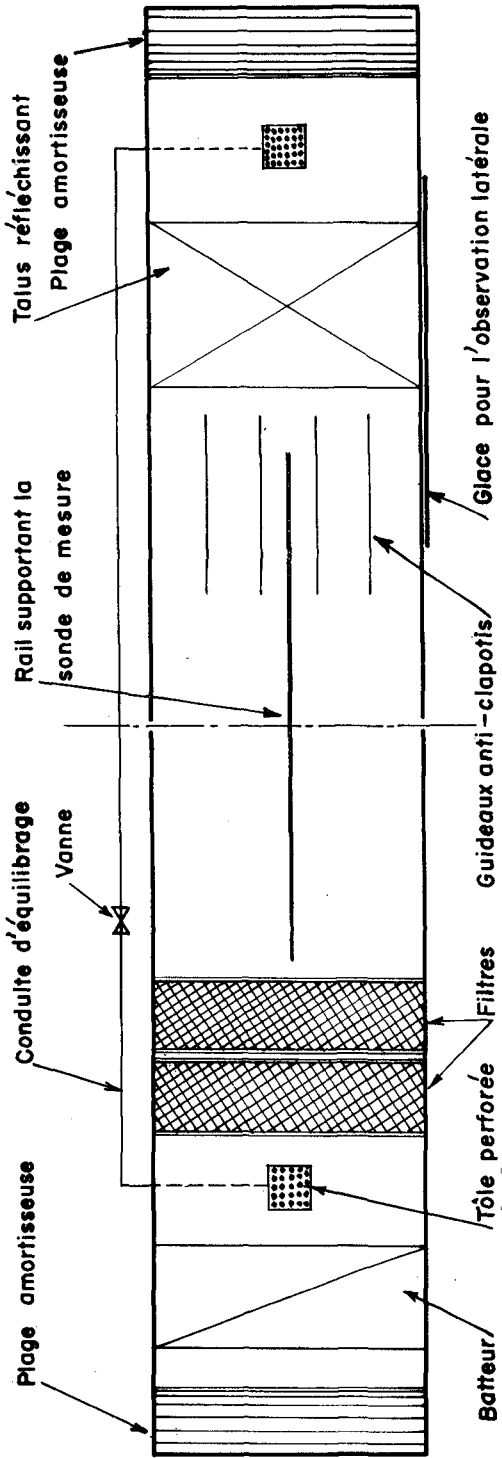


Fig. 1. Schéma de l'installation d'essais

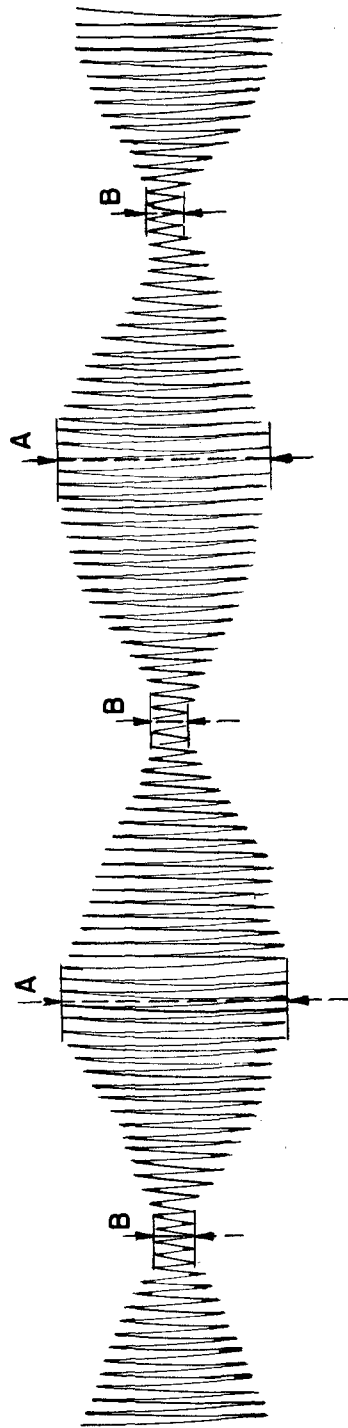


Fig. 2. Exemple d'enregistrement obtenu

de M. CARRY sur le clapotis partiel, dans laquelle l'auteur pousse le calcul jusqu'au deuxième ordre, montre la nécessité de tenir compte des termes de deuxième ordre lorsque l'énergie réfléchie devient importante. Nous avons donc déterminé dans ce cas les valeurs du rapport  $\frac{2a'}{2a}$  en utilisant l'abaque établi par M. CARRY.

### RESULTATS EXPERIMENTAUX -

Pour chacune des pentes étudiées, les points expérimentaux obtenus ont été reportés sur un graphique donnant le pouvoir réfléchissant de ce plan incliné, en fonction de la cambrure de la houle incidente.

Celle-ci étant mesurée pour une profondeur de 0,60 m, la cambrure correspondante  $\gamma = \frac{2a}{L}$  n'était donc égale à la cambrure en profondeur infinie  $\gamma_0$  que pour les faibles périodes étudiées. Nous avons, de ce fait, procédé à la correction nécessaire pour les périodes plus longues de manière à rapporter toutes les valeurs du coefficient de réflexion aux caractéristiques de la houle en profondeur infinie.

On sait que pour une période déterminée  $T$ , la longueur d'onde  $L$  de la houle est donnée en fonction de la profondeur  $h$  par la formule :

$$L = \frac{g T^2}{2\pi} \operatorname{th} \frac{2\pi h}{L}$$

ce qui se réduit pour la profondeur infinie à :

$$L_0 = \frac{g T^2}{2\pi}$$

Quant à l'amplitude  $2a_0$  en profondeur infinie, pour une houle de période  $T$ , elle peut être obtenue à partir de l'amplitude mesurée en un point de profondeur donnée à l'aide de la "théorie énergétique" suffisamment approchée, qui suppose que le débit d'énergie à travers un plan vertical est constant. On obtient alors la formule :

$$\left(\frac{2a}{2a_0}\right)^2 = \frac{1}{\operatorname{th} m h \left(1 + \frac{2 m h}{S h 2 m h}\right)}$$

avec :

$$m = \frac{2\pi}{L}$$

Les valeurs ainsi obtenues pour les différentes périodes reproduites sur le modèle, c'est-à-dire comprises entre 0,8 sec. et 1,6 sec.

## ETUDE DU COEFFICIENT DE REFLEXION D'UNE HOULE SUR UN OBSTACLE CONSTITUE PAR UN PLAN INCLINE

73

étaient en général assez groupées comme le montre la figure 3 reproduisant le nuage de points expérimentaux correspondant au plan incliné de pente 3/1 .

Pour les pentes plus raides, la dispersion était un peu plus prononcée, mais il fut toujours possible de tracer avec une approximation suffisante une courbe moyenne au milieu des points expérimentaux.

Les valeurs du coefficient de réflexion obtenues pour les différentes périodes ne permirent pas de mettre en évidence pour la gamme des périodes essayées, une influence sensible de ce paramètre, M. HEALY arrive du reste à la même conclusion après avoir effectué récemment des essais limités, il est vrai, à une cambrure de 1 % . Il semble donc que la houle puisse être très correctement caractérisée dans ce cas par sa cambrure.

Nous avons donc porté sur le même graphique les courbes donnant pour chacune des pentes étudiées le pouvoir réfléchissant de celles-ci en fonction de la cambrure de la houle (figure 4).

Il nous a paru intéressant de présenter finalement les résultats sous la forme d'un graphique donnant la réflexion de la houle en fonction de la pente pour chaque cambrure, c'est-à-dire de couper par les plans d'égale cambrure la surface gauche donnant les variations du coefficient de réflexion en fonction de la pente et de la cambrure (figure 5).

### INTERPRETATION DES RESULTATS -

On peut tout d'abord dégager de ces graphiques les deux lois suivantes :

1) pour une pente de talus donnée, le pouvoir réfléchissant de ce talus diminue lorsque la cambrure augmente ;

2) une houle de cambrure donnée se réfléchit d'autant plus sur un plan incliné que la pente de celui-ci est plus raide.

La première loi exprime qu'une houle très plate peut encore se réfléchir de façon importante sur une plage en pente douce, alors que pour une houle plus cambrée dissipant la majeure partie de son énergie dans le déferlement, la quote part de l'énergie incidente donnant lieu à réflexion est plus réduite.

Pour les pentes très douces cependant, telles que 10/1 , 20/1 , 30/1 , analogues à celles que présentent fréquemment les plages naturelles, le pouvoir réfléchissant de celles-ci est sensiblement constant dès que la cambrure de la houle devient supérieure à 1 % . Sa valeur n'est cependant pas nulle, mais en général inférieure à 5 % .



D'autre part, pour les pentes très raides, les houles très cambrées elles-mêmes ne déferlent pas. Cependant une réflexion presque totale n'est observée qu'avec des houles très plates et le coefficient de réflexion, quoique toujours très élevé, décroît cependant quand la cambrure augmente. Ce phénomène a été observé de même dans le cas de la paroi verticale et peut s'expliquer par la plus grande turbulence engendrée lorsque la houle arrive au contact de la paroi.

Enfin, pour les pentes intermédiaires comprises entre 5/1 et 1/1, correspondant aux pentes des talus des ouvrages maritimes, le pouvoir réfléchissant varie de façon très importante avec la cambrure et on observe un passage sensiblement continu du phénomène de clapotis pour les houles plates au phénomène de déferlement pour les houles plus cambrées.

La deuxième loi, telle qu'elle a été énoncée est évidemment bien connue, mais il est intéressant de noter que pour les cambrures faibles, la variation du coefficient de réflexion est très rapide pour des variations de pente faibles dans la zone des talus de pentes assez douces. Pour une cambrure de 0,5 % par exemple, le coefficient de réflexion qu'on a trouvé égal à 14 % pour une pente de 10/1, atteint la valeur 90 % pour une pente intermédiaire entre 4/1 et 3/1. L'allure des courbes d'égale cambrure dans cette zone est de ce fait très peu inclinée par rapport à la verticale, ce qui se traduit par une certaine imprécision dans leur tracé. Le phénomène physique correspondant est en effet très turbulent, et occasionne en conséquence une plus grande dispersion des points expérimentaux dans cette zone.

### INFLUENCE DE LA RUGOSITE -

Le cas d'un plan incliné lisse est évidemment assez schématique et si les graphiques établis précédemment présentent l'intérêt de préciser les lois de variations du coefficient de réflexion de la houle en fonction des caractéristiques de celle-ci et de la pente de l'obstacle, ils sont cependant insuffisants pour permettre de déterminer a priori le pouvoir réfléchissant d'une plage ou d'un talus naturel.

En effet, qu'il s'agisse d'une plage ou du parement d'un ouvrage maritime, la surface en contact avec la houle peut très rarement être considérée comme lisse et imperméable. Dans sa propagation sur l'obstacle, la lame perd donc une partie de son énergie d'une part par frottement, d'autre part par transmission, à travers le massif. La fraction d'énergie qui se réfléchit en est de ce fait diminuée.

Par conséquent, les essais précédents demanderaient à être complétés par toute une série d'expériences au cours desquelles on ferait varier systématiquement, d'une part la rugosité de la paroi en la réalisant cependant imperméable, d'autre part sa perméabilité pour une rugosité donnée. On voit qu'une telle étude risque d'être très longue et très délicate.

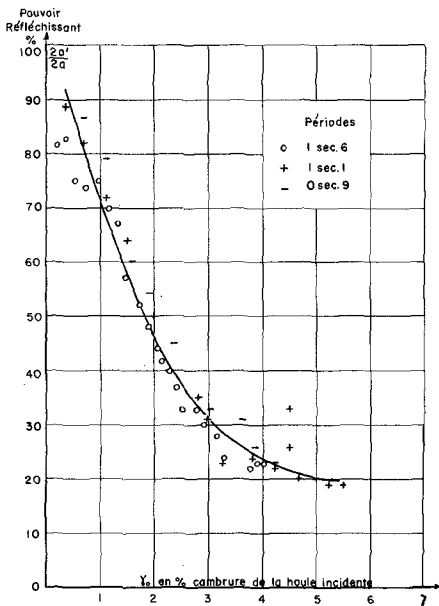


Fig. 3. Pouvoir réfléchissant d'un talus de pente 3/1.

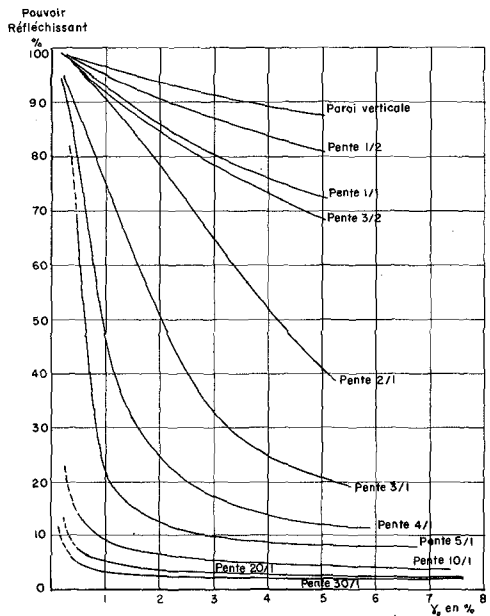


Fig. 4. Pouvoir réfléchissant de plans inclinés lisses de diverses pentes en fonction de la cambrure de la houle en profondeur infinie.

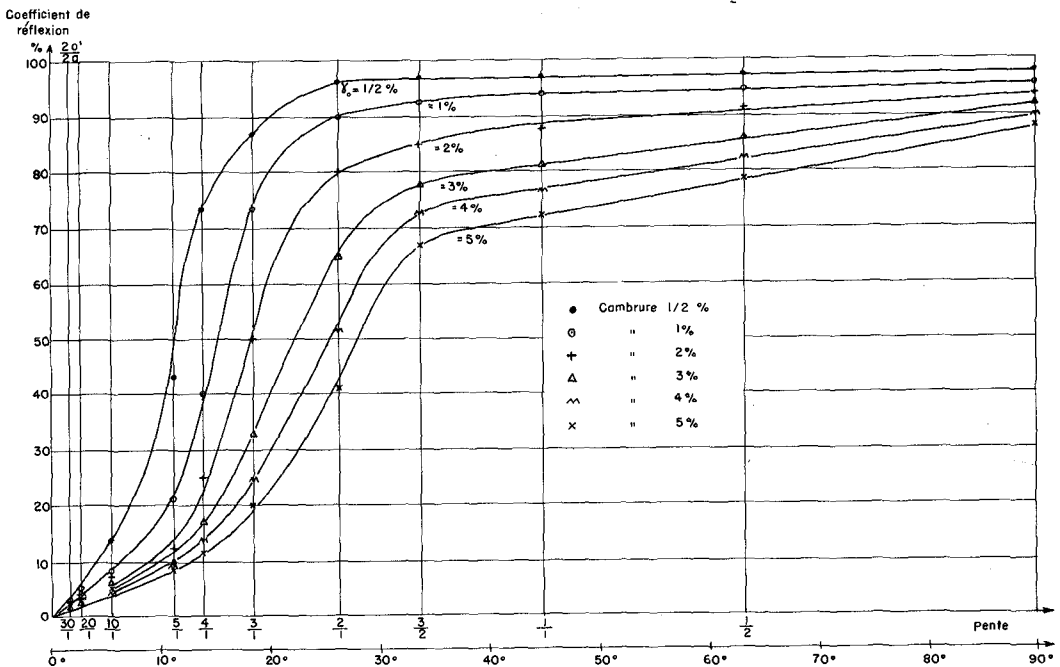


Fig. 5. Pouvoir réfléchissant d'un plan incliné lisse pour diverses cambrures de houles en profondeur infinie en fonction de la pente de l'obstacle

Au cours des très nombreux essais de stabilité effectués dans notre Laboratoire pour des ouvrages de profils très divers, nous avons été amenés à plusieurs reprises à effectuer des mesures de coefficient de réflexion. Malheureusement, les carapaces des ouvrages considérés n'avaient pas la plupart du temps les caractéristiques simples que nécessiterait une étude systématique. Dans la partie active de cette carapace, telle que la définit M. MICHE, c'est-à-dire celle obtenue en portant de part et d'autre du niveau moyen la valeur de l'amplitude de la houle (ce qui correspond approximativement au double de la zone comprise entre le creux et la crête), il existe souvent plusieurs pentes différentes de talus, la rugosité et la porosité elles non plus ne sont pas toujours homogènes, (le parement étant constitué par des blocs artificiels dans la partie supérieure et des enrochements à la partie inférieure). Enfin, pour des houles de tempête, l'ouvrage peut être franchi, ce qui augmente la fraction d'énergie transmise.

Malgré ces difficultés, nous avons essayé d'utiliser quelques-uns de ces résultats. Nous avons choisi évidemment ceux pour lesquels la détermination du coefficient de réflexion avait été faite de la façon la plus systématique et qui correspondaient aux études portant sur le réglage du pouvoir réfléchissant des ouvrages lors de leur reproduction par éléments monoblocs à très petite échelle. La réalisation d'un modèle d'ensemble pour l'étude de l'agitation dans un port oblige en effet à adopter des échelles comprises entre le 1/100 et le 1/200. A des échelles aussi petites, il n'est pratiquement plus possible de réaliser les ouvrages conformément à la réalité en reproduisant en similitude les différentes couches de blocs. On a alors recours à des éléments monoblocs moulés qui de ce fait sont totalement imperméables. La fraction d'énergie transmise à travers le massif se trouve donc annulée et on peut craindre dans certains cas que le pouvoir réfléchissant de l'ouvrage en soit de ce fait augmenté par rapport à celui de l'ouvrage réel.

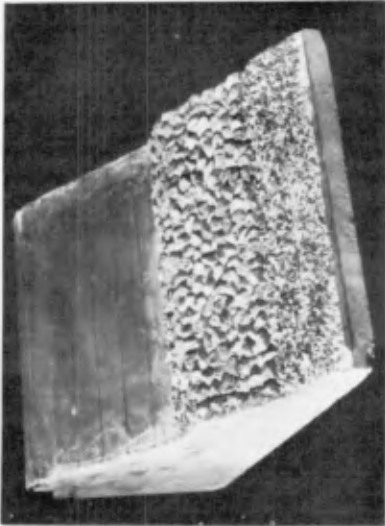
De plus, l'effet propre à l'influence de l'échelle est également susceptible d'intervenir pour modifier ce facteur. Ceci peut donc conduire dans certains cas à corriger cette erreur en augmentant artificiellement la rugosité de la carapace de l'ouvrage.

Des études effectuées à ce sujet dans notre Laboratoire, nous avons extrait les résultats d'essais correspondant, d'une part à trois profils de rugosités très différentes parmi ceux envisagés pour les jetées de la Base Navale de MERS EL KEBIR près d'ORAN en Algérie, et d'autre part le profil de la jetée MUSTAPHA du port d'ALGER.

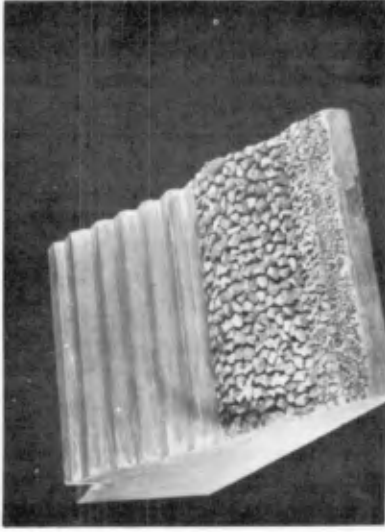
Les essais ont porté d'une part sur des maquettes d'ouvrages réalisés à l'échelle du 1/50 en respectant la similitude des différentes catégories de blocs, d'autre part à l'échelle du 1/200 pour les ouvrages de MERS EL KEBIR et du 1/150 pour celui d'ALGER, les maquettes étant alors constituées par un élément monobloc.

Nous ne retiendrons pour notre exposé que les résultats correspondant à ces maquettes monoblocs car elles présentent l'avantage

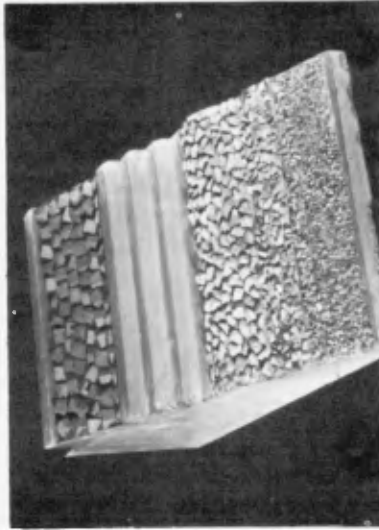
....



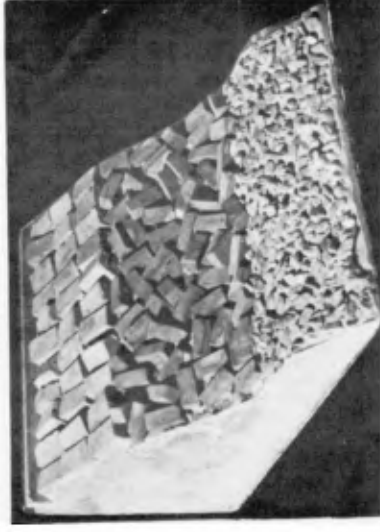
a. Mers-el-Kebir  
Projet de brise - lames Nord



b. Mers-el-Kebir  
Projet pour la jetée Est



c. Mers-el-Kebir  
Jetée Est, profil peu réfléchissant



d. Alger  
Jetée de Mustapha

Fig. 6. Maquettes d'ouvrages maritimes dont le pouvoir réfléchissant a été étudié

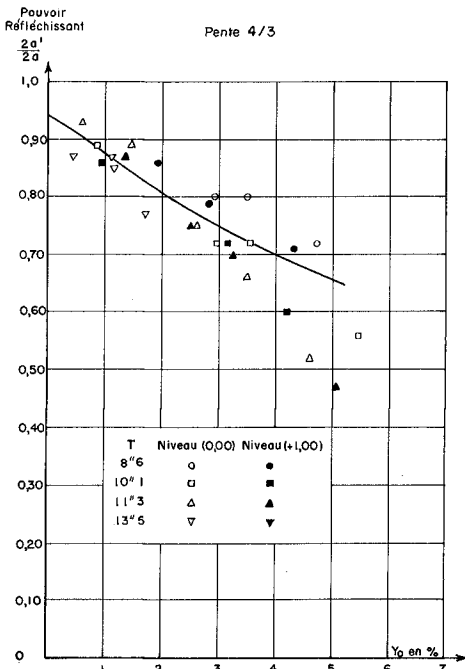


Fig. 7. Pouvoir réfléchissant d'une maquette d'un profil projeté pour le brise-lames Nord de la Base Navale de Mers-el-Kebir.

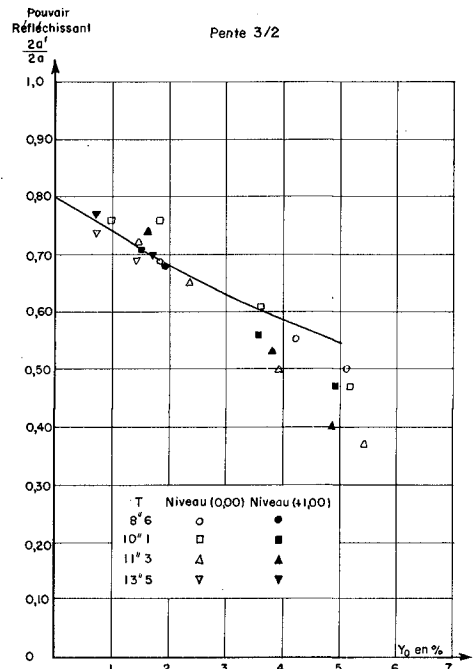


Fig. 8. Pouvoir réfléchissant d'une maquette du profil projeté pour la jetée Est de la Base Navale de Mers-el-Kebir

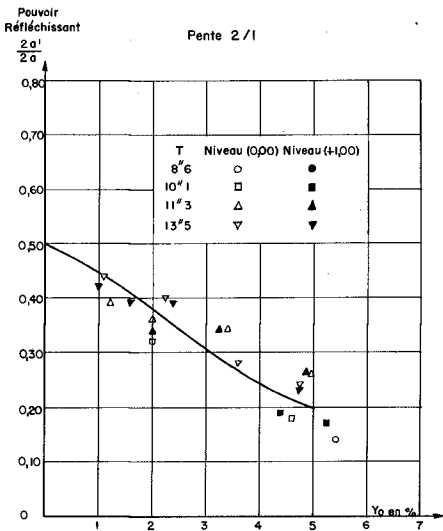


Fig. 9. Pouvoir réfléchissant d'une maquette du profil dit "peu réfléchissant" de la jetée Est de la Base Navale de Mers-el-Kebir

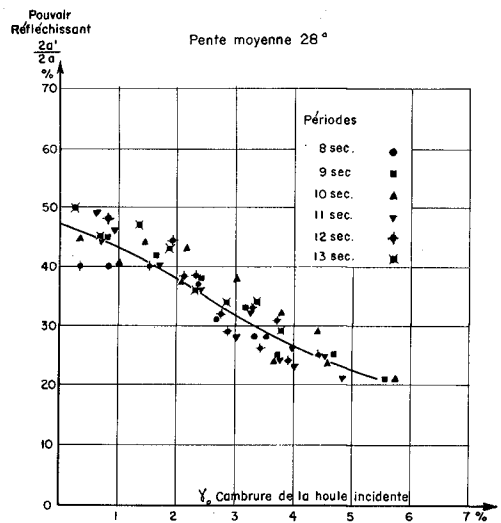


Fig. 10. Pouvoir réfléchissant d'une maquette de la jetée de Mustapha du port d'Alger.

d'éliminer le facteur perméabilité, ceci peut donner des idées fausses sur la valeur du coefficient de reflexion de l'ouvrage considéré mais ces maquettes présentent cependant l'intérêt de fournir des résultats sur l'influence propre de la rugosité sur le coefficient de réflexion d'une paroi inclinée. On trouvera sur la figure 6 les photographies des maquettes ayant été réalisées pour ces essais à petite échelle.

Nous avons donc porté sur les graphiques des figures 7, 8, 9 et 10 analogues à celui de la figure 3 les points expérimentaux obtenus pour ces quatre profils. La courbe tracée sur chacun de ces graphiques n'est pas une courbe moyenne mais la courbe obtenue à partir des graphiques précédemment tracés pour les plans inclinés lisses. On a en effet déduit de ceux-ci la courbe correspondant à la pente moyenne de la partie active de l'ouvrage et on a cherché par quel coefficient il fallait multiplier les ordonnées pour la faire coïncider avec la courbe moyenne passant au milieu des points expérimentaux. Les coefficients obtenus sont :

- pour la maquette du profil projeté pour le brise-lames Nord de MERS EL KÉBIR, à parement assez lisse (pl.7).... 0,94
- pour la maquette du profil projeté pour la jetée Est de MERS EL KEBIR, à parement en escalier, donc assez rugueux (pl. 8) ..... 0,80
- pour la maquette du profil de la jetée Est de MERS EL KEBIR, avec blocs en vrac à la partie supérieure (pl.9). 0,50
- pour la maquette du profil du port d'ALGER, avec blocs en vrac sur la majorité de la partie active (pl. 10) ... 0,47

Notons que les deux premiers profils de MERS EL KEBIR sont franchis pour des cambrures dépassant 2 à 3 %, ce qui explique la diminution du pouvoir réfléchissant pour les fortes cambrures. On constate en effet que les points expérimentaux correspondants aux cambrures supérieures à 3 % se trouvent en moyenne en-dessous de la courbe tracée.

Ces quelques résultats nous permettent de conclure, malgré l'hétérogénéité de certaines de ces carapaces, que l'allure des courbes obtenues précédemment pour des surfaces lisses n'est pas modifiée par le facteur rugosité, mais qu'il faut affecter aux valeurs du coefficient de réflexion données par les graphiques des plans inclinés lisses, un coefficient de réduction variant de façon très importante avec l'état de rugosité de la surface.

Cette influence de la rugosité avait déjà été étudiée à notre Laboratoire par le Colonel DIXON du Corps of Engineer sur des plans inclinés imperméables de rugosités superficielles variables et une houle de cambrure 2 % .

Au cours de ces essais avait été mis en lumière l'importance considérable de ce facteur pour réduire le coefficient de réflexion.

....

### INFLUENCE DE LA PERMEABILITE DE L'OBSTACLE -

Il est encore prématuré dans l'état actuel de nos expériences de tirer des conclusions sur l'influence de ce paramètre. Les résultats des mesures effectuées à l'échelle du 1/50 avec les quatre profils que nous venons d'examiner permettent de penser qu'elle est en général faible pour les ouvrages maritimes courants, comportant une carapace en blocs artificiels arrimés ou semi-arrimés, donc assez imperméable dans sa partie active.

La légère augmentation du coefficient de réflexion constatée en passant de l'échelle 1/50 à l'échelle plus petite, n'est sans doute pas due uniquement à ce facteur mais également à l'effet d'échelle qui influe vraisemblablement dans le même sens.

Par contre, nous procédons actuellement à une étude très détaillée sur l'énergie transmise par les ondes à travers un ouvrage. Nos essais ont été effectués jusqu'à présent pour établir les lois de ce phénomène, avec un massif en enrochements de granulométrie homogène, et de largeur constante, (ces enrochements étant emmagasinés entre deux tamis verticaux).

Des mesures concomitantes du coefficient de réflexion nous conduisent à penser que la largeur du massif ainsi constituée n'a qu'une influence très secondaire sur la valeur du coefficient de réflexion tant que cette largeur n'est pas trop petite.

Nous avons observé en effet dans la gamme de nos expériences, qu'en première approximation, le coefficient de réflexion d'un massif de largeur constante varie très peu lorsqu'on augmente cette largeur. L'énergie transmise mesurée à l'aval est évidemment plus faible mais par contre l'énergie dissipée par frottement à l'intérieur du massif augmente, de sorte que la somme de ces deux dernières fractions de l'énergie incidente reste apparemment assez constante.

### COMPARAISON ENTRE CES RESULTATS ET LES COURBES DE M. MICHE -

Il nous a paru intéressant en terminant cet exposé de comparer les courbes que nos essais nous ont permis de tracer avec les courbes théoriques de M. MICHE.

Rappelons brièvement que celles-ci ont été tracées en considérant que la quote part théoriquement réfléchie  $R'$ , autrement dit le coefficient de réflexion d'une houle de cambrure  $\gamma_0$  au large est donné par la formule :

$$R' = \frac{\gamma_{\max}}{\gamma_0}$$

$\gamma_{\max}$  représente la valeur maximum de la cambrure au large d'une houle pouvant être, théoriquement, réfléchié totalement par le plan incliné considéré. Si nous appelons  $\alpha$  l'angle que fait celui-ci avec l'horizontale  $\gamma_{\max}$  est donnée par la formule :

$$\gamma_{\max} = \sqrt{\frac{2\alpha}{\pi} \frac{\sin^2 \alpha}{\pi}}$$

Par conséquent, pour toutes les valeurs de  $\gamma_0$  inférieures à  $\gamma_{\max}$ , on aurait théoriquement un coefficient de réflexion de 100 %. Les courbes équicambures obtenues dans le graphique donnant  $R'$  en fonction de  $\alpha$ , ou de la pente  $\cotg \alpha$  présentent donc un point anguleux pour  $R' = 100\%$ .

M. MICHE indique que pour obtenir le pouvoir réfléchissant effectif  $R$  d'un talus, il faut affecter la valeur précédente  $R'$  d'un certain coefficient  $\rho$  tenant compte de la nature de ce talus, coefficient apparemment indépendant de sa pente, et que M. MICHE estime de l'ordre de 0,8 à 0,9 pour des talus lisses.

$$R = \rho R'$$

La comparaison des courbes expérimentales que nous avons obtenues avec celles de M. MICHE nous conduit donc à formuler les remarques suivantes :

1) comme le supposait M. MICHE, le point anguleux n'a pas à proprement parler une existence physique, il se traduit cependant par un accroissement très net de la courbure d'autant plus marqué que la cambrure est plus faible ;

2) la valeur 100 % est également théorique car la dissipation d'énergie interne dans la houle et au contact avec la paroi réduit plus ou moins cette valeur, même dans le cas d'une paroi verticale. On observe cependant une quasi linéarité des courbes pour des pentes comprises entre 45° et 90°, les droites ascendantes obtenues étant d'autant plus voisines de l'horizontale que la cambrure est plus faible ;

3) en cherchant à faire coïncider les courbes théoriques avec nos courbes expérimentales, nous avons obtenu une concordance très acceptable pour les pentes comprises entre 5/1 et 2/1, en prenant pour  $\rho$  la valeur 0,65, ce qui est plus faible que la valeur avancée par M. MICHE, mais, quoique nos plans inclinés fussent constitués par des chapes en ciment lissé, il est vraisemblable que cela soit dû à la perte d'énergie par frottement à la paroi ;

4) pour les pentes plus raides, les courbes de M. MICHE se réduisent à l'horizontale 100 % pour la gamme des cambrures que nous avons



étudiées. Nous venons de voir que les courbes expérimentales présentent dans cette zone une partie sensiblement rectiligne mais qui n'est horizontale que pour des cambrures faibles. Il est donc impossible de déterminer dans ce cas une valeur de  $\rho$ .

5) enfin, pour les pentes plus faibles correspondant à la zone des plages, le coefficient de réflexion trouvé expérimentalement semble diminuer beaucoup plus lentement lorsque la cambrure augmente que ne l'indiquent les courbes de M. MICHE. L'allure des courbes diffère de façon trop sensible pour qu'on puisse envisager de trouver une valeur de  $\rho$  permettant une superposition suffisamment approchée.

En résumé, les courbes théoriques donneraient pour le cas particulier que nous avons étudié (plan incliné constitué d'une chape en ciment lisse) des valeurs du coefficient de réflexion très voisines de celles que nous avons trouvées expérimentalement pour la gamme des pentes comprises entre 5/1 et 2/1, en donnant au coefficient  $\rho$  de la formule de M. MICHE la valeur 0,65.

Par ailleurs, comme nous l'avons signalé précédemment, nos résultats expérimentaux pour des talus rugueux semblent bien confirmer les conclusions de M. MICHE, à savoir que la loi de variation du coefficient de réflexion  $R$  en fonction de la cambrure  $\gamma_0$ , pour une pente donnée est représentée par la fonction :

$$R = \rho f(\gamma_0)$$

dans laquelle  $\rho$  est un coefficient ne dépendant que de l'état de rugosité de la surface du talus et  $f(\gamma_0)$  la fonction obtenue pour les talus parfaitement lisses.

## CONCLUSIONS -

L'étude expérimentale qui a été présentée dans cette communication a donc permis de définir la loi de variation du pouvoir réfléchissant d'un plan incliné pour toutes les cambrures couramment observées dans la nature.

Les graphiques présentés explorent toute la gamme des pentes depuis celles correspondant aux plages naturelles, jusqu'aux parements très inclinés de nombreux murs de défense en passant par les talus des ouvrages maritimes.

Evidemment ces résultats n'ont pas la prétention de fournir directement la valeur du pouvoir réfléchissant d'un ouvrage ou d'une plage pour une houle de caractéristiques données, car l'état de rugosité de la surface en particulier, peut le modifier dans de très fortes proportions. Il est cependant très intéressant de constater que la loi de variation de ce coefficient de réflexion semble rester la même à un facteur près caractérisant cette rugosité.

Dans le cas d'un obstacle lisse imperméable et non franchi pour lequel l'étude permet d'avoir une valeur de la fraction d'énergie réfléchie, on peut en déduire en première approximation par différence, la fraction d'énergie dissipée par turbulence interne, puisqu'il n'y a pas d'énergie transmise, et que le coefficient de rugosité est alors voisin de 1.

L'examen de ces graphiques met en outre en évidence qu'un rivage en pente douce qui constitue un très bon amortisseur de houle peut être cependant très réfléchissant pour des ondes longues et très plates qui sont souvent à l'origine des phénomènes de seiches dans les baies.

### BIBLIOGRAPHIE

- M. MICHE -- *Le pouvoir réfléchissant des ouvrages maritimes exposés à l'action de la houle* - Annales des Ponts et Chaussées - Paris - Mai-Juin 1951
- M. J.SCHOEMAKER - J.TH. THUISSE - *Investigations of the reflexion of waves* International Association for Hydraulic structures Research (IAH SR) - Third meeting - Grenoble 1949
- J.LAURENT - W.DEVIMEUX - *Etude expérimentale de la réflexion de la houle sur les obstacles accores* - Revue Générale de l'Hydraulique - Septembre-Octobre 1951 - n° 65
- G.F. DIXON - Thèse - *Contribution du modèle réduit à l'étude des aménagements portuaires - Influence de l'échelle sur l'amortissement, la réflexion et la diffraction de la houle* - Université de Grenoble 1949
- R.IRIBARREN CAVANILLES - G. NOGALES Y OLANO - *Protection des ports - Pénétration de l'agitation dans les ports ; moyens de la prévoir et de la combattre - Essais de Laboratoire* - XVII<sup>e</sup> Congrès International de Navigation - Lisbonne 1949 - Section II - Communication 4
- R. IRRIBARREN CAVANILLES - C. NOGALES Y OLANO - *Talud limite entre la rotura y la reflexion de las holas* - Revista de Obras Publicas n° 2816 - Février 1950
- H. EPSTEIN - F.C. TYRRELL - *Design of rubble-mound breakwaters* - XVII<sup>e</sup> Congrès International de Navigation - Lisbonne 1949 - Section II - Communication 4
- J.J. HEALY - *Wave damping effect of beaches. Proceedings* - Minnesota International Hydraulics convention - Minneapolis 1953
- C. CARRY - *Clapotis partiel* - La Houille Blanche Août-Septembre 1953

- M. MICHE - *Mouvements ondulatoires de la mer en profondeur constante ou décroissante* - Annales des Ponts et Chaussées - Paris 1944
- R.I.B. COOPER - M.S. LONGUET-HIGGINS - *An experimental study of the pressure variations in standing water waves* - Proceeding of the Royal Society - A. volume 206 - 1951

## RESUME

## STUDY OF THE REFLECTION COEFFICIENT OF A WAVE ON AN INCLINED PLANE

L. Greslou and Y. Mahe

This paper is intended to make a further contribution, based on laboratory experiments, to the many tests carried out to date on the problems of the reflecting capacity of an obstacle attacked by waves.

Systematic measurements made in a wave flume at the Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique, with obstacles formed by plane surfaces inclined between 0 and 90 degrees, have made it possible to plot a graph showing the variation of the reflection coefficient for a wave approaching these obstacles in a normal direction, in relation to the slope of the latter and the shape of the wave.

It has also been possible to ascertain the effect of the wall roughness, because some tests were made with rock-filled breakwaters.

A comparison has been made between the experimental curves obtained in this way and Miche's theoretical curves. This has shown that the latter appear satisfactory, and it has made it possible to investigate some points with Miche himself thought should be clarified by tests in a laboratory.

A graph of this kind can be of great value for estimating the reinforcement of disturbance near sea structures. This disturbance often makes navigation and berthing difficult. But the full understanding of these curves can lead to the knowledge of whether a talus or a beach has a sufficiently gentle slope to efficiently protect a coastline by distributing the energy of waves before they reach the area which must be protected.

## Chapter 8

### SEICHE IN PORTS

A.S. Apte<sup>1</sup>

Central Water and Power Research Station, Poona, India  
and

G. Marcou

Ingénieur aux Laboratoires de Mécanique des Fluides  
de l'Ecole Nationale Supérieure d'Electrotechnique et d'Hydraulique  
de Grenoble (France)

In his thesis Prof. John S. McNown has given an account of experiments on seiche in port models. Though the fundamental causes of seiche in harbours and perts are more or less known, we have little knowledge of the harbour dimensions for which a particular seiche is likely to occur. A systematic study was therefore initiated by Prof. McNown and our work described in this paper may be considered as its continuation.

We shall recall briefly the essential elements of Prof. McNown's work.

He considered port models with a horizontal bottom and vertical walls ; the ports had a narrow entrance through which waves coming from the sea penetrated. The ports were of geometrically idealized forms - square and circle - and were placed inside a wave-basin, also with a horizontal bottom (fig. 1). Outside the port and in the vicinity of the entrance, fine gravel was deposited forming an absorbing beach to avoid reflections. The incoming wave from the sea was normal to the pass.

In this model Prof. McNown sought to describe both experimentally and theoretically, the agitation inside the port as a function of the conditions in the open sea outside. He considered a regular train of waves coming towards the entrance of the port and he made the simplifying hypothesis that the wave-crest continues to be uniform at the section of entrance. But because of the reflection inside the port a clapotis is formed in the immediate vicinity of the entrance.

Two types of motion were observed inside the port. In the first, called the resonant motion, the period of the generating wave coincides with a characteristic period of the port regarded as a closed basin. In this case,

---

<sup>1</sup> At present at Laboratoire de Mécanique des Fluides de l'Institut Polytechnique, Grenoble, France.

As might be expected, there were no appreciable normal velocities at the entrance section. In the second type of motion, the non-resonant, the normal velocity at the entrance is not zero and forms an integral part of the internal motion. McNowa was able to realize experimentally certain characteristic resonant movements. On the basis of the hypothesis of clapotis mentioned in the preceding paragraph he postulated that in every case when the period of the sea-wave is equal to a characteristic period of the port, resonant motion ensues.

#### THEORY OF THE PHENOMENA

Profs. Kravtchenko and McNowa have given a theoretical account of this phenomenon. With axes of reference Oxyz - axis Oz vertically upwards and Oxy in the plane of mean water level inside the port - the velocity potential of motion in the port can be written as :

$$\phi(x, y, z, t) = A \sin \frac{2\pi}{T} t \frac{\operatorname{ch}\{k(z+h)\}}{\operatorname{ch} kh} F(x, y), \quad (1)$$

where T is the period of the generating wave, h is the depth of water, A a constant and F(x, y) satisfies the differential equation :

$$\Delta F + k^2 F = 0 ; \quad (2)$$

k is related to the period by the equation :

$$\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 = g k \tanh(kh). \quad (3)$$

In addition to (2), F satisfies the condition :

$$\frac{dF}{dn} = 0 , \quad (4)$$

along the vertical walls of the port, where n is the direction of the normal to the boundary of the port. Along the part of the boundary occupied by the entrance we write, on the basis of the clapotis :

$$\frac{dF}{dn} = B , \quad (5)$$

B being a constant. Evidently we may generalize the problem by taking the right-hand side of (5) to represent a variable function instead of a constant. Such a generalized problem presents almost insuperable difficulties both for the theoretical solution and its experimental realization.

The constant B in equation (5) is determined by the clapotis outside the port ; the equation (5) expresses the fact that at the entrance the normal velocity depends only on the coordinate z. A resonant movement is a consequence of zero normal velocity, i.e.  $B = 0$ . In the general case, the value of B will have to be determined experimentally.

#### LIMITATION OF McNOWN'S EXPERIMENTS

The hypothesis of clapotis was found to be in good accord with the experiments performed by McNowN. However there are limitations to both the theoretical and physical aspects of these experiments which were recognized by Prof. McNowN himself.

For the hypothesis of clapotis to be approximately correct, the width of the entrance to the port should be small ; this will become evident if one considers the profile of the water-surface at the entrance. If the level of the water-surface across the entrance is to follow that of a clapotis outside the port, the water surface will be approximately a horizontal straight line. Such would definitely not be the case if, for instance, a nodal line of the resonant motion inside the port were to end on the entrance. Nor must a nodal line terminate at a point near the section of entrance. It is interesting to see that in the cases of resonant motion examined experimentally by McNowN, the nodal lines were considerably away from the entrance section.

There is yet another difficulty in the formulation of the theory, where the hypothesis of a clapotis, so attractively simple as it is, leads to a contradiction. The potential function for the region occupied by the port which is the potential of a resonant motion and the potential function outside the port which represents a clapotis do not represent the same function, which they should, since the wave-basin and the port are parts of a region described by the analytic continuation of a harmonic function.

Profs. Kravtchenko and McNowN have recognized this difficulty and have remarked that the theory can be applied as a first approximation only to ports having narrow entrances. Under such circumstances the deviation of the free surface profile from a horizontal straight line can be neglected in the section of entrance. We have already seen, however, that this approximation even ceases to be valid when there is a nodal line terminating on the entrance.

Table I. Period in seconds.

m n	0	1	2	3	4	5	6	7	8
0				1.319	1.063	0.916	0.819	0.750	0.698
1			1.718	1.277	1.046	0.907	0.817	0.747	0.695
2			1.451	1.176	1.0	1.882	0.799	0.738	0.689
3	1.460	1.382	1.220	1.063	0.940	0.848	0.778	0.723	0.679
4	1.164	1.131	1.053	0.962	0.879	0.810	0.752	0.705	
5	0.994	0.977	0.934	0.879	0.823	0.771	0.725		
6	0.883	0.874	0.848	0.812	0.773	0.734			
7	0.805	0.799	0.783	0.758	0.730				
8	0.747	0.734	0.731	0.714					

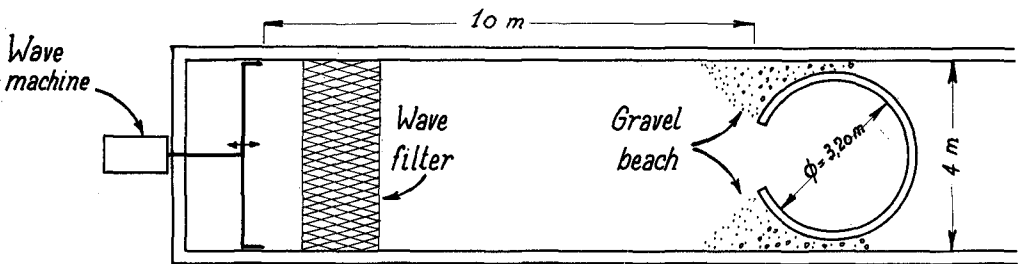


Fig. 1. Port model used by Professor McNowen.

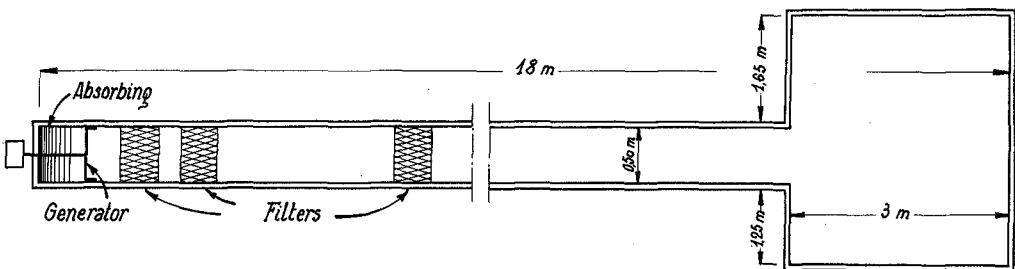


Fig. 2. Port model at the hydraulics laboratory Institut Polytechnique, Grenoble.

It appeared to us that these were the reasons at the origin of certain anomalies noted by Prof. McNown. Considering the practical importance of seiche in the theory of harbour design, it was thought desirable to extend the results of Prof. McNown's work, eliminating at the same time the rather restrictive hypotheses he made.

It is the object of this article to describe the experiments and the theoretical analysis carried out starting from McNown's initial experiments. Our researches are not yet complete, though, we believe that the discrepancies observed by Prof. McNown have been explained and in part removed. We have attempted to give here the present state of our investigation ; for simplicity the following exposition will be restricted exclusively to resonant movements in ports.

We may state the general conclusions of our experiments : As a first approximation the theory developed by McNown gives an excellent interpretation of the phenomenon observed in the laboratory for a large band of periods, with the reservation that the width of the entrance is small with respect to the dimensions of the port. The theory needs modification when the latter restriction is no longer valid or when a nodal line of the resonant movement terminates on the entrance. In either case the existence of a resonant movement is not affected, only the hypothesis of the clapnet is no longer applicable.

#### DESCRIPTION OF THE MODEL : EXPERIMENTAL RESULTS

We used a rectangular port of width 3.40 m, length 3 m ; the depth could be varied from 30 cm to 40 cm. There was, however, one important difference in our model from the one studied by Prof. McNown : whereas his model was placed in a wave-basin, ours was situated at the end of a wave-canal (fig.2). We chose rather artificial conditions, since it was our objective to have as pure an incident wave as possible. The canal was not symmetric with respect to the port ; however this does not cause appreciable dissymmetry in the agitation observed inside the port. At the other end of the canal, at a distance of 15 m from the port, was placed the wave generator.

With this arrangement a wide range of frequencies was investigated for resonant movements. For all characteristic periods a seiche was observed in the port, excepting a very small number of cases, the reasons of which are still under study. In their article referred to below, Profs. Kravtchenko and McNown have obtained an analytical condition which allows a solution more general than a simple resonant movement, when the corresponding period is a characteristic period of the resonant movement. The condition has not yet been verified experimentally.



For resonant movements the free-surface inside the port is given by the expression :

$$\eta = A \cos \frac{m\pi x}{a} \cos \frac{n\pi y}{b} , \quad (6)$$

where  $a$  and  $b$  are used to denote the lengths of sides of the rectangular port, and  $m$ ,  $n$  denote the number of nodal lines parallel to each side.

The characteristic values of  $k$  in equation (2) are given by the formula :

$$k_{m,n} = \pi \left( \frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^{1/2} . \quad (7)$$

The depth of water in our experiments was kept at 30 cm. The table at the end gives the characteristic periods investigated ; the period  $T_{m,n}$  was calculated by means of equations (3) and (7) on substituting  $h = 0.3$ .

In the entrance of the port the amplitude of oscillation of the water surface is known from (6) :

$$\eta_{m,n} (x, 0) = A \cos \frac{m\pi x}{a} , \quad (8)$$

where  $x$  varies between  $x_1, x_2$  the abscissae of the extremities of the entrance. Thus if  $m$  is small and if a zero of  $\cos m\pi x/a$  does not fall between  $x_1, x_2$  we may approximate the profile by a straight line. This presupposes naturally that the width of the entrance is small as compared to the length of the side of the port. More precisely, McNown's hypothesis is valid when the section of entrance contains a maximum (and a minimum) value of the function (8).

When  $m$  is large,  $\cos m\pi x/a$  in (8) has one or more zeros between  $x_1, x_2$ , denoting so many nodal lines terminating on the section of entrance. Even then we have observed, however, that the resonant phenomenon persists ; in fact the amplitude of oscillation inside the port being much greater than that in the wave-canal, the movement in the latter is altered considerably at least for some distance (4 m. approximately) from the section of entrance.

Let us cite, for illustration, a few resonant cases from the Table of periods. For the movement denoted by  $m = 5$ ,  $n = 6$  corresponding to a period 0.916 second, there were five nodal lines parallel to the section

of entrance ; while at the section we had a perfect clapotis. As against this we observed the movement  $m = 5$ ,  $n = 1$  (period = 0.907 s), which differs from the previous in that it has a nodal line right on the entrance section. Similar results were observed for the cases (4,1), (1,4) and (1,5), the first of the two numbers in the brackets denotes the number of nodal lines parallel to the entrance of the port and the second denotes the number of nodal lines parallel to the length of the wave-canal.

We were able to observe most of the cases corresponding to the characteristic periods listed. It must not, however, be assumed that the water-level at the positions corresponding to nodal lines was absolutely stationary. Evidently in some cases they had appreciable movement, but it was small compared with the maximum amplitude.

The amplitudes of resonant movement inside the port were very often double that of the incident clapotis. In some cases the ratio of amplitudes was as much as three. This should give an idea of the importance of seiche provoked by a wave of small amplitude. The amplitudes of oscillation inside the port were sometimes as much as 10 cm, i.e. one-third of the depth of water in the port.

#### THEORETICAL PRESENTATION

We have formulated a theoretical analysis of the phenomena to take account of the complex agitation produced in the wave-canal in the vicinity of the port entrance.

The potential  $\phi_2$  describing the motion in the wave canal will be taken as the analytic continuation of the potential function  $\phi_1$  of the resonant motion inside the port. We shall suppose as the boundary condition that at a great distance in the canal from the port the potential  $\phi_2$  reduces to the potential function of a clapotis in a depth  $h$  :

$$\Phi = C \sin \frac{2\pi}{T} t \frac{\cos h[k(z+h)]}{\cosh kh} \cos ky \quad (9)$$

As in equation (1), the potentials  $\phi_1$  and  $\phi_2$  define two functions  $F_1$  and  $F_2$ , both satisfying the differential equation (2). The function  $F_1$  satisfies the boundary condition (4) along the vertical walls of the port; in place of (5) we have the new conditions :

$$\frac{dF_2}{dn} = \frac{dF_1}{dn} \quad \text{for } y=0, \quad x_1 < x < x_2, \quad (10)$$

along the entrance section. Equation (10) expresses the continuity of the normal derivative, which, however, is small since we have in the port principally a resonant movement. Again the equality of water levels at the common section gives us :

$$F_2 = F_1 \quad \text{for } y = 0 \quad x_1 \leq x \leq x_2 \quad (11)$$

since the water-levels are proportional to  $F_2$  and  $F_1$  in the wave-canal and in the port respectively. The function  $F_1$  is given by the sum of (6) and an expression corresponding to the perturbation in the port :

$$F_1 = \sum_m A_m \cos \frac{m\pi x}{a} \cos \left\{ \left( k^2 - \frac{m^2 \pi^2}{a^2} \right)^{1/2} (y-b) \right\} \quad (12)$$

The coefficients  $A_m$  corresponding to values of  $m$  other than that for the resonant movement are small.  $F_2$  can be similarly written as a Fourier series :

$$F_2 = \sum_0^{i < pk/\pi} C_i \cos \frac{i\pi}{p} (x-x_1) \cos \left\{ \sqrt{k^2 - \frac{i^2 \pi^2}{p^2}} y + t_i \right\} \\ + \sum_{i < pk/\pi} C_i \cos \frac{i\pi}{p} (x-x_1) e^{\sqrt{i^2 \pi^2/p^2 - k^2} y} \quad (13)$$

where for brevity we have written  $p = x_2 - x_1$  ; the constants  $C_i$ ,  $E_i$  and  $A_i$  can be determined with a sufficient approximation by means of the conditions (10) and (11). Obviously in the canal the principal term corresponding to the generating clapotis is predominant. This term corresponds to  $i = 0$  in expression (13). The importance of other terms depends on the perturbation introduced in the port as also from the modifications of the clapotis in the canal.

Detailed results of calculations for the resonant and non-resonant cases will be published later along with a comparison of experimental data.

We may note that the form of the potential function  $F_2$  explains theoretically the transversal phenomena observed in the canal in the vicinity of the entrance. This phenomenon is provoked by the reaction of the movement inside the port and attenuates as we go farther from the section of entrance.

## CONCLUSION

We may note the practical, theoretical and experimental aspects of the study. As regards the practical nature of the experiments, it is unnecessary to emphasize the importance of seiche in port construction. The study is hoped to be of use in model technique and particularly for the effects of scale-distortion.

To resume the theoretical and experimental aspects : The theory of Professors Kravtchenko and McNown is applicable when the profile of the water surface at the entrance of the port can be approximated by a horizontal straight line. This condition, however, limits on the one hand the width of the entrance section and on the other hand, it excludes resonant movements with nodal lines terminating on the entrance.

In general the law of resonance holds when the period of the sea wave coincides with a characteristic period of the port basin. We have extended the range of frequencies so as to remove the restriction on nodal lines mentioned above. The theoretical problem reduces to solving the Neumann problem for the differential equation  $\Delta F + k^2 F = 0$ , for a polygonal contour.

## REFERENCES

- McNown, J.S. - Sur l'entretien des oscillations des eaux portuaires sous l'action de la haute mer : Thesis, University of Grenoble, 1951. (Publications scientifiques et techniques du Ministère de l'Air, Paris).
- Kravtchenko, J. and McNown, J.S. - Seiche in Rectangular Ports : Quarterly of Appl. Math., 1954. (Under press).
- Kravtchenko, J. - Sur la théorie des ports rectangulaires à profondeur constante : Comptes Rendus de l'Académie des Sciences, Paris, Tome 236.

## RESUME

## OSCILLATIONS À PORTUAIRES

A. S. Apte et C. Marcou

Dans sa thèse, J. Mc Nown a étudié les oscillations de la surface libre des eaux portuaires sous l'action de la houle venant du large. Nous rappelons que l'étude a été poursuivie sur un modèle réduit et idéalisé ; l'ouvrage était à fond horizontal et à parois verticales percées d'une passe étroite à bords verticaux. Le modèle était placé dans un canal à houle beaucoup plus large, à fond horizontal. Des plages d'amortissement étaient disposées à l'amont du modèle. Rappelons les conclusions essentielles du travail de Mc Nown.

On observe dans le port un mouvement résonnant chaque fois que la période de la houle génératrice coïncide avec celle d'une seiche propre du port, supposé fermé. Le mouvement des eaux à l'intérieur du port peut toujours être déterminé a priori si l'on connaît le mouvement des eaux à l'extérieur du port et dans le voisinage immédiat de la passe. Ce dernier mouvement se réduit à un clapotis placé dans le voisinage de l'entrée.

Une théorie, due à J. Kravtchenko et J. Mc Nown permet, à partir de ces lois, de calculer le phénomène dans les cas particuliers où le contour du port présente des formes simples (cercle, rectangle, etc...). Toutefois, Mc Nown a signalé des régimes erratiques où sa thèse est en défaut. Nous avons repris la question en opérant sur un modèle de port rectangulaire excité par la houle qui se propage dans un canal débouchant directement dans le port et de largeur égale à celle de la passe. On s'écarte ainsi des conditions naturelles ; mais le phénomène devient plus pur.

Nos principales conclusions peuvent être, à titre provisoire, résumées comme il suit. La loi de résonnance énoncée par Mc Nown, demeure exacte dans tous les cas que nous avons observés. Mais la loi du clapotis à l'entrée ne s'est trouvée justifiée pour les périodes résonnantes que si aucune nodale de la seiche propre du port n'aboutit à la passe.

La détermination de la surface libre des eaux portuaires exige alors le recours à d'autres règles plus compliquées.

Par contre, dans le cas non résonnants, l'hypothèse du clapotis se trouve être bien vérifiée en première approximation. Les méthodes de calcul de Kravtchenko et Mc Nown s'appliquent intégralement ; nous indiquons quelques variantes simplificatrices de leur processus opératoire et nous comparons nos prévisions théoriques avec les mesures faites en laboratoire.

## Chapter 9

# THE SIMILITUDE OF SCALE MODELS FOR THE STUDY OF SEICHES IN HARBOURS

F. BIESEL

Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique - Grenoble

*(Neyrpic Hydraulics Laboratory)*

### PREAMBLE

The study of seiches in harbours is a relatively new scale model technique and poses many problems of similitude. We do not attempt here to be complete and consider all the questions that it poses, nor even to give a detailed account of the studies that the NEYRPIC LABORATORY is now carrying out on this subject. Our purpose is simply to set forth the conclusions that we consider have already been reached and the principal rules of similitude resulting from them. We hope thus to encourage as wide an exchange of opinion as possible.

### I - BRIEF SUMMARY OF SOME GENERAL PRINCIPLES APPLYING TO SIMILITUDE

Contrary to a too widely held opinion the "best" scale is not the greatest possible scale. Basically model scales must be determined by considerations of economy.

It is clear for example that a model which costs 10 million francs and effects a saving of the order of 200 million francs is preferable to a larger and more accurate model which may effect perhaps a saving of 20 millions more, but which costs 50 millions instead of 10.

In practice the factors affecting the choice rarely present themselves so precisely. Normally, it is almost impossible to evaluate even roughly the overall economies which will result from the model study, let alone the way in which the economies will vary as a function of the accuracy of the tests. Thus, determining the optimum scale becomes more an art than a science, and the value of the results will depend above all on the knowledge possessed by the designer. Laws of similitude are the most important part of this knowledge, for not only do they allow the designer to estimate the degree of accuracy to be expected from a model but above all they allow to design the model soundly and to realise the optimum accuracy compatible with a prescribed research budget.

The first step in the study of similitude is not the discussion of detailed equations but essentially an overall survey of the problem and its physical nature. For example it is impossible to design a model well without first having an idea of the causes and origins of the phenomena studied. For this reason, we shall be led to establish a hypothesis on the origin of seiches, in order to be able to discuss the design of the models, but we do not intend discussing here the problem of the origin of seiches which is the object of a special chapter in the study from which this paper is drawn.

Such an overall survey of the problem allows the fundamentally wrong ways of approaching it to be avoided, it allows the line to be drawn between that which is reasonable and that which is not. Very often too it allows the main steps in the study to be determined, and eventually the necessary number and nature of the models.

The detailed study of the equations of the phenomena will follow and will lead to the more accurate evaluation of the approximations, scales, distortions, etc.. and definitely settle the number of models necessary as well as the rules of similitude applicable to each of them. It is indeed well known that very often it is more economical to construct several models for the study of different phenomena than to try to study them all on one model. For example for a harbour the overall study can be made to a scale of 1/150 while particularly important structures (the harbour entrance for example) are studied to a scale of 1/75, and the stability of individual structures to 1/40.

We shall see that for seiche studies it may be necessary to construct a model to a scale of the order of 1/1000 and that if, for instance, it is required to study seiches of 40 seconds as well as seiches of 4 min. it may be necessary to have two different models even though the same phenomenon is to be studied, only one parameter having changed. Happily studies on the resonance frequencies of moored ships make it possible in most cases to reduce the range of periods to be considered and therefore to avoid such duplication of models.

Summing up, the problem of similitude is far from simple and does not lend itself to stereotyped solutions. The engineer has at his disposal a number of complex means and he must know how to make best use of them. The better he knows the tools at his disposal the more efficient and economical will be the solutions.

## II - HYPOTHESIS ON THE ORIGIN OF SEICHES

As we have mentioned above it is not possible to conceive a model without admitting some working hypothesis on the origin of the phenomena to be studied. For example it is clear that a model built for the study of harbour seiches will be arranged in a completely different way, according to whether it is supposed that the seiche comes from the ocean

in the form of progressive waves or that seiche is caused by local variations in atmospheric pressure, by wave amplitude fluctuation, etc..

For the purpose of limiting our discussion and of making it clearer, and *not* with the object of giving an opinion about the origin of seiches, we shall discuss models conceived according to the first hypothesis, that is to say, by assuming that seiche movements are provoked by progressive waves or "*seiche waves*" coming from the ocean.

This hypothesis has the following advantages for our purpose :

- it is plausible and fairly generally accepted ;
- it permits the discussion of most of the similitude problems which arise when other hypotheses are considered ;
- it allows a simple and instructive comparison to be made with problems relating to the study of storm waves ;
- it leads to models which are fairly easy to operate (in fact the majority of studies on seiche in scale models are, implicitly at least, based on this hypothesis).

With this hypothesis the seiche studies present themselves very much in the same way as storm wave studies. This analogy is useful, but dangerous if applied without caution ; for this reason the main part of the following is a list of the differences between seiche studies and wave studies.

### III - ESSENTIAL DIFFERENCES BETWEEN STORM WAVES AND SEICHE WAVES

Both seiche waves and storm waves belong to the large family of gravity waves. The latter differ from the former only by the order of magnitude of certain parameters, in particular :

#### The period

The order of magnitude of the periods of seiche waves most dangerous to moored ships is two minutes or 120 seconds, while a period of 12 seconds is already fairly long for a storm wave.

#### The steepness or camber

Dangerous storm waves while still in the ocean have cambers of a few per cent and only exceptionally approach the theoretical limiting camber of 14 % . On the other hand seiche waves in the ocean have a much smaller camber. For example a wave of 2 minute period has a length of the order of 20 Km. in deep water (several thousand metres), while its amplitude might be of the order of 2 cm. only. The latter figure is



reasonable, as such a wave would have an amplitude of about 20 cm. when it arrived in a depth of 10 metres (two dimensional propagation and no reflection being assumed). Consequently the camber of seiche waves in the ocean is of the order of  $10^{-6}$  (one to a million) or 10,000 times smaller than that of the longest storm wave.

Before drawing from these facts the conclusions applicable to the technique of scale models, it is well to stop a moment to consider their significance. It is necessary that the mind which is used to the normal harbour problems should acquire a new outlook for seiche phenomena. It is necessary to become used to thinking of these phenomena in their proper scope and proportion.

The difference in the order of magnitude of the periods, of 1 to 10 for example, causes still more important differences in the dimensions of the area to be considered in the study. If the relation between the periods is 10 it can be deduced that the ratio between the wave lengths, at equal relative depths, is 100. This completely changes the scope of the phenomena: where, for storm waves, it was necessary to consider a radius of perhaps 10 kilometres around the harbour, for seiches, it should be necessary as a first approximation to consider a radius of 1000 kms. Where it was necessary to consider the influence of the sea bed down to a depth of 50 or 100 metres, it now becomes necessary to consider down to a depth of 5,000 or 10,000 metres. In other words studies will easily extend over a whole ocean, and, as we shall see later even this may not be sufficient.

For example let us consider a wave in infinite depth and of 2 minute period, it should have a length of about 22.5 km. Depths therefore will have a noticeable influence on the propagation when they are less than about 10,000 m. In other words such waves can never be said to be where the depth is "*practically infinite*", therefore they are subject to refraction even in the open sea and are only exceptionally propagated in a straight line.

Supposing the origin of some seiche waves to be known (for example a zone of atmospheric disturbance) their propagation in the ocean can be studied only by means of refraction diagrams, analogous to "*wave plans*" but sometimes covering the whole ocean. By means of these diagrams "*lens*" effects which concentrate the seiche waves on certain points of the coast may be predicted and thus it may be explained why certain ports are particularly subject to this type of phenomenon.

It is known that waves have an extraordinarily long life and that their progress has been followed for several days over thousands of kilometres. It is also known from theoretical studies and from observations that the longer a wave the greater is the length of its life. The way in which length of life varies with wave length is not exactly known but if we suppose, for the sake of definiteness, that the distance travelled by a wave is proportional to its wave length in infinite depth, (which is probably close to the truth), seiche waves

should be able to travel hundreds of thousands of kilometres, that is to say, to go round the world several times before dying.

The extraordinarily small camber of seiche waves also contributes to increase their longevity. Partly by reducing the relative effect of turbulence but mainly by allowing the reflection of seiche waves on coasts where the energy in an ordinary wave would be almost completely expended.

We touch there on an extremely important aspect of the behaviour of seiche waves.

Experimental studies have confirmed the fact, predicted by theory, that the smaller the wave camber the better the wave is reflected on a beach of given slope ( $se_e$  (1)). It is evident that tests cannot be carried out on waves having a deep water camber of  $10^{-6}$ , but by using theoretical formulae it is possible to make reasonable extrapolations. In particular M. MICHE has shown that there was theoretically total reflection if :

$$\gamma < \sqrt{\frac{2\alpha \sin^2 \alpha}{\pi \pi}}$$

or for gently sloping beaches

$$\gamma < 0,254 \alpha^{3/2}$$

$\gamma$  being the camber  $\frac{2a}{L}$  and  $\alpha$  the slope of the beach.

It can be deduced from this that waves with a camber of  $10^{-6}$  are perfectly reflected from all beaches with a slope greater than 0.83 %. Most beaches would therefore reflect seiche waves as well as vertical walls would. By different reasoning M. IRIBARREN has arrived at similar conclusions.

Thus it is seen that seiche waves once created are particularly durable. They consume extremely little energy during their propagation and can be reflected without any noticeable loss of energy from coasts which are fatal to ordinary waves.

It is probable for example that the long straight beach of the "Landes" forms a magnificent mirror which reflects the seiche waves coming from the North Atlantic, towards the North coast of Spain. And it is known from the remarkable works of Professor IRIBARREN that numerous ports on this latter coast are subject to seiche phenomena. (fig. 1)

Broken coastlines are probably worse reflectors, nevertheless it is rather tempting to think that the French coast between BRITTANY

and BIARRITZ plays a part in the amplification of seiches in the Cantabrian harbours by acting as a giant concave mirror.

There we leave this discussion which as can be seen is still capable of considerable development (see fig. 2 and 3). The long life of seiche waves and the ease with which they are reflected, make it theoretically desirable to consider them on a map of the world, to follow their journeys from ocean to ocean and their rebounds from continent to continent. But in reality the phenomena are so complex that it is safer to risk only fairly simple deductions, such as we have done for the Landes coast. We have touched on the overall problem only to put the discussion of the model studies in the necessary perspective and we might almost say the right atmosphere.

#### IV - ESSENTIAL DIFFERENCES BETWEEN SCALE MODEL STUDIES FOR SEICHES AND FOR ORDINARY WAVES

These differences are numerous and far reaching, without entering into too many details we give the most important below.

##### 1°) Preliminary studies

When designing a scale model for studying the penetration of waves into a harbour, one of the first steps is to draw a wave pattern (refraction diagram) in order to know what position and what direction it is necessary to give to the wave generator. Sometimes the latter can be placed in such depths that the wave hardly begins to turn and consequently still presents a straight front.

This never happens for seiches because, as we have seen, the latter will always have turned to some extent. It will nevertheless be necessary to place the paddle in a position where although the crests are refracted they still remain almost straight. (Unless a "snake-type" wave maker is used, see (2)). For each separate problem it is necessary to make special appropriate refraction diagrams, but it is however possible to make a few very general remarks.

We know that seiche waves are refracted even over the greatest depths of the ocean ; *the refraction diagram must therefore begin in mid-ocean* in fact it must cover the whole area between the supposed point of origin and the point of arrival. Diagrams on such a scale pose problems which have not previously been considered because to be absolutely accurate it is necessary to take into account the earth's curvature and the acceleration of Coriolis. However theoretical studies seem to show that the latter has a practically negligible influence.

The laws of refraction lead then to the following general results :

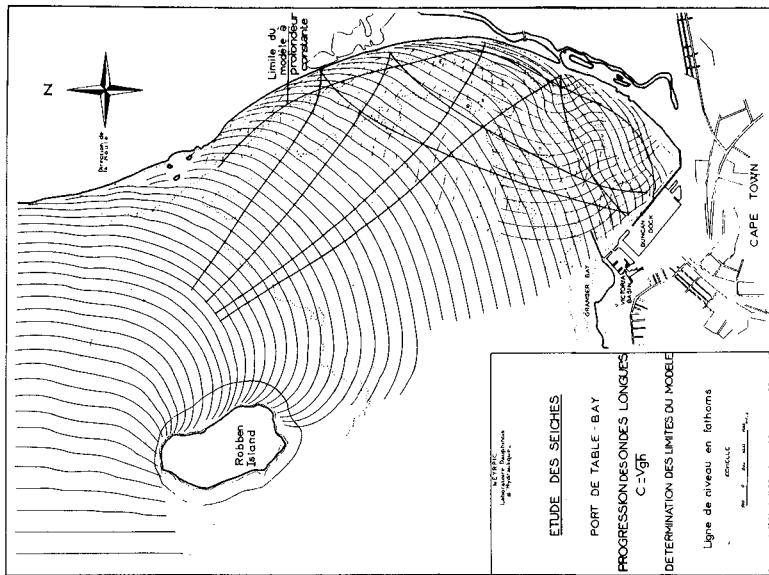


Fig. 2. Table-Bay harbor is a good example of the possible "concave mirror" effect of a large bay. The concentration of energy due to the shape of the adjoining coast is still enhanced by the presence of the jetty at the north of Victoria basin.

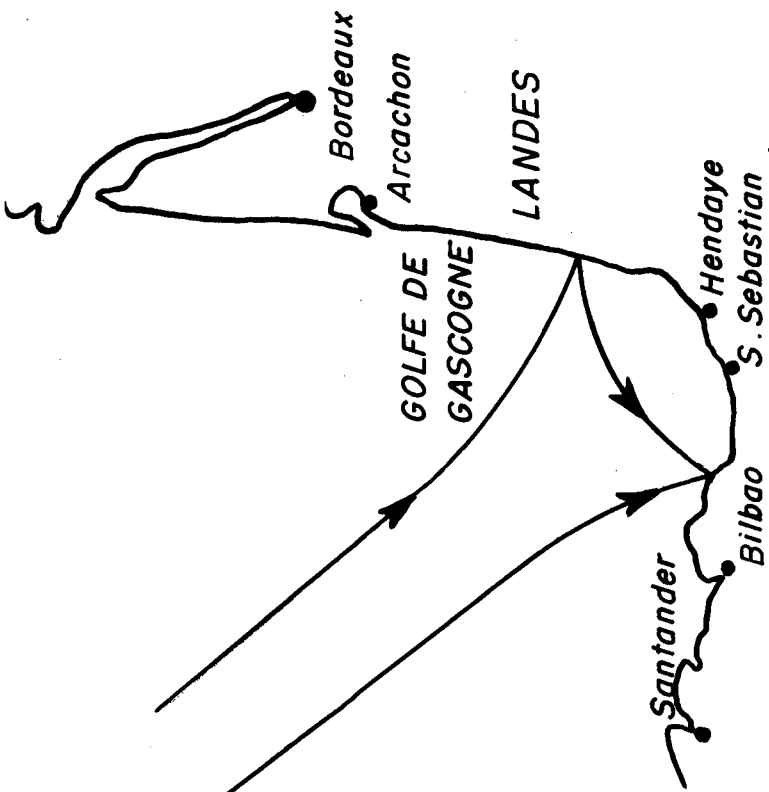


Fig. 1. A point on the north coast of Spain can be reached by a seiche wave either directly or after reflection on the French coast of the "Landes". The direct and reflected waves may combine and reinforce each other.



When the shape of the sea bed is not too involved, in particular when the bed contours are roughly parallel to the coast, then, in depths suitable for establishing a harbour, the crests are always practically parallel to the coast-line. In the ideal case when the bed contours are exactly parallel to the coast (fig. 4) it can be calculated that a wave of 2 minute period which has originated in deep water (4,000 m. for example) cannot have an angle of incidence greater than about :

20°	for 200 m. depth
11°	for 100 m. depth
5°	for 20 m. depth
3°30'	for 10 m. depth

If the hypothesis is accepted that seiche waves come from the ocean it can be seen that it will in general be sufficient to have a wave generator of fixed direction.

With this hypothesis, which we have adopted here, let us repeat, only to limit the discussion, *it is not therefore permissible to study seiche exciting waves having any incident angle whatever in relatively shallow water.*

## 2°) Influence of the continental shelf

Emergent lands are not the only reflectors of seiche waves and the refraction diagrams for these waves may therefore be very delicate. Without wishing to treat this delicate question completely it is however particularly interesting to consider it in view of the possible influence of the continental shelf.

Let us consider first the inverse of the usual refraction diagram, that is to say a diagram representing the propagation of the seiche wave from a given point of the coast (fig. 5).

Let us suppose, for example, that a bay is in a state of resonance and that its entrance emits waves which are almost circular, in a depth of say 20 m. It is seen that only the energy emitted within an angle of 10° (or about 5% of the energy if the emission is not directional) has a chance of escaping into the ocean. The remainder is directed towards the coast by a phenomenon of total reflection which is produced principally on the outer limit of the continental shelf. It is seen therefore that this limit and the coast can send seiche waves back to each other many times, and thus create appreciable resonance phenomena. Moreover the mechanism of refraction is not the only factor liable to produce similar phenomena.

When the edge of the continental shelf is a long way from the coast it will not be possible to represent it on a model of reasonable scale but on the other hand the resonance phenomena will be less marked. On the contrary when the continental shelf is relatively narrow it may play an important part in the selection of the dangerous frequencies and

it will be imperative to study its influence with care. For coastlines and continental shelves of very complicated shapes it may even be necessary to make a special preliminary model representing to a very small scale a wide expanse of coast including the continental shelf and a sufficient extent of the neighbouring abyssal depths.

This latter type of model also poses similitude problems of its own, choice of scales, etc..., that we shall not consider here.

### 3°) Extent of the area to be represented on the main model - Scale in plan

We have seen how seiche waves are very easily reflected.

Wide bays, whether bordered by beaches or not, can thus form resonance basins for incident seiche waves and as we have seen above (example of the coast of Landes) extensive coastlines can form reflectors which cause the seiche waves to converge on certain particular points.

Here again diagrams and, more generally, studies on the map, usually allow to limit to a minimum the extent of the areas which must be reproduced on the model. However these areas will in general be more important than those that it is necessary to consider for wave models. For example when a harbour is situated in a bay, it may be necessary to represent the whole of the latter even if it extends over many kilometres, or even tens of kilometres.

Besides, the necessity of reproducing the shape of the bed as far as the zone where the wave crests are sufficiently straight, will lead to increasing the extent of the model beyond any local features which may provoke important refractions or diffractions - shallow depths, head lands, etc..

It is important to insist here on the fact that the study of a port cannot in general be separated from that of the oceanic "medium" in which it is situated. It would evidently be extremely economical to be able to limit oneself to the study of the "interior problem", the model being confined then to the representation of the harbour, and the excitation being provided at the entrance or in its immediate neighbourhood by means of suitable apparatus.

This type of approach allows the modes of resonance of the harbour to be disclosed, but in general it does not allow their amplitudes to be determined. In effect the latter depend directly on the amplitude of the agitation at the harbour entrance and this agitation has a local value which depends essentially on the pattern of the outside movement.

In a large harbour it will be possible to suppress all the forms of oscillation indicated by this type of test only by barring the water area in all directions, which would create (at great cost) inadmissible obstacles for navigation. On the other hand if limited structures with

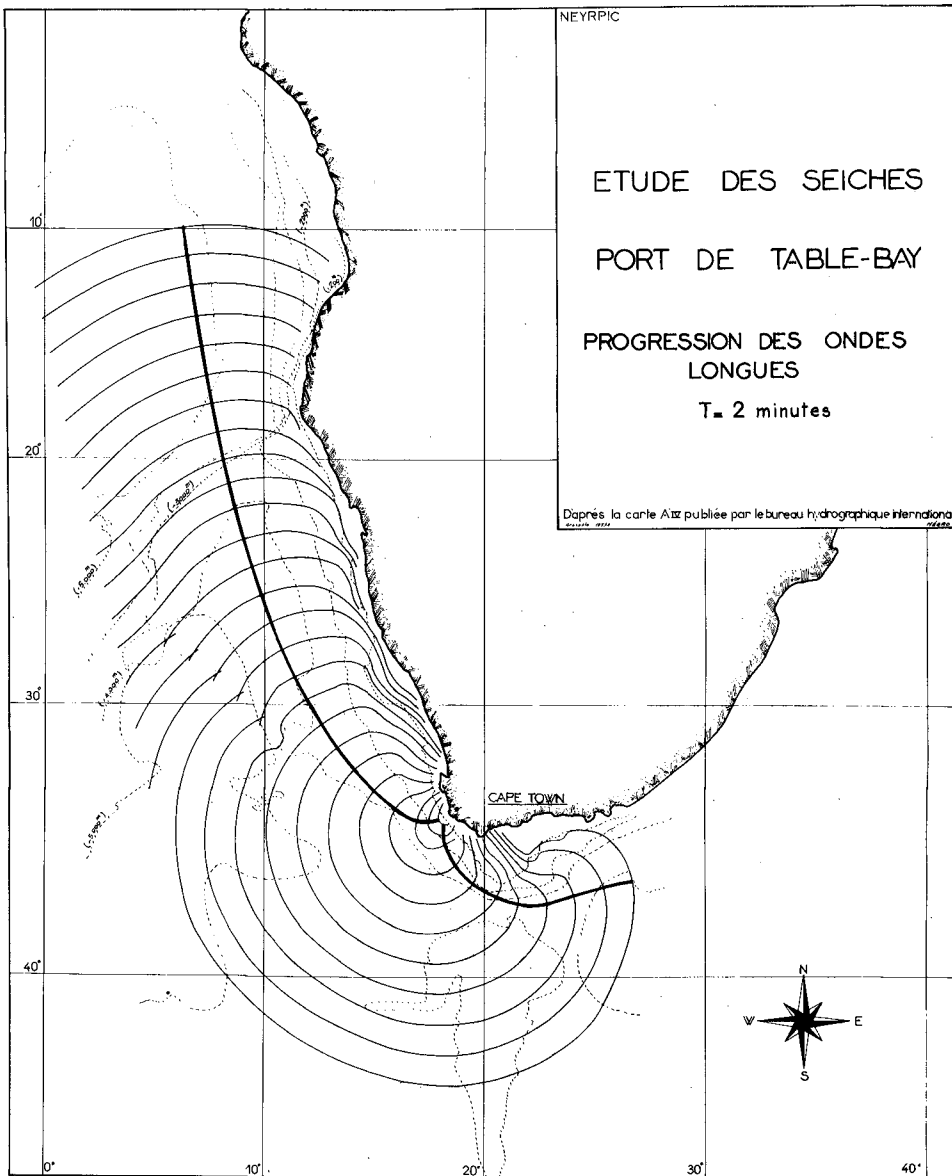


Fig. 5. An "inverse" refraction diagram is often the best way to have a bird's eye view of the maximum possible incidence with which seiche waves coming from deep water can reach the coast; or, vice versa, visualize how the energy of a coastal source of seiche waves will radiate.

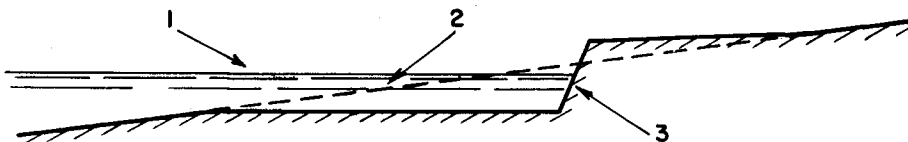


Fig. 6.



the aim of suppressing only a few modes of oscillation are built, there is a risk of allowing and even of favouring the formation of other modes already amplified by outside interference.

At this stage it is interesting to mention that it is sometimes possible to study separately, the resonance of the outer and of the inner water surfaces. This is the case when the port entrance is so narrow that it can be assumed that, on the one hand, the interior state of resonance does not noticeably affect the outside agitation, and on the other hand the interior agitation depends for practical purposes only on the local value of the exterior vertical amplitude at the centre of the entrance.

The exterior problem may then be studied without the handicap of having to ensure a suitable similitude for the narrow basins and for the shallow depths of the harbour, this allows a smaller scale to be used. On this model, the "*amplification coefficient*" relating to the exterior of the port is determined ; this coefficient is the quotient of the amplitude at the harbour entrance divided by the incident amplitude.

The interior problem may then be studied, and new "*amplification coefficients*" are defined as being the quotients of, the amplitudes measured at different points divided by the amplitude at the entrance.

This second study can be made to a relatively large scale without necessitating a very large and costly model. It allows precise measurements to be made, as well as convenient and detailed studies of the modifications to be effected to the interior installations.

Hence for each frequency and for each measuring point the overall coefficient of amplification is obtained from the product of the interior and exterior coefficients.

Summing up, we see that the model study can therefore only be limited to the interior problem in exceptional cases. This will be permissible either for ports receiving only vessels of small tonnage when it may be possible without serious inconvenience to divide the water area into small basins, or when the outside topography is so simple that it is possible to predetermine graphically the characteristics of the outside agitation, or again when the exterior "*coefficients of amplification*" have been determined on a preliminary model.

Therefore, in the general case, the extent of the area to be represented on the model is much greater than in ordinary wave studies. Fortunately the great length of seiche waves justifies the use of very small horizontal scales. Further it is possible to use the artifice of distortion and thus avoid working with layers of water which are too thin.

#### 4°) Distortion of the bed

In view of the extent of the areas to be represented it is very

important to be able to use horizontal scales of the order of 1/1000 or 1/2000 for example.

If the same vertical scale were employed, the depths of 10<sup>m</sup> which are usual in important harbours would be represented on the model by water thicknesses of 0.5 to 1 cm., for which the effect of friction would be too great. It is known that the latter effects can be reduced by means of scale distortion; as their importance is negligible in nature, the greater the distortion the better, from this point of view, it is therefore essential to examine whether distortion is permissible and to what degree it is compatible with similitude.

As is known it is generally not allowable to distort a model designed for the study of penetration of waves into a harbour. The main objection is that the similitude of refraction is not retained. Besides, the similitude of the "reflecting coefficients" is also altered.

We shall have occasion to return to the latter point in the following. Concerning the former point it is important to mention that the similitude of refraction can be maintained, when the wave length to depth ratio (or relative wave length) is sufficiently large throughout the area reproduced, for the celerity to be given with satisfactory accuracy by the formula  $c = \sqrt{gh}$  (1). The useful range of distortion may be increased by the application of the functional distortion conceived by M. CARLOTTI, (3) but first we shall assume the use of ordinary distortion. The formula  $c = \sqrt{gh}$  is valid to approx 5% if

$$h_{cm} < 6 T_s^2$$

In the sea for waves of 2 min. period the formula  $\sqrt{gh}$  will therefore be valid (to app. 5%) down to depths of

$$6 \times 14,400 = 86,400 \text{ cm. or } 864 \text{ metres}$$

On a distorted model with horizontal scale  $\lambda$  and vertical scale  $\mu$  (time scale  $\frac{\lambda}{\sqrt{\mu}}$ ) the same relation referred to prototype quantities (h and T) gives :

$$h < 6 \left(\frac{\lambda}{\mu}\right)^2 T^2 \quad \text{or} \quad h < 6 (\delta)^2 T^2$$

$\delta$  being the distortion.

(1) We assume in the following that only fairly marked distortions are considered, for example distortions greater than 1.5, for the sake of being definite.

The maximum prototype depth which can be represented by the distorted model is therefore inversely proportional to the square of the distortion. For a distortion of 2 it would be in the preceding case 216 m. which will very often be sufficient. For a distortion of 10 it would be no greater than 8.64 m. which would certainly be insufficient.

The above formula permits an instructive general discussion. We shall make the simplifying assumption that the extent of the bed to be represented is determined by such considerations as topography, etc... so that the greatest depth  $h$  is known. We shall also assume that the vertical scale  $\mu$  is fixed in order to ensure that depths of the order of 10 m. will be represented by an adequate thickness on the model. Then we can write

$$T^2 \lambda^2 > \frac{h \mu^2}{6}$$

*It can be seen that the greater the period of the seiche the smaller the horizontal scale can be.* On the other hand the greater the period the greater is the wave length and we have already seen that the extent of the area to be represented increases in proportion with the latter. (We shall see later that this is also the case for the zones of the model necessary for damping the waves which are reflected to the sea). There is thus a sort of compensation, the scale admitting of some reduction when the area to be represented must increase.

Consequently the design of a model depends directly on the period of the seiche that is to be studied. If it is necessary to study a wide range of periods it may thus be economical to construct several models, in order to avoid the necessity of reproducing the large areas required for the longer periods, to the large scale required for the shorter ones.

A few numerical examples will help to clarify the above.

Let us suppose that it is desired to study seiches of relatively short period, e.g. 1 min., and that it is necessary in this case to represent an area which extends over depths of up to say 100 m.

The maximum allowable distortion is then of the order of 1.5. If the vertical scale chosen is 1/400 the horizontal scale will be 1/600.

For seiches of 2 min. it may, for instance, be necessary to go up to a maximum depth of 150 m. The distortion may then be 3 which gives with the same vertical scale as above a scale in plan of 1/1,200.

If it is desired to study seiches of 4 min. the maximum depth being 200 m., a distortion of 4 may be used. Therefore with the same vertical scale as above the scale in plan would be 1/1600. This much

smaller scale may allow the model to be fitted into the same space as the first although the region represented is more extensive and the accessory organs of the model are relatively more bulky (see later paragraph 6).

If there is reason to think beforehand that the most dangerous periods are contained within a relatively narrow range (for example as obtained from the value of the resonance period of moored vessels), it is possible to limit the studies to a model designed for a carefully chosen mean period. This model will also be able to serve for the approximate study of resonances of widely different periods; although in this case it will only give indications of the possible existence of other dangerous frequency ranges, which if they are sufficiently disturbing may justify the modification of the model.

The use of functional distortion allows, everything else being equal, the horizontal scale of the model to be reduced by making greater distortions permissible. But it also has the inconvenience of being essentially adapted to a fairly narrow range of periods and moreover to a narrow tidal range.

#### 5°) Similitude of reflections - distortion of amplitude of seiche waves

Although very different, these two questions are directly related. It is known indeed that the coefficient of reflection of a structure, of a beach etc.. is essentially a function of :

- the slope of the structure
- the camber of the wave
- the scale.

Distortion of depth increases the slopes and consequently the reflections. Augmenting the camber of the waves reduces the reflection. Reducing the scale increases the reflection.

The latter effect is relatively unimportant; it is the only one which plays a part in ordinary wave models, where the distortion of depths is usually forbidden and where the distortion (increase or decrease) of the amplitudes can generally be avoided (on the inconvenience of this distortion from the point of view of the similitude of reflections see (1).

On the contrary, seiche models will in general have both distorted depths and cambers, in view of the extreme smallness of the latter in nature. As the effects of these two distortions are opposed it can be hoped to correct one by the other. Let us examine this idea.

We have seen above that the limiting deep water camber of waves capable of being wholly reflected on a slope was given by

$$\gamma \neq 0,254 \alpha^{2/3}$$

$\alpha$  being small.

For  $\gamma = 10^{-8}$  we had  $\alpha = 0.0083$ ; If the second example given above is considered (vertical scale 1/400 - horizontal scale 1/1200) it is seen that the distortion of the cambers (in infinite depth) would be  $(3)^{5/2} = 15.6$ . But on a distorted model the increase of camber from deep to shallow water is less than in the prototype. (The cambers in small relative depths are diminished in the proportion  $(\delta)^{3/2}$ , if the deep water cambers are the same). Consequently the distortion of the cambers in the important zone would have to be no greater than 3. The vertical scale of amplitudes would therefore be 3/1200 or 1/400. An amplitude of 20 cm. (in shallow water) would be represented on a model by 0.5 mm.

The preceding calculation tends to show that the effects of depth distortion can easily be more than compensated by a distortion of the amplitude and that in fact the necessary distortion is not very great and will often be insufficient to ensure a suitable accuracy of measurement.

Although some degree of over-compensation is justifiable in order to correct also the scale effect, there is nevertheless a risk of being led to the use of amplitudes which are too small. Therefore it may be interesting to further increase the distortion and thus to work with more reasonable amplitudes by means of devices allowing the correct coefficients of reflection to be restored.

For example a beach may be represented in the fashion indicated in figure 6. This artifice also introduces a source of error for it is not possible to choose the proportions in such a way that the phase of the reflections are reproduced as faithfully for normal waves as for oblique waves. It is necessary therefore not to use it unnecessarily; in other words it is important not to exaggerate the amplitudes more than necessary <sup>(1)</sup>.

In this respect it is also interesting to recall that the damping rate of water waves increases when their camber increases beyond a given value. This is due to turbulence phenomena. Figure 7 shows to what extent resonance coefficients can vary when the camber of the incident wave changes. This effect necessitates to assign a superior limit to the camber distortion in order to avoid unwanted extra damping. However this limit is usually superior to that resulting from reflection similitude requirements.

## 6°) Boundary conditions - absorbers, filters

It is known that the walls of test basins which limit wave models on the ocean side must be prevented from causing parasitic reflections which have no equivalent in the prototype. Therefore wave absorbers are placed along all walls which have no counterpart in nature. In the same way it is necessary to place an absorbing filter

(1) Incidentally it is worth noting that as the cambers are less than in ordinary wave models it will generally be possible to study the agitation by the "starred sky" method of M. BARILLON.

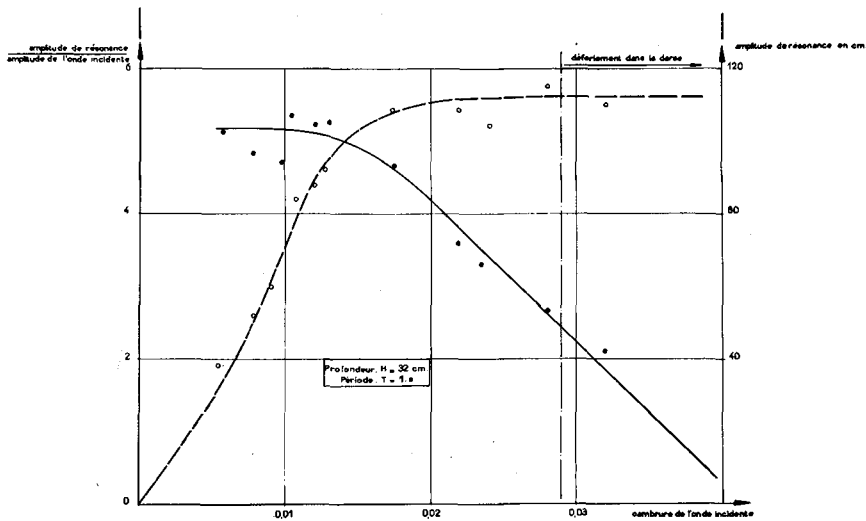


Fig. 7 - These curves have been plotted by M. LE MÉHAUTÉ in the course of his experiments on the resonance of rectangular basins.

The full line shows how the amplification coefficient decreases (from a maximum of about 5) when the *incident* wave camber ( $2a/L$ ) increases. In the particular case to which this figure refers, the drop in amplification is sensible as soon as the incident camber is greater than about 1 %. Actual breaking in the basin (déferlement dans la darse) occurs for much greater incident amplitudes i.e. about 3 % .

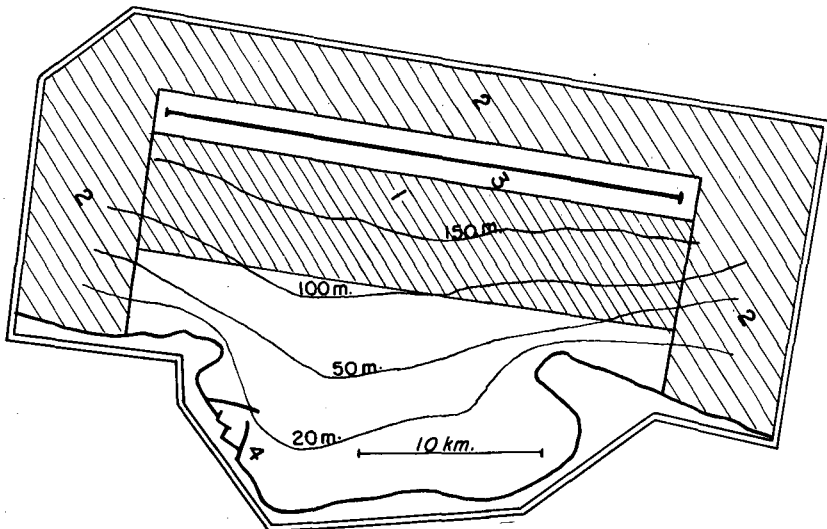


Fig. 8 - Typical aspect of a seiche model designed to reproduce boundary condition as well as possible. The width of the wave filters (1) and absorbers (2) is about one (local) wave length of a 2 mn seiche. It has been assumed that conditions were such that only one direction of wave machine (3) had to be used. Otherwise the space occupied by the filters-absorbers-wave-machine compound would be still greater than as shown above. Notice minuteness of the harbour (4) as compared to over-all extent of model.

in front of the wave paddle in order to minimize the parasitic reflections which can be produced on the latter.

As a first approximation it can be assumed that the minimum width of absorbing beaches or of filters is proportional to the wave length (local value in the model). A reasonable order of size being one wave length. The result is that the filters and dampers which take up little room in ordinary wave models become enormous on seiche models because of the great wave lengths involved. It will often happen that these devices will occupy by far the greatest part of the test basin, and the most striking characteristic of a well designed seiche model is the almost ridiculous minuteness of the harbour in relation to the total area of the model.

We have seen above that the distortion of the camber of seiche waves must not be exaggerated too much, consequently even on the model waves may be not only long but equally of slight camber. Wave dampers taking the form of beaches would have to have very gentle slopes and consequently to be extremely long and cumbersome to be efficient (see (1)) It is therefore wise to call on the ingenuity of specialists to obtain efficient dampers of as short a length as possible. When straight forward wave "breaking" is insufficient other damping means may be called upon : permeability, friction, resonance, overflowing, etc.. Except perhaps with the last of these, which is at present being studied in the laboratory, it seems necessary to have at least one wave length to spare in order to realise a sufficiently efficient damping.

An analogous problem poses itself for filters, which must be much more efficient on a seiche model than on an ordinary wave model, because of the much higher coefficients of reflection for seiche waves. Happily the slight camber required allows the use of very powerful filters. Here again it is necessary for such filters to act over approximately one wave length because they would create greater reflections than those they were intended to suppress if their action were too sudden. Refinements such as the progressive filter studied by M. LE MEHAUTE can effect an economy of space without altering the quality of the result.

Figure 8 is a schematic plan of a model corresponding to the characteristics studied above.

It can be seen how large a space is occupied by the wave dampers, filters, and paddles which are indispensable to the accurate realisation of the boundary conditions.

## 7°) Adjustment of the incident wave characteristics

### *Direction -*

Because of the great width of the filters the wave paddle will sometimes be located in greater depths of water than it is normally convenient to represent to the vertical scale of the model.

As for ordinary wave models the representation of the sea bed is therefore usually stopped beyond a certain level at which the horizontal slab supporting the wave paddle is situated. On seiche models it is important to remember that this modification of the bottom falsifies the refraction, and consequently it is necessary to give to the paddle not the direction of the crests corresponding to its geographical position, but a direction deduced from an *inverse diagram*, starting from the wave pattern to be realised above the bottom actually represented.

*Amplitude -*

It is known how much the presence of waves reflected by the paddle (after having been reflected by the model) can hamper the exact measurement of incident amplitude in three dimensional wave models. The filters employed in this type of model are not very powerful because they must allow a wave of considerable camber to pass. They are therefore incapable of rendering the influence of multiple reflections utterly negligible.

The same difficulty is found for seiche models with the difference, however, that the power of the filters is limited in practice only by the available space. Although the energy reflected by the model represents an important fraction of the incident energy it is theoretically possible to considerably reduce the disturbances on the wave paddle. Summing up, if very powerful filters are used, it is possible to calibrate the wave generator plus filter unit while it sends waves into a perfectly damping beach and to use this calibration during the course of the tests, (although this procedure is usually not admissible without special precaution in ordinary wave models).

*Frequency -*

While amplitude problems are relatively easy to solve this is no longer the case for the frequency.

It is known that the phenomena of diffraction, refraction, wave breaking, etc., vary smoothly with the frequency, while resonance phenomena behave in an entirely different manner. For example let us recall the work of Professor Mc NOWN (4) on the oscillations of the water in a circular harbour, where he has shown that in certain circumstances variations of frequency of the order of 1/1000 were able to change completely the character of the agitation, loops replacing nodes etc.. (see fig. 9).

This sensitivity of the agitation to small frequency variations is most marked when the boundaries of the body of water are good reflectors and when the wave length is small in relation to the dimensions of the area which is liable to resonate.

We know that for seiches almost all the natural limits of the water area are perfect reflectors and that on the other hand the regions



to be represented are sometimes very extensive. A port opening into a fairly well closed bay will therefore be submitted to a seiche agitation which may vary completely for slight frequency variations. The interior of the port itself may react in very different ways to slightly different frequencies providing that its dimensions are great enough in relation to the local value of the wave length (linear dimensions of a few wave lengths being sufficient).

It is to be noted that if the port is situated in a very open bay (or a fortiori on a straight coastline) the ocean limit of the bay will be non-reflecting and consequently the instability phenomena that we have just considered will be lessened. On the contrary, if the basins for the study of seiche were not supplied with spending beaches and filters there would be permanently quasi-stationary oscillating patterns which would transform one into another on the slightest provocation. Not only would the tests be uselessly complicated but above all they would lose all physical significance.

The results of tests can therefore be very different for neighbouring frequencies. We thus arrive at the following conclusions :

a) For tests at a fixed frequency, the value of the frequency must be kept extremely constant. It is not possible to generalize the degree of accuracy which must be obtained, for it depends in each case on the geometry of the water surface and on the frequency itself. It may even happen that movements of a given frequency cannot be established whatever the precautions taken to regulate the latter. (Two resonance periods are extremely close to each other but correspond to very different agitations). If the frequency is regulated carefully (for example to 1/1000) these accidents will not happen too often and will hardly affect the validity of the results. It is to be noted that a comparable constancy of depths must also be attained, and that all parasite movements of the water surface must be avoided (effect of wind for example).

b) If a discrete series of frequency values is used the most dangerous frequencies might be missed, or again only these values might be found, and either case can lead to a wrong interpretation. This suggests making tests with an incident wave whose frequency varies continuously with time.

If it is supposed that the frequency must be defined with a precision of the order of 1/1000 in order that the resonances can be reproduced without ambiguity, and that the establishment time for the fully developed resonance is about one minute (this can be verified on the model), the variation of frequency will have to be about 1/1000 per min. For example to try the periods between 1 min. and 3 min. about 17 hours of measurement are necessary. It is clear that this variation of frequency does not dispense with the need for precision, for the programme must be followed with great continuity if some resonances are not to be missed by too sudden drops (or rises) past a given frequency.

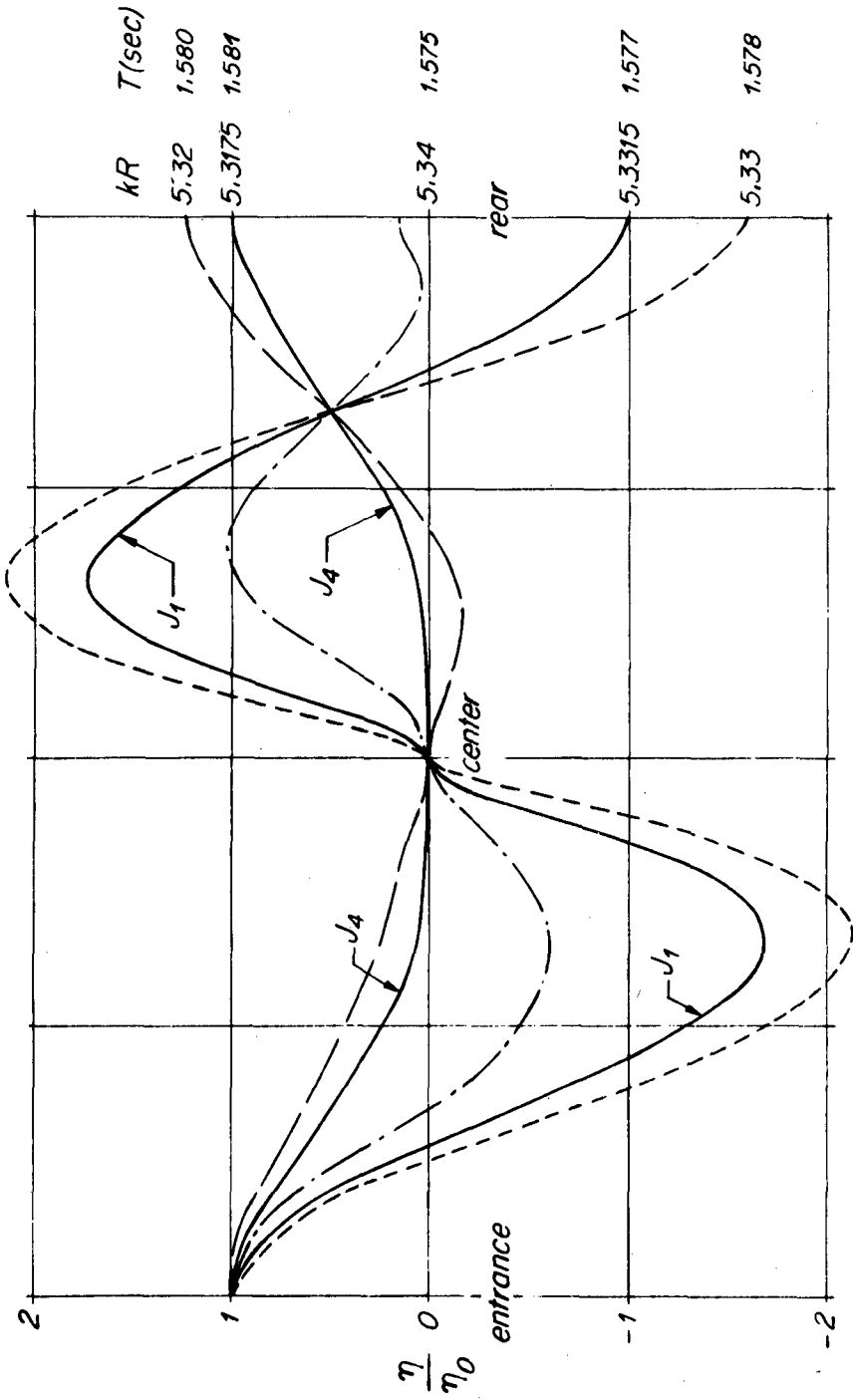


Fig. 9 - This figure is extracted from Professor Mc NOWN thesis on the oscillations of water in harbours (University of GRENOBLE), it shows the theoretical amplitudes of the oscillations in a circular harbour along the diameter passing through the center of the entrance. It can be seen that if the period passes from 1.578 seconds to 1.580 seconds the oscillation pattern changes completely.

Thus the exploitation of a seiche model can be visualized as a series of recordings made at fixed points, while the frequency glides imperceptibly from one value to another. The operation may have to be repeated for numerous tide levels and for each layout considered.

The application of the results thus obtained necessitates a knowledge, or at least sufficiently accurate hypotheses, of the nature of actual seiche waves. (Probability of frequencies and of spectrum widths). It is to be noted besides that starting from such knowledge or hypotheses, it is possible to make direct studies on the model of the seiches produced by irregular waves, such as can be expected in nature. In the absence of accurate statistical information this procedure does not seem to us advisable.

### CONCLUSIONS

Seiche problems in harbours must be studied with the broad outlook necessitated by the magnitude of seiche wave lengths.

It is also essential to realise that the extremely slight camber of seiche waves causes their behaviour to differ widely from that of ordinary waves. Finally from all these considerations it follows that :

The preliminary studies must be made on an ocean wide scale, normally by means of refraction diagrams, as models cannot conveniently take into account the earth's curvature.

The continental shelf and analagous large scale formations should sometimes be made the object of special studies. In some cases a preliminary model representing a large area to a very small scale may be necessary.

The area represented by the model proper generally has to be much more extensive than that required for an ordinary wave study. The horizontal scale is therefore very small.

Distortion of the vertical scale becomes very useful in view of the smallness of the horizontal scale. It is fortunately allowable here in view of characteristics of seiche waves.

Exaggeration of amplitudes far from systematically falsifying the similitude of reflections, as on wave models, tends on the contrary to compensate for the effect of distortion in the vertical scale. However, one must be careful not to exaggerate the wave steepness.

Realisation of boundary conditions to a suitable degree of accuracy poses one of the most important problems in the study of seiche and leads to the use of very large damping devices and filters.

Adjusting the characteristics of the wave generating apparatus

poses particularly delicate problems concerning the constancy of the frequency, which it should be possible to realise with great accuracy. Tests with a slowly varying frequency seem to be necessary for seiche problems because conditions of resonance sometimes vary rapidly in relation to the frequency.

In terminating these observations it seems important to insist again on the fact that we have limited the present discussion to models conceived in view of a particular hypothesis on the origin of seiches. If other hypotheses are considered the conception of the models will have to be modified, however the majority of the conclusions reached above will remain valid.

### BIBLIOGRAPHY

- (1) GRESLOU and MAHÉ - *Study of the reflection coefficient of a wave on an inclined plane* (5 th Conference on Coastal Engineering - Grenoble 8-11 Septembre 1954)
- (2) BIESEL F., SUQUET F. and others - *Laboratory wave generating apparatus* La Houille Blanche n° 2, 4, 5 1951 and 3/1952.  
(English translation by M. MEIR PILCH available through La Houille Blanche)
- (3) CARLOTTI L. - *Contribution à l'étude de la houle au voisinage des côtes* - La Houille Blanche n° 3 p. 469 - 1947
- (4) Mc NOWN J.S. - *waves and seiches in Idealized Ports* - National Bureau of Standards Circular 521 - Nov. 1952

### RESUME

APERÇUS sur la SIMILITUDE des MODELES REDUITS  
DESTINES à l'ETUDE des SEICHES PORTUAIRES

Francis Biesel

Les grandes lignes de la conception des modèles d'étude de seiches portuaires sont étudiées dans l'hypothèse où les mouvements de seiches seraient causés par des ondes de gravité venant du large.

Les principales différences entre de tels modèles et ceux destinés à l'étude des houles sont exposées et discutées systématiquement.

De ces considérations, il se dégage principalement que :

Les études préliminaires doivent se faire à l'échelle océanique, en principe au moyen d'épures de réfraction, les modèles ne pouvant tenir compte convenablement de la courbure terrestre.

Le plateau continental et des structuro à grande échelle analogues doivent parfois faire l'objet d'études spéciales. Dans certains cas, un modèle préliminaire représentant une grande étendue à très petite échelle pourra être nécessaire.

L'étendue représentée par le modèle proprement dit doit être, en général, beaucoup plus vaste que pour une étude de houle. Ainsi, l'échelle horizontale est-elle faible.

La distorsion des formes devient précieuse du fait de la petitesse de l'échelle horizontale. Elle est heureusement autorisée, dans une certaine mesure, par les caractéristiques des ondes de seiches.

L'exagération des amplitudes, loin de fausser systématiquement la similitude des réflexions comme sur les modèles à houle, tend au contraire à corriger l'effet de la distorsion de l'échelle verticale. Cependant, il faut se garder d'exagérer les cambrures.

La réalisation de conditions aux limites convenables pose un des problèmes les plus importants de l'étude des seiches et conduit à donner aux amortisseurs et aux filtres un développement considérable.

Le réglage des caractéristiques de l'appareil générateur d'ondes pose des problèmes particulièrement délicats en ce qui concerne la constance de la fréquence qui doit pouvoir être réalisée avec une grande précision. L'étude en fréquence lentement variable semble s'imposer pour les problèmes de seiches, étant donné que les conditions de résonance varient parfois rapidement en fonction de la fréquence.

## Chapter 10

### TWO-DIMENSIONAL SEICHE IN A BASIN SUBJECTED TO INCIDENT WAVES

B. LE MÉHAUTÉ

Engineer at the Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique

#### I - GENERAL

##### A - Foreward -

Seiche movements in lakes have for a long time been submitted to the calculations of the most competent scientists .

Studies of seiche in open basins subject to the action of ocean waves are not so numerous and above all they are less rigorous. However the studies of Lord RAYLEIGH, HONDA, TERADA, YOSHIDA, ISITANI<sup>(1)</sup> and HANSEN can be mentioned, and the important work by PROUDMAN on tide movements (which often have a similar character to seiches)<sup>(2)</sup>, the studies of NEUMANN introducing the notion of hydraulic impedance<sup>(3)</sup>, and those of LAMOËN on the theory of estuaries<sup>(4)</sup> etc.

More recently MC NOWN made theoretical and experimental studies, at the Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique, for circular and square harbours<sup>(5)</sup>.

Formulae have been known for a long time giving the resonance period of long basins : basins which are sufficiently long for the oscillations to be considered only in the direction of the basin's length. By analogy with sound tubes two cases have been considered : that of basins completely closed and that of basins completely open<sup>(6)</sup>.

(1) Bibliography	5	(4) Bibliography	6
(2) " "	10	(5) " "	8
(3) " "	9	(6) " "	12

Then :

$$T = \frac{2}{k+1} \int_0^d \frac{dx}{\sqrt{gh(x)}} \text{ for closed basins (fig. 1-a)}$$

$$T = \frac{4}{2k+1} \int_0^d \frac{dx}{\sqrt{gh(x)}} \text{ for open basins (fig. 1-b)}$$

$k$  being a whole number characterising the harmonic

$d$  being the length of the basin in the direction of the movement on the median axis of the free surface

$h(x)$  being the mean depth in a plane perpendicular to the movement of the  $x$  abscisse.

These formulae suppose that wave reflections are possible only at the ends of the basin (with or without change of sign according to whether the reflection is from a wall or from a sudden widening or deepening). The transverse sections must therefore vary gradually.

From these formulae it can be seen that a closed basin contains  $(k+1)$  times a half wave length whereas an open basin contains  $\left(\frac{2k+1}{2}\right)$  times this same quantity. It may be said, by acoustic analogy, that a closed basin resonates in  $1/2$  wave lengths and an open basin in  $1/4$  wave lengths.

The present note attempts to clarify these notions and to establish resonance laws as a function of the type and the width of the entry (fig. 1-c). The currents in the neighbourhood of the entrance, although locally in three dimensions, very rapidly approach a plane movement when the width of the basin is less than half wave length. JEFFREYS waves are superposed on the plane movement for greater widths.

The theory has been established and tests have been carried out for a rectangular basin of constant depth. The results found and the laws arrived at however, present a more general character. By means of numerical calculations they can be applied, for a harbour with gradually varying sections, to all movements which occur along the axis of the entrance.

First we will define the different types of basin which can occur. The definitions given will be used throughout this study.

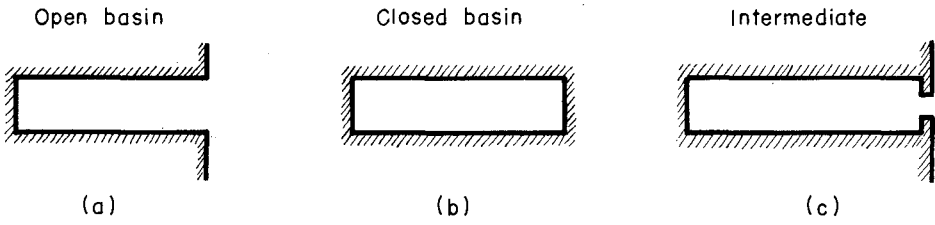


Fig. 1.

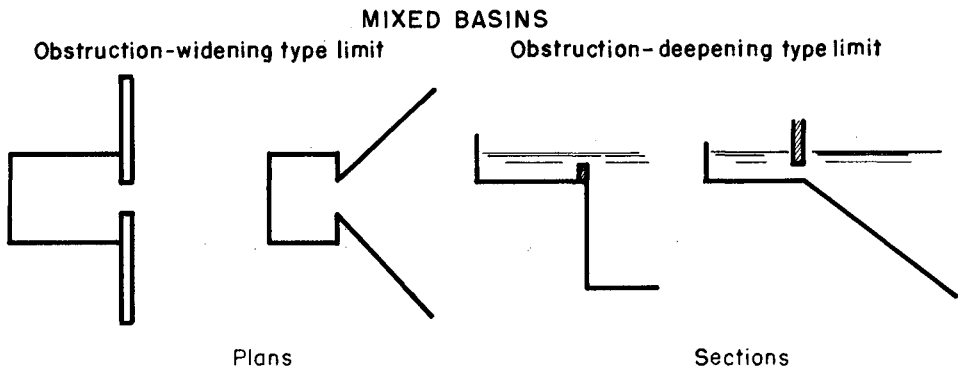
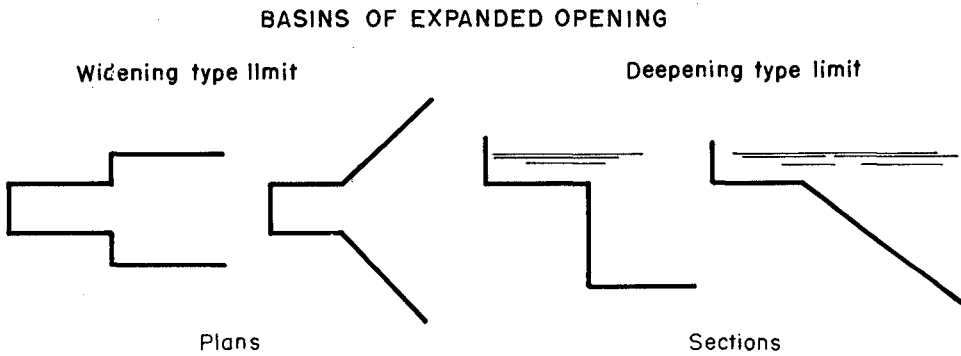
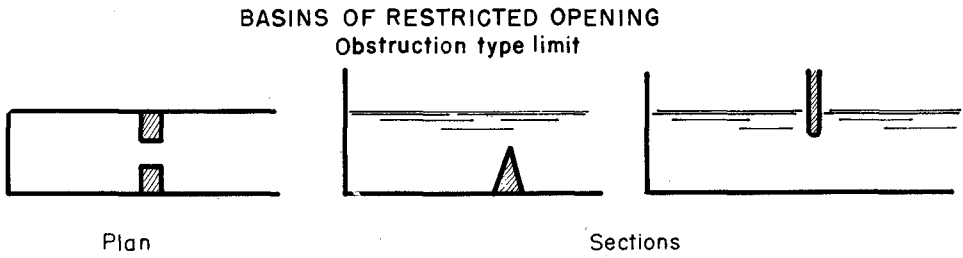


Fig. 2. Different types of basins.



### B - Different types of basin -

The definitions given below may seem arbitrary. But in fact they have been dictated by the study of obstacles subjected to ordinary waves, a study whose theoretical results apply directly to the study of seiches (figure 2).

1 - A basin is said to have a "restricted opening" when it is limited by an "obstruction" and it opens into a canal of the same width and depth. The "Obstruction" will cause a restriction of the wave passage. It will be essentially an object placed in the wave passage.

2 - A basin is said to have an "expanded opening" when it is limited :

a) by a "widening" characterised by a constant depth and a sudden increase in section towards the ocean.

b) by a "deepening" characterised by a constant width and a sudden increase in depth towards the ocean.

A simple "obstacle" is formed by one only of the above characteristics. A "complex" obstacle consists of several "simple" obstacles brought together in a short distance (generally a distance of the order of magnitude of the depth of the basin). "Complex" obstacles can be considered in 4 categories :

- widening + deepening
- obstruction + deepening
- obstruction + widening
- deepening + widening + obstruction

We shall say that there is resonance when the agitation in the basin attains its maximum for a constant incident amplitude. This agitation is a function of the period of the exciting wave and the basin length. The "agitation curve" gives the ratio of the maximum vertical amplitude of the agitation to the incident wave amplitude, as a function of the length of the basin expressed in wave lengths

### C - Experimental apparatus -

The experiments have been carried out in two different wave canals, according to the practical possibilities that each one offered for the different measurements.

The first canal used was constructed on a slab 24 m by 4 m levelled with an accuracy of approx 1mm. Prefabricated rectangular blocks (40 x 28 x 8 cm.) allowed the necessary basins to be formed very quickly. The wave generator of the type "balançoire" allowed periods of 0,5 to 3 seconds to be realised. A great thickness (3 m.) of grillage wave filter served to purify the wave and to limit the resonance effects proper to the test canal.

The second canal used, with a width of 30 cm, allowed only two dimensional tests to be carried out. On the other hand as it had glass walls the phenomena were more easily observed. The canal wave generator, also of the "balançoire" type, allowed the periods to be varied from 0,4 to 2,8 seconds<sup>(1)</sup>.

The amplitude measurements were effected either by a measuring pointer and cathodic eye, or by a capacitance wave recorder, or by the graphical wave recorder (E.G.H.). These pieces of apparatus are described in "LA HOUILLE BLANCHE".(2) Certain measurements have been made directly on the glass for the tests carried out in the second wave canal.

The rail necessary for the displacement of the sounding element of the E.G.H. was fixed to the concrete blocks bordering the basin of the canal. The periods were measured with a stop watch.

## II - STUDY OF OBSTACLES SUBMITTED TO WAVES -

Calculations for establishing exact equations for water movements are often very complex, and are accessible only in a few simple cases. However, when the approximation is limited to linear phenomena the usual mathematical procedures of electricity provide a simple means of obtaining interesting results in wave studies.

The theoretical study of obstacles submitted to waves (3) and its application to seiche theory is a particularly profitable example.

We shall limit ourselves to giving the results of the theory, for the obstacles encountered in seiche studies. The full calculations will be published later in "LA HOUILLE BLANCHE".

(2) Bibliography : -4

(3) The basis of this study was presented in a paper by M. BIESEL to the Société Hydrotechnique de FRANCE.

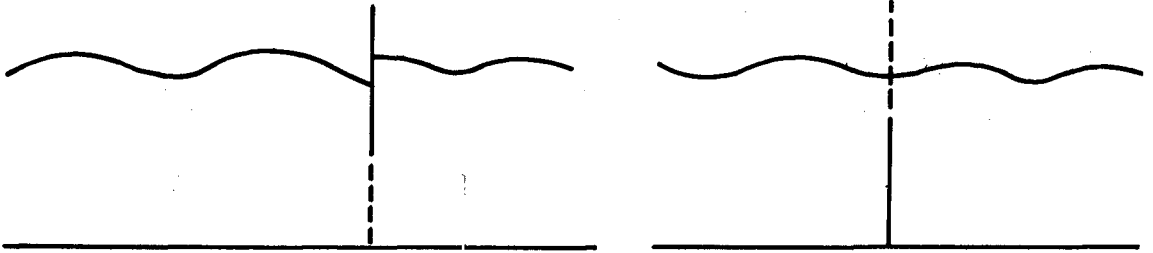


Fig. 3. Localized obstruction.

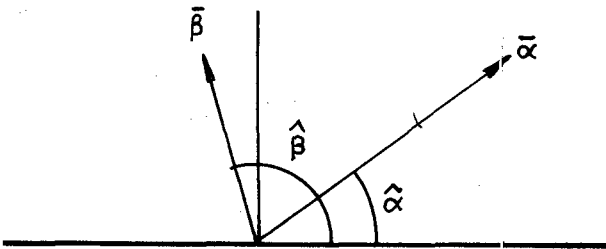


Fig. 4. Vectorial representation of waves.

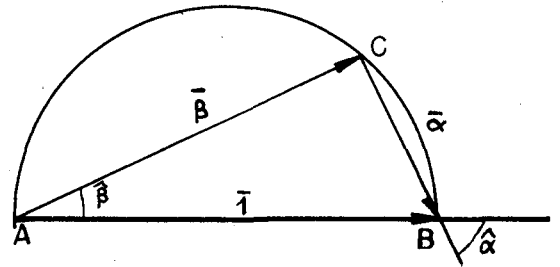


Fig. 5. Vectorial representation of waves on a localized obstacle not absorbing energy.

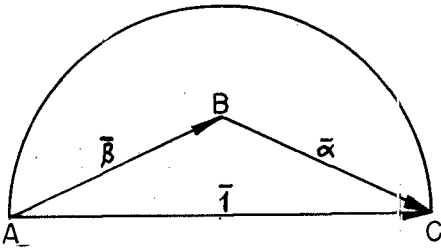


Fig. 6. Vectorial representation of waves on a localized obstacle absorbing energy.

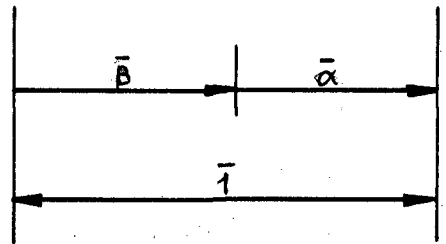


Fig. 7. Vectorial representation of waves on a perfectly resistant localized obstacle.

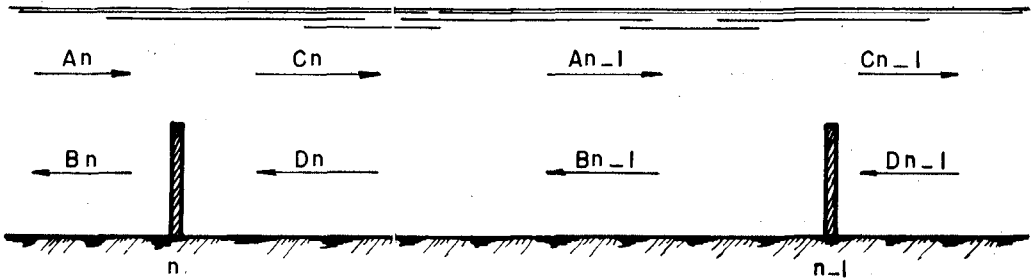


Fig. 8. Combination of obstacles.

A - Isolated obstacle -

The study is limited to periodic irrotational waves of two dimensions in constant depth. We assume that the fluid is perfect and we neglect terms of second or higher powers of the camber of the wave.

The obstacles are such that they allow part of the wave to pass and they reflect part. We shall assume that the wave passes without absorption of energy, except when we shall indicate otherwise, and without deformation of the waves, except in the immediate neighbourhood of the obstacles studied.

The incident waves are both transmitted and reflected, and undergo considerable deformations in the immediate vicinity of the obstacle, but the deformations disappear rapidly with the distance from the obstacle.

The transmitted and reflected incident waves being considered sufficiently far from the obstacle for them to have regained the characteristics of periodic waves in constant depth, it may be assumed that the ratio of the transmitted wave amplitude to the incident wave amplitude has a value  $\alpha$  independent of the absolute magnitude of the amplitudes. Similarly it may be assumed that the ratio of the reflected wave amplitude to the incident wave amplitude has a value  $\beta$ . These hypotheses derive from the assumption of a linear theory.

On the other hand the transmitted waves are out of phase with the incident waves by an amount which we shall call  $\hat{\alpha}$ . Similarly the reflected waves have a certain phase difference  $\hat{\beta}$  from the waves which would be reflected by a perfectly vertical wall placed in the same position as the obstacles studied.

In order to be able to establish a relationship between the phases of the incident and reflected waves it is therefore necessary to introduce an imaginary reflecting wall, a reference plane related to the obstacle. It is then possible to designate the phase of the waves as that of their vertical amplitudes in front of this reference plane whatever their direction of propagation (1)

For a plane theoretical barrier it is natural to choose the plane of the obstacle as the reference plane.

For simplicity, when the obstacle possesses a plane of vertical symmetry it is evident that this plane will be chosen as the reference plane.

If for the waves studied we adopt a vectorial representation in the plane of imaginaries (fig.4) (analogous to that used in the study of alternating currents) we can represent the coefficients of transmission

(1) More exactly it is a question of determining the phase of the vertical amplitudes of a periodic wave which is equivalent to the wave considered, sufficiently far from the obstacle. An abstraction is made from the local disturbance caused by the obstacle in order to estimate the phase of the waves a long way from it.

and reflection, by vectors i.e. by the complex numbers  $\vec{\alpha}$  and  $\vec{\beta}$  which represent these coefficients both by their modules  $\alpha$  and  $\beta$  and by their arguments  $\hat{\alpha}$  and  $\hat{\beta}$ . When the phase and amplitude of the incident wave are represented by the complex number  $A$ , the transmitted and reflected waves will be represented by  $\alpha A$  and  $\beta A$  respectively.

From the theory of the conservation of energy, expressed by  $|\alpha|^2 + |\beta|^2 = 1$ , the relation  $\hat{\alpha} - \hat{\beta} = \pi/2 + K\pi$  is established.

If the obstacle is symmetrical about a plane perpendicular to the direction of propagation of the wave it is clear that the values the coefficients  $\alpha$  and  $\beta$  will be independent of the side from which the incident wave comes. Whereas if the obstacle is assymetrical no conclusions can be made beforehand, e.g. an obstacle might reflect more from one side than from the other.

In fact M. BIESEL (1) demonstrated, starting from the theory of conservation of energy, that all obstacles even assymetric have coefficients of transmission and reflection whose values are independent of the direction of the incident wave. This result has also been arrived at by KREISEL, in a different manner (2).

Further, M. MEYER of the Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique has been able to show that the phase differences for transmission are independent of the direction of the incident wave.

If now an obstacle of the vertical barrier type is considered, it is observed that when the canal is totally obstructed there is total reflection without change of phase : in other words

$$|\beta| = 1 \quad \hat{\beta} = 0 \quad \text{or} \quad \vec{\beta} = 1 \quad (\text{and} \quad \vec{\alpha} = 0)$$

When on the other hand the barrier is completely removed there is total transmission without change of phase, therefore :

$$|\alpha| = 1 \quad \hat{\alpha} = 0 \quad \text{or} \quad \vec{\alpha} = 1 \quad (\text{and} \quad \vec{\beta} = 0)$$

These observations suggest that for this type of obstacle a relation exists between the phase differences and the absolute values of the coefficients of reflection and transmission. As we shall show, this relation can be effectively defined by simple physical considerations which although hypothetical are nevertheless very plausible.

### 1) Localised obstacle not absorbing any energy :

We recall that an obstacle in the usual sense, will be called an obstruction when it restricts the wave passage, in a test canal for example. This definition may at first seem useless but in a canal certain types of

(1) Bibliography : - 2

(2) Bibliography : - 6

## TWO-DIMENSIONAL SEICHE IN A BASIN SUBJECTED TO INCIDENT WAVES

127

discontinuity can exist which act as partially reflecting obstacles without being "obstructions". On the contrary they might be a local widening or deepening.

By "localised" we mean that the objects forming the obstacle must occupy only a very short length in the direction of wave propagation.

The typical localised obstruction is a plane vertical barrier without thickness.

Our first hypothesis depends on the fact that the obstacle is of the obstruction type ; if there is a phase difference for the transmission it will be in the sense of a delay. By reducing the area of the passage the obstruction causes velocity increases and therefore increases of inertia effects (comparable to self induction effects in electricity). Similarly a reduction of depth over a certain distance (obstacle not localised) produces a phase delay because the celerity is smaller above the obstacle.

Our hypothesis will therefore be :

$$\pi < \hat{\alpha} < 0 \text{ to } 2 K\pi \text{ approx.} \quad (1)$$

Our second hypothesis will be due to the fact that the obstacle is localised : it will be that if asymptotic waves (incident, reflected and transmitted) were supposed to extend close to the obstacle, they would satisfy a (fluctuating) discharge continuity condition.

This condition gives :

$$\vec{\alpha} + \vec{\beta} = 1 \quad (2)$$

The hypothesis of continuity of discharge is natural for if it were not true , a certain volume of water would alternately accumulate and disappear in the region of the obstacle, which seems impossible since the obstacle occupies only a very small area. It is true however that even a very localised obstacle (a thin plate for example) can deform the wave in the neighbouring region which in fact will have an extent of the order of a few depths (1).

The hypotheses (1) and (2) together with that of the conservation of energy allow, as well as the determination of the law

$$\hat{\alpha} - \hat{\beta} = \pm \pi/2$$

(1) It can be shown that these deformations are the sum of terms which decrease exponentially very rapidly with the distance from the obstacle, the rate of decrease being proportional to the depth.

Our reasoning will thus be valid in the limit, for waves that are very long in relation to the depth. It will be doubtful for greater relative depths. This pessimistic note is compensated by the fact that the exact analysis of the case with a plane vertical plate in infinite depth shows that the hypothesis of continuity is satisfied (perhaps fortuitously). This analysis has been made by : URSELL (Bibl. Hydrog. : 11).

128 found before, the determination of the quantities  $|\alpha|$ ,  $|\beta|$ ,  $\hat{\alpha}$  and  $\hat{\beta}$ , as long as one of them is known. (fig. 5)

All the obstacles satisfying hypotheses (1) and (2) are therefore defined by a single parameter for example  $\hat{\beta}$  and :

$$\begin{aligned}\alpha &= \sin \hat{\beta} \\ \hat{\alpha} &= \pi/2 - \hat{\beta} \\ \beta &= \cos \hat{\beta}\end{aligned}$$

## 2) Localised obstacle absorbing energy :

As the obstacles studied in this chapter are again of the localised obstruction type, we conserve hypotheses (1) and (2) and add the condition of non-conservation of energy :

$$|\vec{\alpha}|^2 + |\vec{\beta}|^2 < 1$$

If a graphical representation is considered analogous to that of figure 5, it can be seen that the apex C of the triangle ABC is inside the circle of diameter AB (fig. 6).

For a given value of  $\alpha$ ,  $\beta$  or  $\alpha/\beta$  it can be seen that there is a maximum absorption when C lies on the diameter AB (fig. 7).

If the transmission is nil, the reflection takes place without loss of energy and, similarly, if the reflection is nil the transmission takes place without loss of energy.

Thus it is seen that within the limits of the hypotheses :

- a localised obstruction can only absorb a fixed amount of energy and this limiting amount is a function of the ratio of the coefficients of reflection and transmission. In particular :

- a) no energy can be absorbed if one of these coefficients  $\alpha$  or  $\beta$  is nil (the other consequently being equal to 1) ;
- b) the maximum proportion can be attained only if the coefficients  $\alpha$  and  $\beta$  are both equal to 1/2. This proportion is then 50 %.

It can be observed incidentally that this confirms and clarifies the known fact that it is not possible to completely absorb a wave by passive means over too short a distance. For example the practical rule of the NEYRPIC Laboratory is that a wave damper must be at least one wave length long before it is acceptable.

When point C falls on AB, we shall say that the obstacle is purely resistant (by analogy with electricity where a pure resistance causes losses of energy and no change of phase). The type obstacle which is a perfectly resistant localised obstruction is a vertical plate of permeable material which blocks the whole canal.

It is essential besides that the forces limiting the water passage be opposed and proportional to the velocities, and that the inertia effects be negligible in the obstacle.

**B - Combination of obstacles -**

Having established the equations for isolated obstacles we are now going to study the effect of combining the obstacles considered, disposing them one behind the other.

**1) Agitation between any two obstacles :**

Each obstacle has individual coefficients of transmission and reflection (fig. 8), which are related to the plane of symmetry.

The magnitudes  $A_n, B_n, C_n, D_n$  represent waves and their phases relative to the obstacles  $n$ ; similarly  $A_{n-1}, B_{n-1}, C_{n-1}, D_{n-1}$  represent waves and their phases relative to the obstacle  $n-1$ .

Then :

$$\begin{aligned} E_n &= \vec{\alpha}_n A_n + \vec{\alpha}'_n D_n \\ C_n &= \vec{\alpha}_n A_n + \vec{\beta}_n D_n \\ B_{n-1} &= \vec{\alpha}_{n-1} D_{n-1} + \vec{\beta}_{n-1} A_{n-1} \\ C_{n-1} &= \vec{\alpha}_{n-1} A_{n-1} + \vec{\beta}_{n-1} D_{n-1} \\ C_n &= \vec{r}_{n, n-1} A_{n-1} \\ B_{n-1} &= \vec{r}_{n, n-1} D_n \end{aligned}$$

with

$$\vec{r}_{n, n-1} = \rho e^{i\theta} = e^{i\theta}$$

$$\theta = \frac{2\pi}{L} d$$

$d$  being the distance between the two obstacles  $n, n-1$ .

Which gives as a function of  $A_n$  and  $D_{n-1}$



$$D_n = \frac{B_{n-1}}{r_{n, n-1}} = \frac{\vec{\alpha}_n \vec{\beta}_{n-1} A_n + \vec{r}_{n, n-1} \vec{\alpha}_{n-1} D_{n-1}}{r_{n, n-1}^2 - \vec{\beta}_n \vec{\beta}_{n-1}}$$

$$A_{n-1} = \frac{C_n}{r_{n, n-1}} = \frac{\vec{\alpha}_{n-1} \vec{\beta}_n D_{n-1} + \vec{\alpha}_n \vec{r}_{n, n-1} A_n}{r_{n, n-1}^2 - \vec{\beta}_n \vec{\beta}_{n-1}}$$

$$C_{n-1} = \frac{(\vec{r}_{n, n-1}^2 \vec{\beta}_{n-1} - \vec{\beta}_{n-1}^2 \vec{\beta}_n + \vec{\alpha}_{n-1}^2 \vec{\beta}_{n-1}) D_{n-1} + \vec{r}_{n, n-1} \vec{\alpha}_n \vec{\alpha}_{n-1} A_n}{r_{n, n-1}^2 - \vec{\beta}_n \vec{\beta}_{n-1}}$$

$$B_n = \frac{(\vec{r}_{n, n-1}^2 \vec{\beta}_n - \vec{\beta}_n^2 \vec{\beta}_{n-1} + \vec{\alpha}_n^2 \vec{\beta}_{n-1}) A_n + \vec{r}_{n, n-1} \vec{\alpha}_n \vec{\alpha}_{n-1} D_{n-1}}{r_{n, n-1}^2 - \vec{\beta}_n \vec{\beta}_{n-1}}$$

The agitation between the two obstacles is for example :

$$A_g = r^{1/2} C_n + r^{-1/2} B_{n-1}$$

and can be calculated theoretically when the difference in phase between  $A_{n-1}$  and  $D_n$  is known.

It can be seen that the agitation is generally theoretically infinite for :

$$\vec{r}_{n, n-1}^2 - \vec{\beta}_n \vec{\beta}_{n-1} = 0$$

2) Agitation between two identical obstacles submitted to a single incident wave :

The preceding formulae become with  $D_{n-1} = 0$ , by posing :

$$\vec{\alpha}_{n-1} = \vec{\alpha}_n = \vec{\alpha}$$

$$\vec{\beta}_{n-1} = \vec{\beta}_n = \vec{\beta}$$

from which

$$D_1 = \frac{\vec{\alpha} \vec{\beta} A_1}{r^2 - \beta^2}$$

$$C_1 = \frac{\vec{\alpha} r^2 A_1}{r^2 - \beta^2}$$

At the centre O, the agitation becomes :

$$A_g = C_0 + D_0 = r^{1/2} D_1 + r^{-1/2} C_1$$

Or after simplifying :

$$A_g = \frac{r^{1/2} \alpha A_1}{r - \beta} \quad (3)$$

a) *Obstacles not absorbing energy :*

Still within the stated hypotheses for localised obstacles not consuming energy, the complex expression (3) may be written in terms of the arguments :

$$A_g = \frac{\sin \hat{\beta} A_1}{\sqrt{1 + \cos^2 \beta - 2 \cos(\hat{\theta} - \beta) \cos \beta}} \quad (4)$$

The agitation will therefore be a maximum when :

$$\hat{\theta} = \hat{\beta} + 2 K \pi$$

The agitation then is :

$$A_m = \frac{\alpha A_1}{1 - \beta}$$

which gives the amplitude by the expression :

$$A_m = \frac{\sin \hat{\beta} A_1}{1 - \cos \beta}$$

This relation gives the resonance amplitude as a function of  $\hat{\beta}$

In this case the total reflection for the two obstacles is nil.

It can be seen that when  $\hat{\beta}$  tends to 0 (which for the stated hypotheses corresponds to a complete closure) the resonance amplitude tends to infinity.

The theoretical curves (fig. 9) given by equation (4) show the increase in selectivity of resonance as  $\hat{\beta}$  decreases ; on the other hand the resonance agitation increases simultaneously.

This can be expressed physically by saying that the more the obstacles limit the wave passage, the less the water contained between them is in danger of resonating ; but the greater the possible agitation should full resonance occur. However in practice the agitation will be limited by the losses of energy due to friction, in the basin and in the passage across the obstacle.

The minimum agitation occurs when :

$$\hat{\theta} = \hat{\beta} + (2k + 1) \pi$$

It is then equal to :

$$A_m = \frac{\vec{\alpha} A_1}{1 + \vec{\beta}}$$

The amplitude may be written within the same hypothesis :

$$A_m = \frac{\sin \hat{\beta} A_1}{1 + \cos \hat{\beta}}$$

*Interesting relationships :*

A few interesting relationships may be singled out :

a) the product  $A_M \times A_m$  becomes :

$$A_M \times A_m = \frac{\vec{\alpha}^2}{1 - \vec{\beta}^2} A_1^2 = A_1^2$$

where :

$$\vec{\alpha}^2 + \vec{\beta}^2 = 1$$

It is necessary to emphasise that the equality  $A_M \times A_m = A_1^2$  is only valid when there is no loss of energy.

b)  $\vec{\alpha}$  and  $\vec{\beta}$  can be obtained from the expressions :

$$\alpha = \sin \hat{\beta} = \frac{A_M \times A_m}{2 (A_M + A_m)}$$

$$\beta = \cos \hat{\beta} = \frac{A_M - A_m}{A_M + A_m}$$

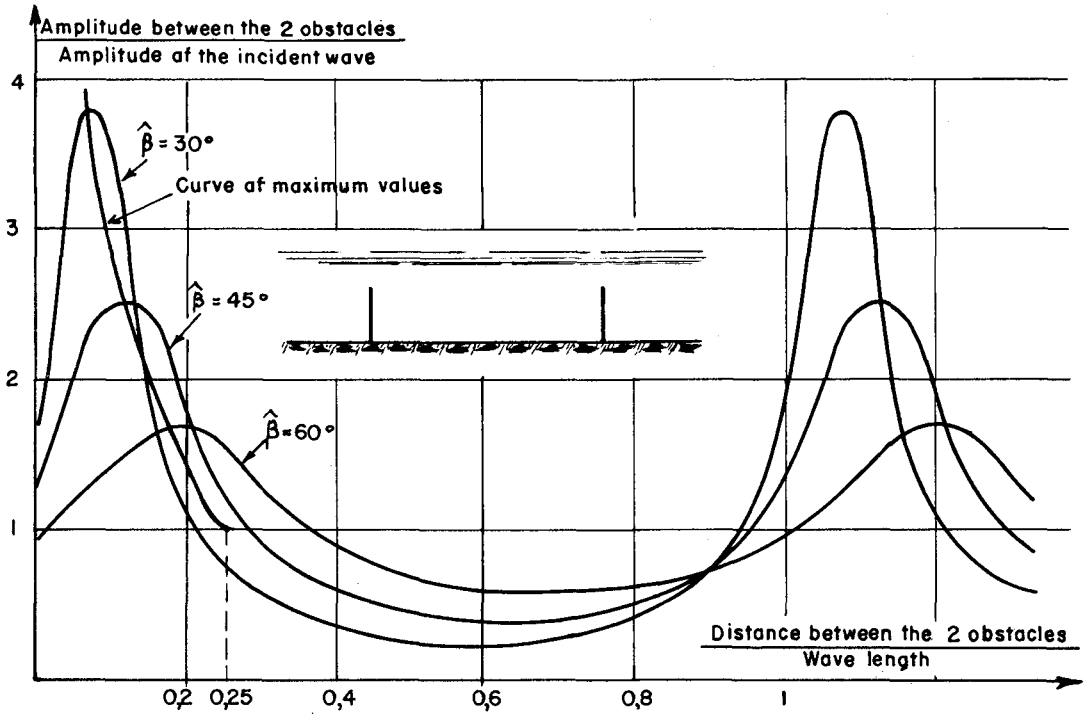


Fig. 9. Agitation between two identical obstacles not absorbing energy.

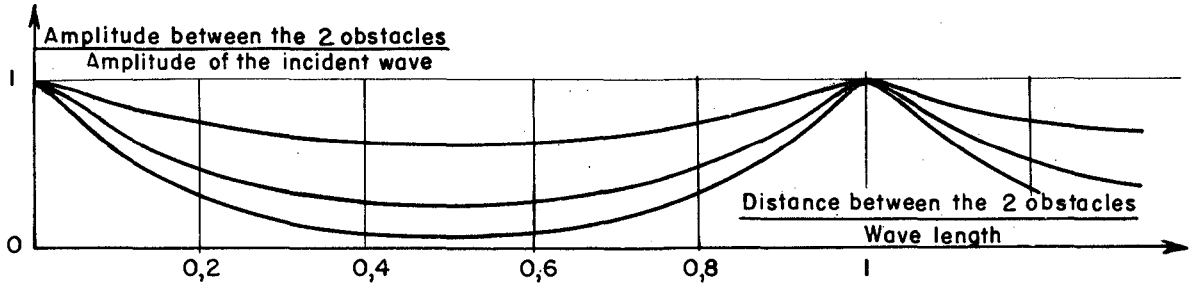


Fig. 10. Agitation between two perfectly resistant obstacles.

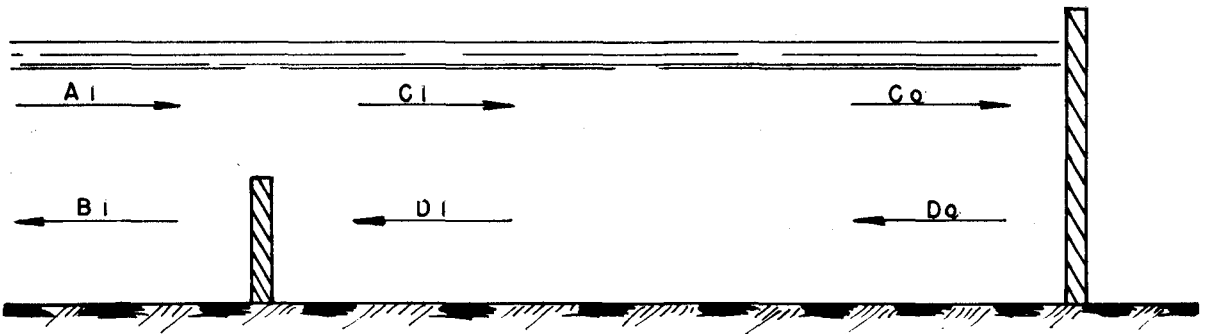


Fig. 11. Schematization of waves in a basin of restricted opening.

These formulae allow  $\vec{\alpha}$ ,  $\vec{\beta}$  and  $\hat{\beta}$  to be obtained experimentally from  $A_M$  and  $A_m$ .

b) *Perfectly resistant localised obstacles :*

If we assume :

$$\alpha + \beta = 1 \quad (5)$$

The expression for the agitation becomes, for the condition that  $\hat{\beta} = 0$  :

$$A_g = \frac{F^{1/2} (1 - \vec{\beta}) A_s}{\sqrt{1 + \vec{\beta}^2 - 2 \vec{\beta} \cos \theta}}$$

From which the theoretical curves in figure 10 are derived giving the value of the agitation as a function of  $\vec{\alpha}$  or  $\vec{\beta}$ . It can be seen that the agitation in the basin is always less than or at least equal to, the agitation at sea. It is thus unlikely (when the relation (5) is satisfied) that the permeability of a breakwater will be the direct cause of an increase in the coefficient of amplification.

### III - AGITATION IN A BASIN OF RESTRICTED OPENING

#### A - Theory -

The preceding theory, used to establish the value of the agitation between two identical obstacles, has a particular interest in the study of seiche. Because it remains valid when the basin is limited on one side by a perfectly reflecting obstacle and on the other by any obstacle whatever (fig. 11).

We have seen that no obstacle, whatever its shape, presents any assymetry to the wave. Therefore the obstacle at the basin entrance has the same characteristics  $\vec{\alpha}$  and  $\vec{\beta}$  for the incident and reflected waves, at the point O at the end of the basin.

The preceding equations therefore remain valid in every way when the lengths are divided by two and the amplitudes multiplied by two.

In the simple case of a closed basin which opens onto a canal of the same width, although the movement is three dimensional around the entrance it may be considered two dimensional in the basin. It is therefore possible to obtain the expression for agitation by means of the preceding calculations. However for this particularly simple case it is possible to obtain it directly from the equations :

$$C_1 = \vec{\alpha} A_1 + \vec{\beta} D_1$$

$$B_1 = \vec{\alpha} D_1 + \vec{\beta} A_1$$

$$C_e = \vec{r}^{1/2} C_o$$

$$D_e = \vec{r}^{1/2} D_o$$

$$C_o = D_o$$

The vertical agitation  $A_g$  can be obtained from the expression

$$A_g = C_o + D_o$$

from which

$$A_g = \frac{2 \vec{\alpha} \vec{r}^{1/2} A_1}{\vec{r} - \beta}$$

The theoretical resonance curves are therefore the same as those found from the theory for the obstacles, with a factor of 2.

Similarly the following equalities and relations are known :

$$\text{Maximum agitation} = A_M = \frac{2 \vec{\alpha} A_1}{1 - \vec{\beta}}$$

$$\text{Minimum agitation} = A_m = \frac{2 \vec{\alpha} A_1}{1 + \vec{\beta}}$$

$$\frac{A_M \times A_m}{A_1^2} = \frac{4 \vec{\alpha}^2}{1 - \vec{\beta}^2} = 4$$

The obstacle limiting the basin introduces a phase difference which moves the peak values a distance of  $(K L/2 - \hat{\alpha}/2\pi L)$  away from the perfectly reflecting wall 0. This is only valid for the peak values outside the basin, i.e. beyond the obstacle.

When  $\vec{\beta}$  varies from 0 to  $\pi/2$  resonance takes place according to formula (5) when the length of the basin  $d$ , expressed in wave lengths varies from  $(K\pi) L/2\pi$  to  $(K\pi + \pi/4) L/2\pi$ , i.e. from  $(K L/2)$  to  $(K L/2 + L/8)$ .

The resonance in a closed port is therefore of the 1/2 wave length type, the length that it is necessary to add to  $L/2$  being an increasing function of  $\vec{\beta}$ , i.e. of the opening.

When the basin tends towards complete opening into a canal of the same width, the resonance length theoretically tends towards :

$$K \frac{L}{2} + \frac{L}{8}$$

The resonance amplitude is then equal to the amplitude of the clapotis.

We will now seek to calculate the wave reflected by the whole unit, in front of the obstacle.

The formulae already established give directly, when  $D_{n-1} = 0$  and  $n = 2$ , the value :

$$R = B_n + C_{n-1} = B_2 + C_1$$

for the reflected wave  $R$  in front of the obstacle.

$$R = \frac{(\overline{r}^2 \overline{\beta} - \overline{\beta}^2 + \overline{a}^2 \overline{\beta} + \overline{r} \overline{a}^2) A_1}{\overline{r}^2 - \overline{\beta}^2}$$

from which

$$R = \left( \overline{\beta} + \frac{\overline{a}^2}{\overline{r} - \overline{\beta}} \right) A_1$$

It can be verified that :

$$|R| = |A_1|$$

and that :

$$\hat{R} - \hat{A}_1 = \hat{\theta} - \pi + 2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{\sin (\hat{\theta} - \hat{\beta})}{\cos \hat{\beta} - \cos (\hat{\theta} - \hat{\beta})}$$

(localised obstacles without loss of energy).

For resonance  $\hat{\theta} = \hat{\beta} + K\pi$  and  $\hat{R} - \hat{A}_1 = \hat{\beta} + 2K\pi$ .

In particular when the opening becomes nil,  $\beta$  tends towards zero and  $R$  tends to be in opposing phase with  $A_1$ . The external clapotis then presents a node at the entrance.

In this latter case it is interesting to notice that the phase of the interior agitation is  $A_1 - \pi/2$  while the phase of the clapotis is  $A_1 + \pi/2$  at the first peak value away from the entrance. The interior and exterior movements are therefore out of phase by  $\pi$ . The currents in the entry pass will therefore be of considerable magnitude<sup>(1)</sup>.

(1) The currents in the entry pass are always considerable whatever the type of resonance, so it cannot be concluded from this single observation that it is a quarter wave length resonance.

B - Experimental verification -

The first series of experiments was a systematic research into the magnitude of the agitation as a function of the basin length and of its opening.

In order to limit the friction effects the amplitude of the incident wave has been kept small. This is because it is essential to realise test conditions in which the energy losses are kept to a minimum, in order to be able to establish the graph for the phenomena indicated by the preceding theory.

This condition has led to the principal tests being made with a streamlined entry pass whose length was not too small in relation to the wave length, for the purpose of keeping the friction forces small in relation to the inertia forces.

Different types of obstacle have been studied systematically. Here we shall limit ourselves to giving the final results.

1 - Firstly we modified the width of the entry pass by means of two adjustable concrete blocks 20 cm thick, offering to the water movements profiles shaped to reduce head losses (fig. 12).

It has been possible for us to locate the nodes and loops of the movement in the basin and at sea.

Figure 13 gives the results of agitation tests carried out for the following conditions :

- period :  $T = 2$  s
- amplitude :  $2a = 6.4$  mm
- depth :  $h = 140$  mm .

Is abscissa we have taken the ratio of the basin length over the wave length ; and ordinates the ratio of the maximum vertical agitation in the basin to the incident wave amplitude.

The length  $d$  of the basin is measured from the internal face of the blocks forming the pass.

There is a striking agreement between the theoretical and experimental results. The curve of maxima which theoretically tends to infinity for zero opening, in effect falls only after the relative opening has been reduced to 0.075 (ratio of opening  $O$  to the width of canal). Further, the high selectivity of the agitation curves in the neighbourhood of resonance, for small openings, makes it possible to think that it is possible for the maximum to increase still further ; the regulation of the model is then extremely delicate and for these test conditions we have not been able to exceed a maximum agitation of 6 times the amplitude of the external wave.



Generally measurements have only been made for basin lengths between 0 and 0.7 times the wave length. But we have verified for a few cases that when the length of the basin is increased, resonance conditions are again found every half wave length which agrees with the theory. However the amplitude tends to decrease because of the increased energy losses due to the greater length.

It is surprising that the periodic form of the resonance curves is conserved even for extremely short basins. It might well have been expected that in this case the theory would fail as it is based on wave properties at a considerable distance from the obstacles.

Other measurements have been made with the same obstacles but for periods varying from 0.5 to 3 seconds. The results plotted on an analogous system of axes only confirm the results already obtained, concerning the general form of the agitation curves. In the course of these tests, we have obtained an amplification of 14 in the following conditions :

- period of the wave : 1 sec
- amplitude of the wave:  $2a = 8$  mm
- ratio of opening to basin width :  $O/e = 0.075$

2 - Tests have been made in identical conditions, on a basin whose entrance was formed by thin plane faced blocks 3 cm thick.

It appeared that the maximum (maximorum) agitation took place for a relative opening of 0.2 and basin length  $d$  equal to 0.585 times the wave length.

The agitation in the basin was then equal to 4 times the amplitude of the perfect clapotis.

The curve of maxima seems to begin at  $d = 0.5 L$  when  $O/I = 0$  and to end at  $d = 0.72 L$  for  $O/I = 1$ .

It seems certain that this divergence from the theory for the higher value of  $d$  ( $d = 0.625 L$ ) may be attributed to the influence of friction at the entrance. This friction causes phase differences for the transmitted and reflected waves to be different from those derived from the theory.

The water movement in the pass causes two vertical vortices which form alternately inside and outside the pass.

These vortices cause an important dissipation of energy which it was possible for us to illustrate by putting two streamlined plates at the end of the 2 walls limiting the entry. The agitation in the basin increased then from 4 times the incident wave amplitude to 4.8 times.

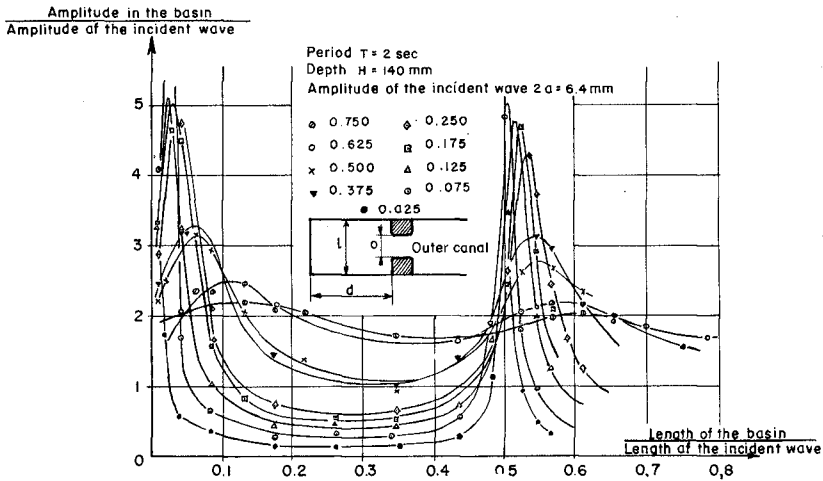


Fig. 12. Agitation in a basin of restricted opening, limited by two jetty heads, as a function of the opening and of the relative length of the basin.

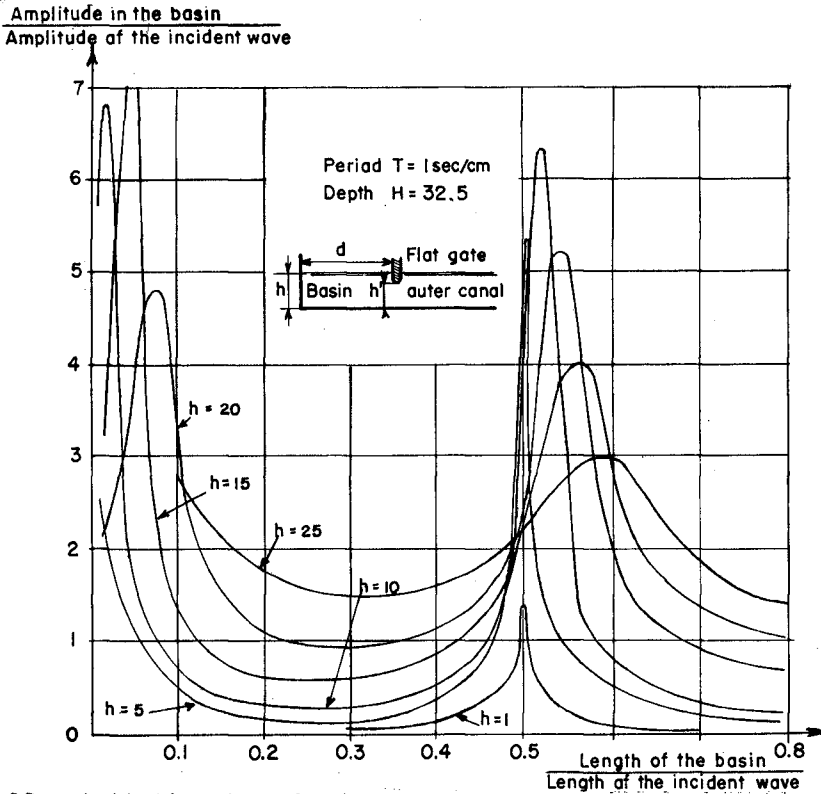


Fig. 13. Agitation in a basin of restricted opening closed by a plane gate, as a function of the opening and of the relative length of the basin.

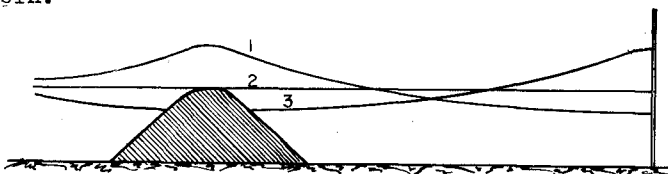


Fig. 14. Particular form of the agitation.

3 - Identical tests have been carried out with a plane gate closing the basin.

The test conditions were then the following :

- period of the wave :  $T = 1$  second
- depth of the canal :  $h = 32.5$  cm .

$h'$  represents the distance between the bottom of the canal and the lower edge of the gate. The gate has a thickness of 2.5 cm and can therefore be considered as a localised obstacle.

The results obtained for these conditions obey the some laws as those obtained before and therefore confirm the value of the theory (fig. 14)

Here again the resonance conditions are particularly interesting as they are very nearly the same for a basin length of  $\frac{\beta L}{2} \frac{L}{2\pi}$  as for a length of  $(K\pi + \hat{\beta}/2) L/2\pi$ .

The magnitude of resonances obtained for relative lengths of basin less than 0.125 indicate the importance of resonators of length :  $\frac{\beta}{2} \times \frac{L}{2\pi}$  for the absorption of the incident wave energy. M. VALEMSOIS calls this type "*résonateur en charge*". Experience shows that the binodal or multinodal swaying taking place in basins of length  $K \frac{L}{2} + \frac{\beta}{2} \frac{L}{2\pi}$  is replaced by a "*piston-like*" movement of the water, presenting a horizontal free surface, when  $K$  is nil.

4 - *Plane obstacles entirely submerged and more or less perfectly streamlined* have also been tried.

It might happen for an obstacle whose height is equal to the depth of water in the basin that a very pronounced 1/2 wave resonance will occur. In this case the crest of the obstacle will be uncovered periodically (fig. 18).

Other lower obstacles give the maximum agitation for a length of basin slightly greater than half a wave length and provoke a periodic breaking on both sides, which is particularly marked in the direction basin-sea. This phenomenon is sufficient to indicate that the amplitude is greater in the basin than at sea. These facts have already been observed from breakwater studies.

Finally, we have verified that the coefficient of amplification is independent of the incident wave amplitude as long as turbulence remains unimportant. (one of the graphs established during this verification is reproduced in M. BIESEL'S paper at this same conference).

(1) Bibliography : 13

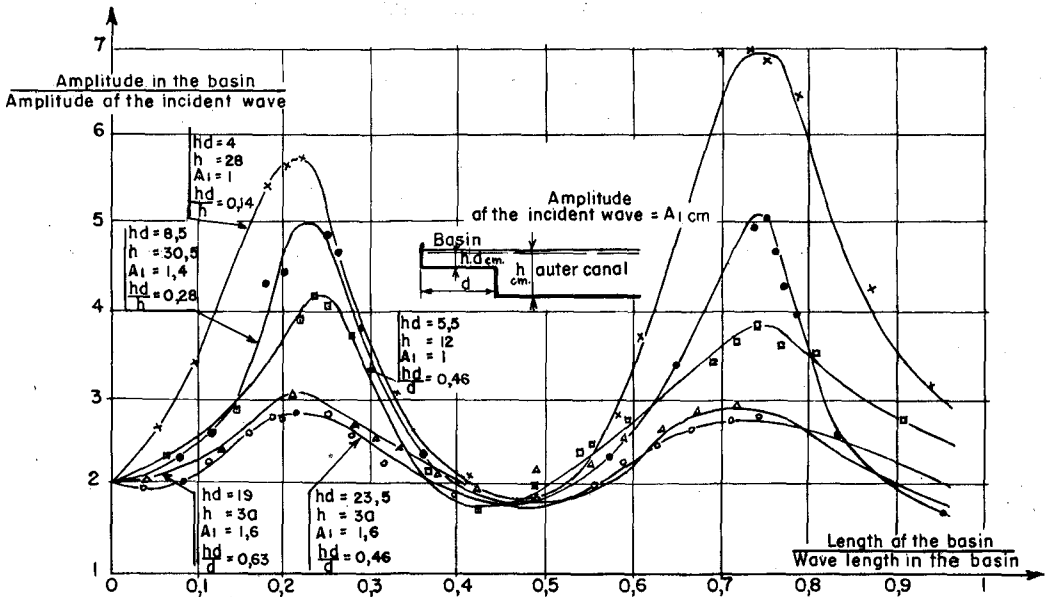


Fig. 15. Agitation in a basin of expanded opening limited by a deepening, as a function of the relative length of the basin.

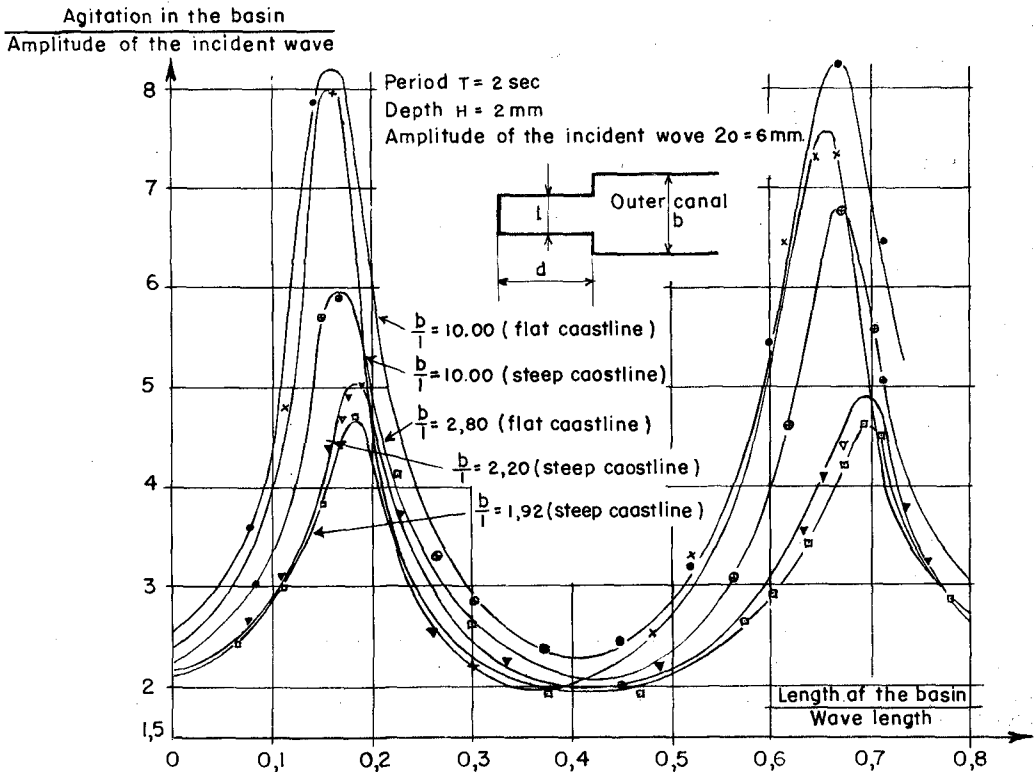


Fig. 16. Agitation in a basin of expanded opening limited by a widening, as a function of the relative length of the basin.

#### IV - AGITATION IN A BASIN WITH EXPANDED OPENING

In the same way as before, vector theory may be used to obtain the value of the agitation in a basin limited by "deepening".

But as it is valid only for plane movements it cannot be applied to seiche movements in basins limited by "widening".

We shall limit the argument for these two cases to the essential experimental results.

##### A - Deepening -

A wooden bank the same width as the channel and fixed to the bottom causes a sharp change of depth. A vertical plate which penetrates to the upper level of this bank, is fixed at a distance  $d$  from its edge (fig. 17).

This corresponds practically to the case of a shallow basin opening into the sea, or again to the case of a continental shelf giving onto the greater ocean depths.

Tests made with various different incident wave amplitudes and depths of basin show clearly that resonance occurs for basin lengths tending towards  $(2k + 1) L/4$  (fig. 17).

Curves 17 show that the amplification increases as the ratio of depth in the basin to depth at sea decreases. But the chances of resonance are independent of this value <sup>(1)</sup>.

The minimum value of agitation is approx.  $2A_1$  and takes place when the basin has a length :  $K L/2$ . This is true a priori for  $K = 0$ .

##### B - Widening -

Consider now a basin which is fully open onto a bay greater width (fig. 18).

The characteristics of the incident wave are :

- period :  $T = 2$  sec
- depth :  $H = 20$  cm

The results of these tests are represented by the curves (18) these are traced for different widths of bay and show :

(1) This is the principal difference from basins of restricted opening where the chances of resonance diminish when the obstruction and amplification increase.

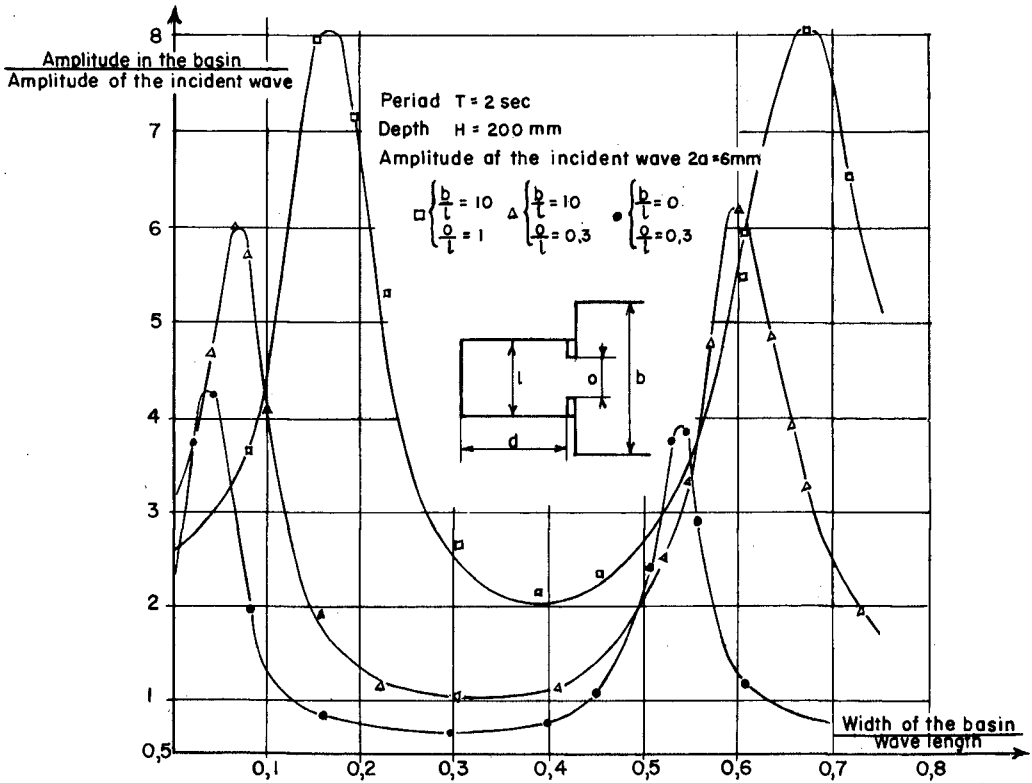


Fig. 17. Agitation in a basin limited by a complex obstacle, as a function of the relative length of the basin.

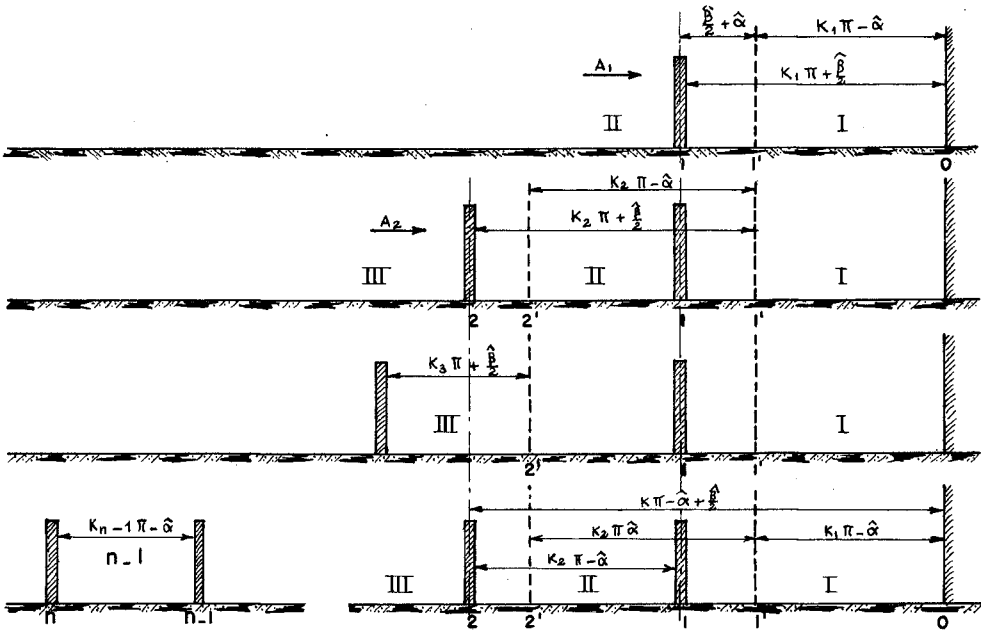


Fig. 18. Basins in series.

- 1) that the agitation in a basin opening onto a wide water area is never less than that of the total clapotis ;
- 2) that the chances of resonance remain the same whatever the relation between the width of the bay and the width of the basin (1) ;
- 3) that the amplitude of the agitation increases with the ratio of the width of the bay to the width of the basin and tends asymptotically towards a limit determined principally by friction ;
- 4) that from the point of view of resonance in a basin, it makes no difference whether it opens onto a steep coastline or a flat coastline.

To determine the resonance periods for this type of basin NEUMANN proposed using the formula given by BOSANQUET for sound pipes (2) . The experimental coefficient being then 0.346. This formula is expressed in the form :

$$d = (2 h + l) \frac{L}{4} - 0.346 (l + h)$$

$l$  and  $h$  designate respectively the width and depth of the basin at the entrance ( $h$  can generally be neglected in relation to  $l$ ).

Our experiments showed that this experimental coefficient was on the whole equal to 0.4 for this type of basin.

### C - Basin limited by a complex obstacle -

A partially closed basin opening onto another basin of different width, corresponds to the condition most frequently met in harbours (eg. Port of LEIXOES-PORTUGAL).

It is then difficult to determine whether the basin is limited by an obstacle of restricted opening or expanded opening.

A few experiments have been made on resonance conditions for a basin limited by a complex obstacle, i.e. one terminating in a restriction followed by a widening or a deepening.

A number of results are shown in (20) and are compared with those obtained for the component simple obstacles.

We have seen that the form of the resonance curves differentiates clearly the obstacle of expanded opening from the obstacle of restricted opening. The resonance curve obtained for the complex obstacle is a "mean" curve which approaches one or the other curve according to whether the expanded opening or restricted opening characteristics of the complex obstacle are dominant.

(1) see note (1) page 13

(2) Bibliography : - 9

This "mean" curve, which is difficult to define accurately is true for amplitude and period.

**D - Basins in series -**

Here we examine basins in series and more particularly cascade resonance. These conditions are obviously very rare in practice but present a certain theoretical interest, illustrating and verifying the method of calculation.

**1) Outline of the theory :**

The formulae giving the agitation values soon become exceedingly complicated, but the computation methods remain the same.

Let us suppose the basin 1 is in resonance (fig. 13). Its length is therefore :

$$d_1 = (k_1 \pi + \hat{\beta}/2) \frac{L}{2\pi}$$

Because of the phase of the reflected wave, the loops of the clapotis outside the basin are found at a distance  $(k_1 \pi - \hat{\alpha}) L/2\pi$  from O.

Thus the conditions will be as if the wave were reflected from a plane 1' at such a distance from O.

Further, the agitation in the basin 1 is greater than the external incident amplitude  $1_1$ , in a given ratio.

If now we place a second and identical obstacle at a distance  $2-1' = (k_2 \pi + \hat{\beta}/2) L/2\pi$  from the plane 1' determined before, a pseudo-basin II is formed, itself in resonance. The amplitude of the agitation in this basin will be greater than the exterior incident amplitude  $A_2$ .

The value of  $A_1$  will therefore be greater than  $A_2$  because of the resonance in the pseudo-basin A-1', or more precisely in the basin 2-1. The value of the agitation will therefore increase in the direction III, II, I.

The distance 2,1 is then  $(k_2 \pi + \hat{\alpha}) \frac{L}{2\pi}$ . (1)

The wave is reflected again from the wall O, but the obstacles 1 and 2 introduce a phase difference 2. The loops of the clapotis on the sea side of the obstacle 2 will therefore be at a distance from the wall O equal to :

$$[(k_1 + k_2) \pi + 2 \hat{\alpha}] \frac{L}{2\pi}$$

(1). N.B.  $\hat{\alpha}$  is negative



The conditions at sea therefore are as if the wave were reflected from a plane 2' at the above distance from 0.

A third pseudo-basin III will be in resonance if the distance 3-2' equals

$$\left(k_0 \pi + \frac{\hat{\beta}}{2}\right) \frac{L}{2\pi}$$

A very small agitation at sea can therefore theoretically cause a large amplitude in the first basin 1.

The distances between the obstacles are respectively between

$$1 \text{ and } 0 \left(k_1 \pi + \frac{\hat{\beta}}{2}\right) \frac{L}{2\pi}$$

$$\text{and } (k_{n-1} \pi + \hat{\alpha}) \frac{L}{2\pi}$$

between the obstacles  $n$  and  $n-1$  ( $n$  being  $\geq 2$ ).

It is now possible to know the phase difference between  $A_n$  and  $D_{n-1}$ , all calculations made :

$$K \pi + \hat{\beta} + \hat{\alpha}$$

(or  $\pi/2 + K\pi$  approx.) and consequently the agitation in each basin, knowing the wave amplitude at sea and the boundary conditions.

## 2) Experimental verification :

We have just seen that it is theoretically possible to have an agitation which increases from basin to basin as the distance from the sea increases.

Friction effects make it difficult for this phenomenon to be put in evidence. However with the shaped obstacles described above, it has been possible for us to verify it for two successive obstacles. The movement had a period of one second, the wave amplitude was 9.3 mm, the depth 13 cm, the width of canal 40 cm and the width of entry 6 cm. The following results were obtained:

### 1) With one obstacle only :

- length of basin  $d_1 = 55$  cm

Ratio between the amplitude in the basin and the amplitude of the wave at sea :

$$\frac{A_{g_1}}{A_1} = 3.04$$

2) *With two obstacles :*

Length of the basins :  $d_1 = 55$  cm

$d_2 = 60$  cm

$$\frac{A_{g_1}}{A_{g_2}} = 1.67$$

$$\frac{A_{g_2}}{A_1} = 2.58$$

$$\frac{A_{g_1}}{A_1} = 4.31$$

The indices 1 and 2 characterise the basins I and II, and  $A_g$  is the amplitude of the agitation.

The agitation with two obstacles is therefore 1.44 times greater than the agitation with a single obstacle. But the agitation in basin II is 1.18 times less than the agitation with a single obstacle.

With three successive obstacles, the friction absorbs too high a percentage of the energy for the agitation in basin I to be increased. However the same result may be obtained as with a single obstacle.

In practice cascade resonance is very rare as it requires improbable conditions. However if the waters of the continental shelf are in resonance they can induce a resonance of the same period in a harbour. The amplitude in the harbour will be great because of this first amplification.

It might also be mentioned that a basin situated at the end of a harbour might be subject to seiche when the long waves are not absorbed in the far-port (LEIXOËS HARBOUR) (1)

## V - CONCLUSION

The agreement between theory and experimental results illustrates the practical interest of the calculus of imaginaries in the analysis of linear periodic movements in two dimensions.

(1) Bibliography (1)

The laws evolved can be used to explain resonance phenomena in harbours, bays, or a continental shelf. They are absolutely independent of the period and can be applied to movements provoked by ordinary waves, long waves (Table Bay, Tamatave) or tides (Gulf of Gabes).

It is important to notice that resonance can only take place when the basin length lies between :

$$K \frac{L}{2} \text{ and } K \frac{L}{2} + \frac{L}{4}$$

whatever the form of the obstacle at the entrance (i.e. between 0 and  $\frac{L}{4}$  between  $\frac{L}{2}$  and  $\frac{3L}{4}$  etc..).

Finally, in nature the exciting waves never have a rigorously constant period ; moreover the time the resonance takes to become established in a basin is a direct function of the incident energy i.e. of the entrance width.

These two observations are of great importance for by considering the degree of selectivity of the resonance curves the following can be stated:

1) that a basin with a narrow opening whose resonance curve is very pointed is not likely to attain its maximum degree of agitation. This is because the narrowness of the entry does not allow the resonance to be established sufficiently quickly, for the full resonance to be attained, before the period of the exciting wave changes from the resonance period.

2) that on the other hand resonance may be established quickly in a basin with a large opening. And that the range of frequencies which will produce an agitation close to the maximum resonance amplitude is large. Such basins have therefore a good chance of experiencing resonance.

Thus knowledge of the degree of selectivity of the agitation curves gives an indication of the probability of resonance in a basin, as a function of the size of opening. It is still however necessary to know the probability of the resonance exciting waves.

BIBLIOGRAPHY

- (1) ABECASIS - *Le port de Leixoe's (Portugal)* - XVIIème Congrès International de Navigation - Lisbonne 1943 - Section II Communication 4
- (2) BIESEL - *Etude théorique de la réflexion de la houle sur certains obstacles* - Houille Blanche n° A Mars 1952
- (3) BIESEL et SUQUET - *Les appareils générateurs de houle en Laboratoire* - Houille Blanche n° 2, 4, 5/1951 - 6/1952
- (4) BOUDAN - *Appareils pour la mesure des niveaux rapidement variables sur modèle réduit* - Houille Blanche n° 2 Août-Sept. 1953
- (5) HONDA, TERADA, YOSHIDA, ISITANI - *An investigation on the secondary undulations of Oceanic Tides* - Journal of the College of Sciences University - Tokyo n° 24 1908
- (6) KREISEL - *Surfaces waves* - *Quarterly of applied Mathematics* - vol. VII n° 1 1949
- (7) LAMOËN - *Sur l'hydraulique des fleuves à marées* - Revue Générale de l'Hydraulique - 1936
- (8) MC NOWN - *Sur l'entretien des oscillations des eaux portuaires sous l'action de la haute mer* - Publications scientifiques et technique du Ministère de l'Air n° 278 - 1953
- (9) NEUMANN - *Über Resonanzschwingungen von Meeresduschter un die Mündungskorrektur bei Seiches* - Deutsche Hydrographische Zeitschrift - Juillet 1948
- (10) PROUDMAN - *Dynamical Oceanography* - Methuen and Co - Ltd - London 1953
- (11) URSELL - *The effect of a vertical Barrier on waves in deep water* - Admiralty research laboratory, Teddington - Mddsx - Dec. 1945
- (12) VANONI et CARR - *Harbor surging* - Proceedings of the first conference on Coastal Engineering 1950
- (13) VALEMBOSIS - *Etude de l'action d'ouvrages résonants sur la propagation de la houle* - Comité Central d'Océanographie et d'Etude des côtes n° 8 Octobre 1952

## RESUME

MOUVEMENTS de SEICHES à DEUX DIMENSIONS  
DANS UNE DARSE SOUS L'ACTION d'ONDES INCIDENTES

Bernard Le Mehaute

Cette étude porte sur les lois de résonance des mouvements de seiches à deux dimensions dans une darse rectangulaire sous l'action d'ondes venant du large.

La théorie est établie pour les mouvements plans ou pouvant être considérés comme tels. Elle est basée sur le calcul des nombres complexes. Cette méthode, appliquée aux mouvements périodiques, s'avère particulièrement simple et fructueuse, chaque fois que l'approximation se limite aux phénomènes linéaires.

Les lois de résonance des eaux dans une darse sous l'action d'ondes incidentes dépendent essentiellement de l'ouverture reliant l'intérieur du bassin au large. Elles sont donc fonction du type de l'obstacle qui limite la darse. Le mur obstacle est pris ici dans son sens le plus général et caractérise tout changement brusque de section.

On distingue ainsi plusieurs sortes de darses :

- darse sous ouverte, limitée par un obstacle du type obstruction
- darse sur-ouverte, limitée par un obstacle du type approfondissement ou élargissement
- darse limitée par un obstacle complexe répondant simultanément à ces deux caractéristiques.

L'étude théorique commence par une vue d'ensemble rapide des phénomènes plans liés aux obstacles soumis à la houle (déphasage, amplitudes ...). Ainsi est-il possible de connaître la valeur de l'agitation entre deux obstacles, à partir de leurs caractéristiques propres et de la distance qui les sépare.

Une darse sous-ouverte étant limitée d'un côté par un obstacle parfaitement réfléchissant, il est possible d'établir la valeur de l'agitation en fonction des caractéristiques de la passe d'entrée. La valeur de l'agitation de résonance croît lorsque l'ouverture décroît, mais la courbe de résonance devenant plus sélective, les chances de résonance sont donc moindres. Les essais expérimentaux vérifient remarquablement la théorie.

Les chances de résonance dans une darse sur-ouverte sont indépendantes du degré d'ouverture. La valeur de l'agitation croît avec celui-ci.

Enfin des résonances en cascade peuvent se produire, la valeur de l'agitation dans des bassins successifs augmentant à mesure que l'on s'éloigne du large.

Les lois trouvées permettent d'expliquer l'ensemble des mouvements de résonance dans les cas considérés.

## Chapter 11

### CARACTÉRISTIQUES DU DÉFERLEMENT GÉOHYDROLOGIQUE DES VAGUES AU-DESSUS DE SOURCES SOUS-MARINES

Agatino D'Arrigo  
Ingénieur Principal du Génie Civil,  
Catane, Italie.

Aucun traité de travaux à la mer mentionne le déferlement géo-hydrologique, c'est-à-dire celui dû non pas au manque de profondeur suffisante mais au brisement du mouvement orbitalaire par le jaillissement de sources d'eau sous-marines, et aussi encore on néglige souvent la corrélation technique entre les caractéristiques géo-hydrologiques du milieu et celles du pouvoir réfléchissant des ouvrages maritimes exposés à l'action de la houle.

Le physiographe sicilien Carlo Gemmellaro avait publié en 1836 d'avoir observé à Catane le déferlement des vagues, pendant les tempêtes, par une profondeur de 15 mètres, tandis que la digue à parois verticale, détruite le 26 mars 1933, avait été malheureusement exécutée, arasée à la cote de 12 mètres seulement.

L'ingénieur hydrografe Lieussou avait publié en 1849 d'avoir observé en Algérie le déferlement des vagues par une profondeur de 12 mètres, tandis que les projeteurs de non jours aucun marge suffisante de sécurité ont laissé à la digue à parois verticales détruite à Alger, après celle de Catane.

Mais les ingénieurs modernes, qui projeteront les digues à parois verticales de Catane et d'Alger, ne connaissaient pas probablement les publications, d'un siècle avant, de Gemmellaro et de Lieussou. Ils n'ont jamais soupçonné peut-être la possibilité même du déferlement géo-hydrologique proprement dit.

Du moins, il n'y a aucune trace de cela, dans leurs publications avant ces deux désastres.

Toutefois, l'histoire critique et l'historiographie des désastres des ouvrages à la mer et la connaissance de leur milieu géo-hydrologique naturel, à notre avis, c'est toujours profitable.

En Italie, dans le Golfe de La Spezia et dans le Golfe de Policastro (Mer Tyrrhénienne), à Torre d'Albidona en Calabre (Mer Ionienne), en Sicile à Donnalucata (Canal de Sicile), à Capo Molini et à Catane (Mer Ionienne), on a observé, depuis longtemps, le phénomène du déferlement des vagues au-dessus de sources d'eau douce jaillissant sur le fond marin.

Lazzaro Spallanzani en 1783 avait observé la source sous-marine de Cadimare (Golfe de La Spezia) qui jaillissait sur le fond marin à une profondeur de 11 mètres environ et dont "le courant ascendant d'eau douce interceptait les vagues de la mer".

152 "En face du village de Villamare, on aperçoit, à près d'un kilomètre du rivage, deux cercles d'eau apparemment tranquilles avec la mer houleuse, tandis qu'ils présentent un léger bouillonnement avec propagation houleuse circulaire quand la mer est calme".

Les cercles sont distants d'une cinquantaine de mètres l'un de l'autre et ils présentent un diamètre, respectivement, de 50 et 30 mètres.

La profondeur de la mer, en ce lieu, est de 19 et 21 mètres.

Au-dessus on aperçoit un tourbillon des eaux qui ont une densité à l'intérieur de 1,02, à l'extérieur de 1,03, à la surface.

Le même phénomène se présente en Sicile à Donnalucata à une profondeur de 5 mètres, à Capo Molini et à Catane, dans la Mer Ionienne, où les anciennes rivières Aci et Amenano ont été ensevelies par les laves de l'Etna.

Dans le Tables XII ("Calabria Citra: da Torre d'Albidona a Punta Fiumenica") et XIII ("Dal Bosco della Palude Mulitana a Torre e Capo Spulico o sia di Roseto") de l'Atlas Maritime du Royaume des Deux-Sicules (levé de 1785 à 1792, par Antonio Rizzi Zannoni et Salvatore Trama) on trouve dans la mer, avec l'indication de Vortice ("tourbillon"), une source sous-marine en face de Torre d'Albidona, à une profondeur de 20 brasses (m 32,40).

Dans la Carte nautique N° 231 ("Dal fiume Sinni a Punta Alice"), levée en 1893 par l'Institut Hydrographique de la Marine Italienne, à l'emplacement du fond marin moderne qui a obstrué la vieille source sous-marine, on rencontre la profondeur de 7 mètres et il n'y a plus ni tourbillons ni sources à signaler.

Par contre, aucune trace de tourbillons est signalé par l'Atlas Maritime de 1792 à l'emplacement du Golfe de Policastro.

Le tourbillon de Torre d'Albidona témoigne des variations géohydrologiques dans le plateau continental de la Calabre, dûes aux séismes et au bradyséismes de la région.

Le tourbillon d'eau douce brise et rompt le mouvement orbitaire alterné des particules liquides de la mer en mouvement houleux, exactement comme les barres et les brisants calment devant eux la surface des eaux, en causant une solution de continuité dans la propagation des vagues.

Ces observations géohydrologiques se relient aux brise-lames à air comprimé proposés par l'ingénieur américain Philippe Brasher dans le fascicule d'avril 1907 du "Compressed Air Magazine" et exécutés à Crutch Island (Maine) et à El Segundo (Californie).

Une série de tuyaux, reliée par une tuyauterie flexible à une installation produisant l'air comprimé, forme un circuit plus ou

moins fermé, autour de la surface d'eau à protéger contre les vagues. L'air fourni par les compresseurs et refoulé dans l'eau environnante par les orifices percés dans les tuyaux, en s'élevant à la surface, brise et rompt le mouvement orbitaire des vagues et de cette façon les empêche de pénétrer à l'intérieur de la surface ainsi abritée.

La production d'air comprimé ne doit être mise en fonction que si une tempête l'exige. Il peut être fourni par le mouvement même des vagues et on peut, ainsi, préconiser le véritable brise-lames de l'avenir: non pas des murailles, toujours périssables et toujours fragiles, mais de l'huile ou de l'air comprimé, donné aussi par des bouées flottantes guidées, comprimant l'air, constituant des digues suis generis, mobiles intermittentes, fonctionnant seulement dans les tempêtes.

Cependant, de simples bulles d'air, lorsqu'elles sont nombreuses et serrées, jouent un rôle protecteur de digues d'air.

Lorsqu'un bâtiment doit affronter une mer trop dure pour lui, on dit qu'il met à la cape, c'est-à-dire que, gardant aussi peu de toile que possible, il gouverne de manière à avancer lentement, en faisant un angle de 45° avec la direction des vagues.

Dans ces conditions, la dérive l'emporte sur la progression et les flots se précipitent sans cesse dans le vide créé par le déplacement de la coque. Il en résulte un remous bouillonnant qui, par suite de l'air entraîné, se transforme en écume où les bulles d'air, en remontant, viennent interrompre et briser le mouvement orbitaire et former à la surface le revêtement protecteur dont bénéficie le navire.

Le déferlement donne lieu à la désintégration de l'énergie potentielle de la houle d'oscillation du large en énergie cinétique du brisant.

Le filage de l'huile sur l'eau de la mer est de fait une pratique très ancienne, un moyen d'apaiser les flots irrités ou d'augmenter leur transparence en nivelant les courbures extérieures de leur surface.

Il faut mieux pénétrer donc le mécanisme orbitaire des mouvements houleurs en étudiant et en observant systématiquement les caractéristiques géohydrologique des sources sous-marines, le long des littoraux, qui ont la propriété d'apaiser, pendant les agitations de la mer, les vagues à la surface des eaux.

On doit lutter habilement contre la force immense de la Nature, et en particulier de l'océan, avec des moyens subtils, en appliquant l'ancienne maxime très sage: Ne coneris contra ictum fluctus; fluctus obsequio blandiuntur. Il faut donc adopter des moyens relative-



ment modestes, en produisant temporairement, si possible, des zones d'accalmie, comme celles que réalisent en mer les sources sous-marines d'eau douce.

Il faut prendre garde encore, lorsqu'il s'agit de projeter des digues à parois verticales - qui sont justifiées seulement dans le cas où l'on peut s'assurer de la réflexion de la houle du large et par conséquent dans l'absence absolue de déferlement - qu'il n'y ait pas de sources sous-marines dans le fond de la mer, aptes à déranger la libre réflexion des vagues, là où l'on devrait placer ce type d'ouvrages.

Charles Gemmellaro avait étudié les nombreuses sources d'eau douce qui jaillissent sur le fond marin du port de Catane. Il y a, entre autres, une véritable rivière souterraine, l'Amenano, décrite jadis par Strabon et aujourd'hui couverte par les laves de l'Etna, mais qui fragmente aujourd'hui ses embouchures dans le fond sableux du Port de Catane en forme aussi de sources sous-marines d'eau douce.

Nous ne savons pas avec certitude s'il y a eu des rapports de dépendance ou moins entre l'action géohydrologique de ces sources et le dérangement à la libre réflexion le long de la paroi verticale où le 26 mars 1933 a été complètement détruite la digue maritime. Nous savons qu'ayant été observé le déferlement des vagues à l'occasion de cette tempête, en avant de la digue, il faudrait, avec des recherches systématiques, achever, étendre et développer les observations à la mer déjà publiées en 1902 et exécutées par la Torpediniera 136 S pour la rivière sous-marine Aci, près de Capo Molini.

#### REFERENCES

- D'Arrigo, A. (1951). Influenza meteoromorfolitologica inerente alla caratterizzazione del moto ondoso in mare, in correlazione alla piattaforma litorale, al "fetch" ed alla disintegrazione dell'energia potenziale dell'onda d'oscillazione in ~~energia~~ cinetica del frangente: Atti del Convegno Internazionale di Meteorologia Marittima, Geofisica pura e applicata, Vol. 21, pp. 86-95, Milano.
- Gemmellaro, C. (1836). Della zoologia del Golfo di Catania, Atti dell'Accademia Gioenia di Scienze Naturali, Vol. XII, Sem. I, Catania.
- Lieussou, A. (1849). Études sur les ports de l'Algérie, Annales Hydrographiques, Paris.
- Crema, C. (1939). Lazzaro Spallanzani e la polla sottomarina di Cadi-mare nel Golfo della Spezia: Commemorazioni Spallanzaniane, Vol. II, Pavia.

CHARACTÉRISTIQUES DU DÉFERLEMENT GÉOHYDROLOGIQUE 155  
DES VAGUES AU-DESSUS DE SOURCES SOUS-MARINES

- Regno D'Italia: Ministero di Agricoltura, Industria e Commercio (1906). Carta Idrografica d'Italia: Corsi d'acqua dell'Appennino Meridionale e dell'Appennino Adriatico a sud del Sele e del Sangro, p.58, Roma.
- Repubblica Italiana: Ministero dei Lavori Pubblici - XVIII° Congresso Internazionale di Navigazione (1953). La Ricostruzione dei Porti Marittimi Nazionali, pp.516-518, Roma.
- Rizzi Zannoni, G.A. and Trama, S. (1792). Atlante Marittimo delle Due Sicilie. Parte Prima, Napoli.
- Bogolepoff, I.A. (1937). Le brise-lames à air comprimé: Bulletin de l'Assoc. Internat. Perman. des Congrès de Navigation, n.23, Bruxelles.
- Le Génie Civil (1931). Utilisation des vagues marines à la production d'air comprimé, n.10, p.244, Paris.
- Reitano, G. (1923). Studi e ricerche sul corso sotterraneo del fiume Amenano nei dintorni di Catania: Il Monitore Tecnico, Anno XXIX, nn. 14 et 15, Milano.
- D'Arrigo, A. (1947). The Port of Catania: The Dock and Harbour Authority, Vol.XXVIII, nn.323-324, London.
- Marini, L. (1902). Densità e temperatura del mare tra Santa Tecla e Capo Molini: Bollettino Società Geografica Italiana, Serie IV, Vol.3, fasc. 11, pp. 941-951, Roma.

## RESUME

HYDROGEOLOGICAL BREAKING CHARACTERISTICS OF WAVES  
ABOVE FRESH WATER SUBAQUEOUS SOURCES

Agatino D'Arrigo

After a short review of the usefulness of maritime structures, particularly vertical wall breakwaters, long term observations of hydrogeological breaking on the bottom of Italy's Seas, as caused by the subaqueous source of fresh water, are discussed. The correlation between hydrogeological breaking and wave motion perturbation produced by compressed air or by oil is presented. These considerations are related to the observations of Admiral Alessandro Cialdi on the morphological breaking of waves above sand banks, thus producing calmness in the upper water.

Therefore, it appears possible to establish a very suggestive analogy between the atomic disintegration of the transformation of potential energy of the oscillatory tide wave into kinematic energy of its components (because of breaking), in accordance with the disintegration of the circular motion.



PART 2  
FIELD AND LABORATORY INSTRUMENTS AND EQUIPMENT





WAVE-MEASURING BY MEANS OF THE INTEGRATOR

P. J. Wemelsfelder  
Rijkswaterstaat, The Hague, Netherlands.

1. Introduction.

Civil engineers concerned with problems of coastal engineering or with harbours, shipping, carrying out of works, are at present more interested in waves than ten or more years ago.

It is possible to gather data about waves by means of wave recorders of which several types have been developed, some of them work quite satisfactorily.

Yet there are some disadvantages. As such may be mentioned:

- . a relatively expensive apparatus.
- . service and survey ask for highly qualified people.
- . analyses of the records take much time and man-power.
- . the amount of paper makes it laborious to study records.
- . the records pile up and it is difficult to handle them.

The engineer does not want the diagrams itself, not even does he want to know the true history of the movements of the water-surface from second to second. What he wants is well defined information. He aims at obtaining some representative figures, characterizing the wave motions as concisely as possible in order to apply these figures in the field of engineering.

So it would be an advantage if we could succeed in measuring immediately such characteristic figures without making use of full wave records, thus saving the expensive wave recording stations and the elaborate work to make extracts from the records. A solution for this problem is being developed in the Netherlands. A short description of the principles of the instrument, called Integrator, and some details of the construction are given here.

2. Principle of the integration method.

When we consider the vertical water movement we can determine:

1. The total vertical movement either upward or downward, during a given period e.g. 20 minutes. By adding all movements, the great as well as the small ups and downs are taken into account. Of course it is sufficient to add only the upward or only the downward movements, because these values are equal to each other.

2. As the second characteristic quantity we may regard the number of times the vertical movement of the waterlevel reverses. Here it is also sufficient to count only one sense of reversal.

A wave movement is then characterized by the integration I of the downward movements, shown in fig. 1 by a heavy line and of the number N of all high as well as low "crests" accentuated in fig 1 by a dot.

$$N = 34 \quad I = 15,6 \text{ m/min}$$

$$\text{From this results: } T = \frac{60}{N} = 1,8 \text{ sec}$$

$$H_g = \frac{I}{N} = 0,47 \text{ m} \quad H \frac{1}{3} = 1,57 \quad 0,47 = 0,74 \text{ m}$$

$H \text{ max} = 3,0 \cdot 0,47 = 1,40 \text{ m}$  (did not occur in the 2 minutes reproduced).

The symbol I is that of Integration, the symbol N that of number. The most manageable figures are obtained by taking the minute as unit of time.

In practice it has appeared that the measurements are very well reproduceable and not affected by a personal factor.

But it is necessary to observe a measuring interval of sufficient length. As is well known, wave motion is a very variable motion. According to Puts [1] the standard deviation of the wave heights is 0,5  $H_g$  and consequently the max. deviation is about 1,0  $H_g$ . For an average of 100 waves the max. deviation will then be:

$$\frac{1}{\sqrt{100}} \cdot H_g = 0,1 H_g,$$

i.e. an average of 100 waves may still be 10 % wrong. Consequently it seems not to be admissible to take a group of less than 100 waves. Roughly speaking this requires a surveying period of at least

$$\frac{100}{60} T = 2 T \text{ min}$$

For short wind waves of 2 to 2½ second this becomes at least 5 minutes and during a storm with waves of 8 - 10 sec a time interval of 20 minutes has to be observed. This is in accordance with the results of analyses of wave records in England and the United States.

### 3. Significance of I and N.

It is evident that a great value of I indicates a strong watermovement and large amplitudes. A large value of N indicates a short vived wave. Now the question has to be answered whether this I and N are sufficiently characteristic to typify a wave movement.

From:

$$\frac{I}{N} = H_g \text{ and } \frac{60}{N} = T$$

we find some "mean wave height"  $H_g$  and some "mean wave period" T.

From a number of wave diagrams of strongly diverging values of I and N, it could be deduced that between this mean wave height  $H_g$  and the significant wave height  $H \frac{1}{3}$  the relation  $H \frac{1}{3} = 1,6 H_g$  ( $\pm 5\%$ ) exists.

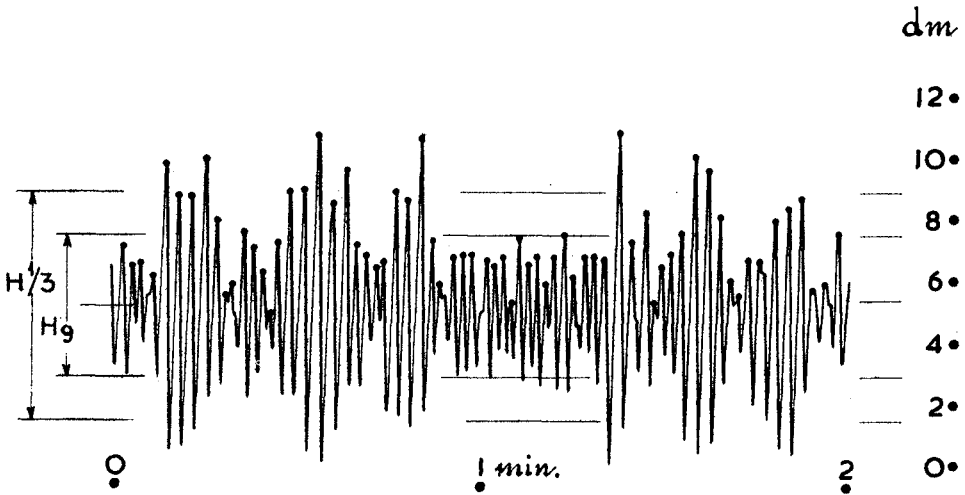


Fig. 1. Principle of the integration method.  $N = 34$ ,  $I = 15,6$  m/min. From this results  $T = \frac{60}{N} = 1,8$  sec.  
 $H_g = \frac{1}{N} = 0,47$  m  $H_{1/3} = 1,57 \cdot 0,47 = 0,74$  m  
 $H_m = 3 \cdot 0,47 = 1,40$  m (did not occur in the reproduced 2 minutes).

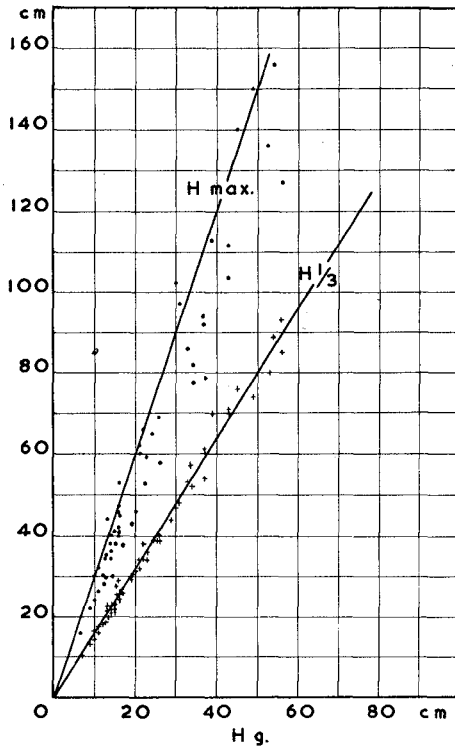


Fig. 2. Relation between  $H_g$ ,  $H_{1/3}$  and  $H_{max}$ .



This means that the integration method immediately gives the value of  $H_{1/3}$  and consequently this method of measuring may be considered as a sufficient source of information as far as the Significant Wave Height is required.

Moreover it appears from a lot of diagrams that a fixed relation exists between  $H_g$  and the maximum wave height  $H_m$  over a period of 10 to 20 minutes.

This relation is, roughly speaking:

$$H_m = 3 H_g (- 20 \%)$$

The addition - 20 % means that within a more restricted time interval a really high wave sometimes does not occur. The wave amplitude to be taken in that case as a maximum sometimes deviates even as much as 20 % downward from the top value  $H_m$  (fig. 2).

From theoretical investigations of Putz [1] [2] [3], it has appeared that, for normal wave patterns, fixed relations exist between the quantities introduced above. In [1] Putz mentions as a result of 25 series each consisting of more than 100 waves:

$$H_{1/3} = 1,6 H_g$$

and Snodgrass mentions in [4]:

$$H_m = 1,87 H_{1/3}$$

With  $H_{1/3} = 1,6 H_g$  this gives  $H_m = 3 H_g$ . This is just the same as I have found.

From 1661 observations at Cuttyhank in Bermuda with waves up to more than 7 m Seiwel [5] deduces a ratio of 1,57. So the same ratio appears to be true for very greatly deviating wave magnitudes. Putz arrives at the conclusion that there must be one mathematical model to which each normal and homogenous wave movement responds.

Based on these investigations, together with those of Pierson, Neumann and James [6] and others, it may in my opinion be expected that the integration method, at least with more or less normal waves, procures the right parameters from which every other required value can be deduced.

On the other hand this means that the parameters  $I$  and  $N$  are generally adequate to describe wave movements for the use of engineers.

#### 4. Deviating wave movements.

Of course, in a number of cases the wave motion is somewhat more complicated. I think e.g. of the following circumstances:

- waves in the surf zone;
- waves rolling up against a beach;
- waves thrown back by a vertical wall;
- interfering wave systems;
- short waves superimposed upon swell;
- waves superimposed on seiches in harbours.

Accordingly the relations between  $I$  and  $N$  and the other magnitudes characterizing a wave movement will be liable to modifications.

There are not yet any data available from which eventual modifications in the standard relations might be deduced. Besides it is quite uncertain how large and of what importance they will appear to be for the different theoretical and practical problems as we are engaged with. However, we may assume that such questions can be solved.

#### 5. The IN-diagram.

If we can detect I and N from the waves by any suitable detector by means of simple impulses we can integrate these impulses and record them. This can be realised in the form of a diagram as shown in fig. 3

The recorder gives the integrated value of I and N hour after hour as hourly sums and therefore represents directly their values per minute on calibrated paper. This produces about 5 cm diagram per day so that a single roll of 25 m is sufficient for more than a year. I suppose that it will be possible to keep a recorder in action during a long time without any survey.

The recording in I and N per hour gives ample occasion to follow the changes in the wave movement in detail, which is e.g. of importance for the study of the relation with a rapidly changing wind. It is of no use to take a shorter period than one hour and it is not desirable because the period of observation becomes too short then and this tends to make the influence of the normal fluctuations too great.

There are some impuls recorders available on the market. But they are too complicated and the costs are high. A more simplified construction will be sufficient.

With such an apparatus the following advantages are to be attained:

1° Continuous recording by which a complete survey of the wave movement at the measuring station is obtained, without interruptions. This gives a complete base for statistical research, variations per season, correlation with wind directions and wind forces, with systematic measurings or observations of sand transport, impediment to navigation, etc.

2° Restricted extent of the diagrams.

The problem of the large quantities of paper created by the registration of wave diagrams in the wellknown form, is solved here. A year's diagram of an IN-recorder requires no more paper than a wave diagram of 24 hours. This means a marked simplification in refinding definite parts of records.

3° Saving of office work.

Measuring out complete wave diagrams is a time-devouring work. The integrator does this work automatically and puts the results on the chart. The values of N and I can immediately be measured from the diagram for the definition of frequencies and correlations.

Hereby  $N$  and  $I$  are obtained in a form which shows the history of the wave movement and greatly facilitates the refinding of important episodes.

So the apparatus procures great advantages for incidental as well as for systematical research of wave movements.

Of course it will be recommendable to take complete wave diagrams at the same spot, from time to time as well, in order to be able to determine the wave forms also in detail. It will be possible to learn whether the wave movement is in accordance with the "standard model" and if not so, what further explanation follows from this for the interpretation of  $I$  and  $N$ , and their relation to  $H_g$ ,  $H$   $1/3$ , etc.

I call such a station a "Reference station". Measurements in detail in the surroundings can be related herewith and may be less complete.

#### 6. Construction.

The integrator is intended and constructed as a float-operated instrument. The float can drive:

- 1° a mechanically operated instrument mounted on a pier or pile-construction. It is a great disadvantage of this solution that in time of bad weather the diagrams are not immediately at our disposal;
- 2° a device, procuring suitable impulses which are transmitted by cable to an impuls recorder on shore.
- 3° a short wave radio transmitter. The signals to be transmitted are of a very simple character.

These three projects are partly realised already, partly in development now.

First of all a remark about the float tube: it has appeared that a float tube which is open only at the bottom does not follow the wave movement exactly, whether by lagging behind or by overshooting. A favourable experience was obtained with float tubes having a longitudinal split of about 2 to 3 cm wide. A float of 1 dm<sup>3</sup> is satisfactory. The float line is slung over a perspex-wheel (sp.w. 1, 3, small moment of inertia!) and is kept tight by a spring. The axle of the float wheel (Circumference 50 cm) runs free in one direction but in the other direction it takes along (without any loss) a counter which for each 2 rotations ( $\approx 1$  m float movement) moves forward one figure. Consequently the increase of  $I$  is equal to the number of metres by which the water level has risen (or fallen) at this point. The tidal movement, max. 3 cm/minute, can be quite neglected.

The number  $N$  is counted by recording each reversal of the sense of rotation of the float axle. This counter does not react on movements less than 3 cm so that bobbing up and down of the float does not influence the number  $N$ . It is possible to increase the backlash of the counter  $N$ , but as the analysis of wave diagrams indicates, 5 cm should not be exceeded.

I admit that here are to be solved some problems. It is not possible to bring them in discussion now.

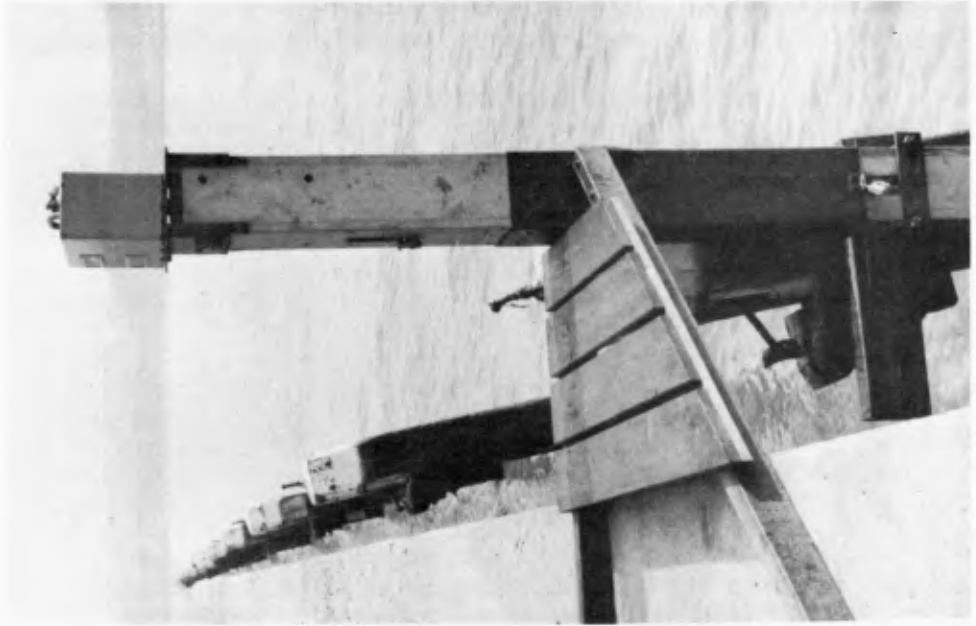


Fig. 4. A counting device.

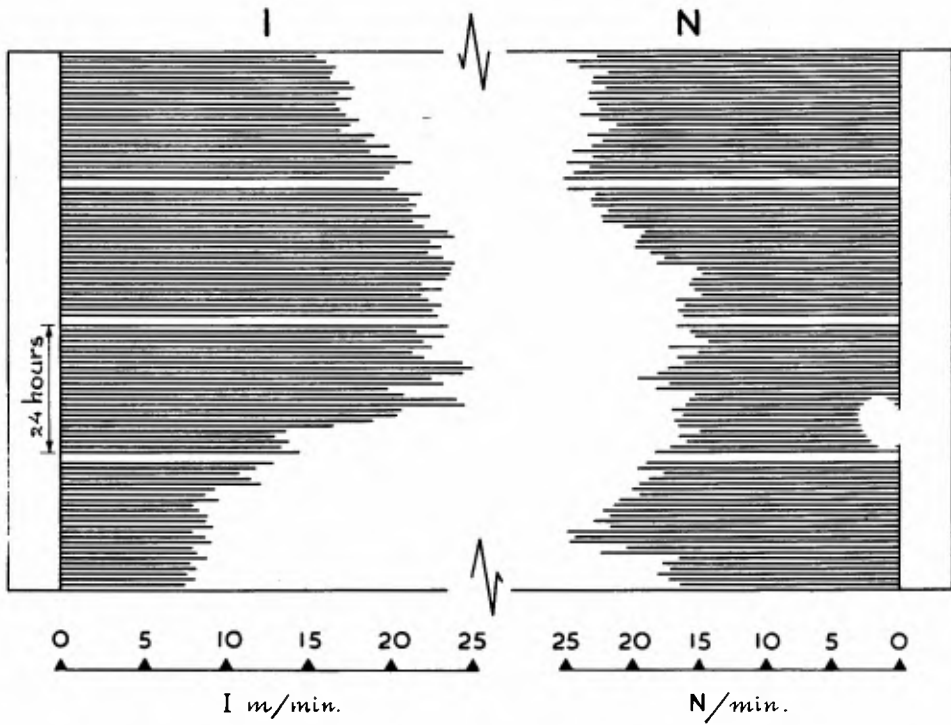


Fig. 3. I N diagram, 5 cm length per day.

7. Self-counting integrator: IN-indicator.

A simplified execution is a non-writing integrator or the IN-counter device.

The counters I and N must have at least 6 figures to make readings for greater time-intervals possible.

Fig. 4 shows such a counter device in operation. In the smallest form the counters can be built in a small case of 18 x 18 x 18 cm. A number of them can be used as auxiliary devices, e.g. in a harbour complex, in order to be able to determine the simultaneous values of I and N at different points of such a complex. The indicators must then be read at program moments by personnel.

8. Hand-operated integrator.

A special finish is the hand-operated integrator shown in figs 5 and 6.

In this form the apparatus is easily to be carried and can be operated by hand. When the current is not too strong, the float remains nearly vertically beneath the apparatus owing to the pulling force of the spring. In this way wave heights can be measured in all sorts of places where the observer can come by foot, with no preparation whatever.

The measuring period has to be 5 minutes at least. With a couple of these travelling integrators it is possible to measure a complete harbour complex along quays, jetties, mooring buoys etc. during a storm and it is also easy to determine at what values of I and N ships of a given tonnage will begin to get into trouble by wave action or swell. In the same way it can be determined when under certain circumstances hydraulic operations as transport of fascine mattresses, fascine works, dredging, suctionwork etc. must be stopped owing to the wave action.

Of course these observations must be effected at the place of the operation and just at the moment stopping of operations is considered. The measurements can often take place from a jetty, but are to be done from a dredging machine or other implement in other cases. The problems connected to this, such as reflection, pitching or rolling of the ship etc. have not yet been solved. A project for measuring I and N on board ship, but quite independent of the movements of the ship, has been taken in hand meanwhile. It is intended to use a hosepipe and to integrate the movements of a pneumatic plunger. This is in construction now.

9. Example of an observation in practice with the integrator.

Figs 7 and 8 show as an example a sketch of an observation in a harbour complex. It is a single incidental measuring (28th Dec. 1953) from a series performed with the hand-operated integrator in Scheveningen harbour.

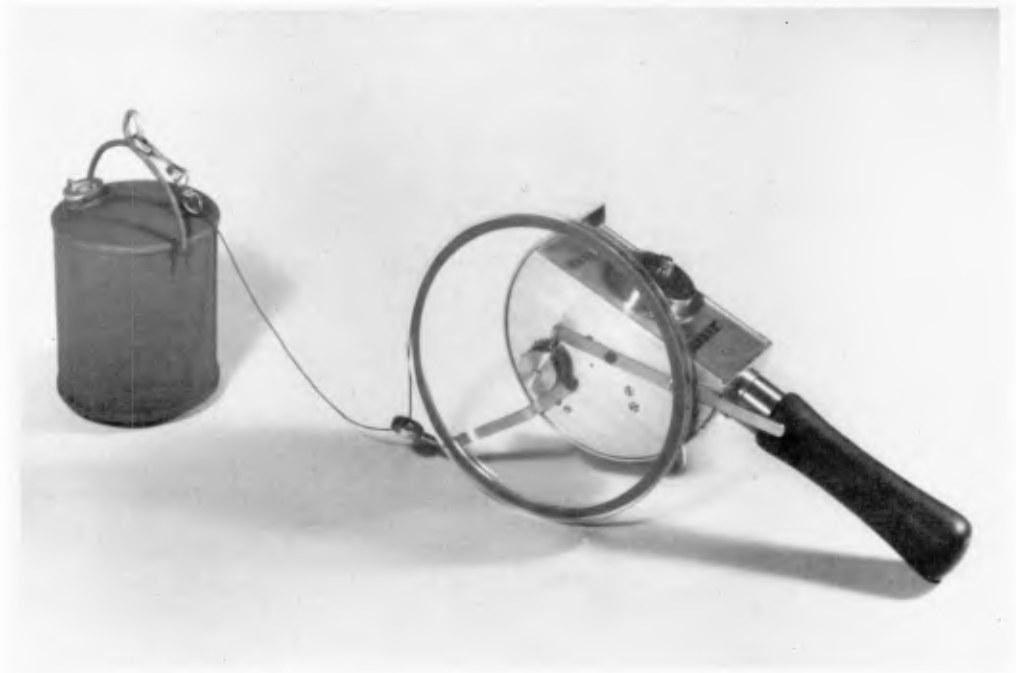


Fig. 5 . The hand operated integrator



Fig. 6. The observer operating the hand-integrator.

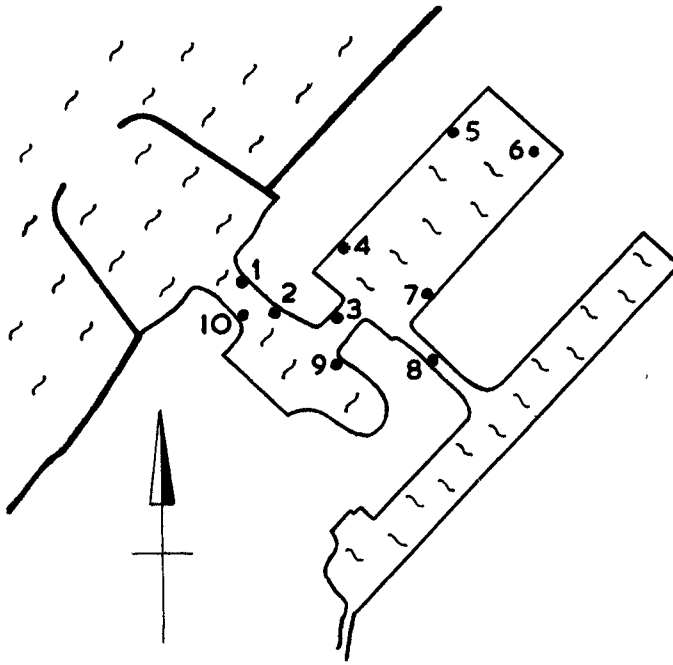


Fig. 7. Map of the harbor Scheveningen with the location of 10 measuring points.

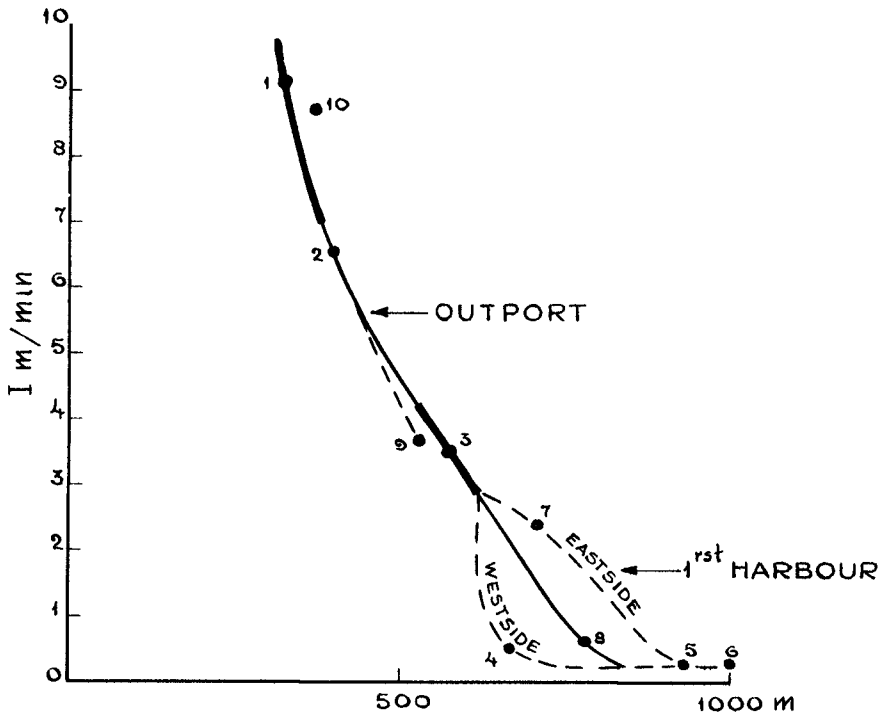


Fig. 8. The results of a series of observations during the small storm in Dec. 1953. (The numbers 1 to 10 refer to the locations in Fig. 7).

The significant wave amplitude at  $I = 9$  m/min. was 100 cm in the neck of the harbour. The regular course of the measured values of  $I$  shows that it is possible to determine well fixed values in this way. This kind of measurements has proved to be excellently reproduceable and the figures are not effected by a personal factor.

Such a measuring can be repeated during a number of storms so that a picture can be obtained of the course of the wave reduction e.g. for testing of laboratory experiments, comparisons with other harbours, hindrance to vessels etc. Relating to a reference station opens still more possibilities.

10. Determination of  $I$  and  $N$  from wave-diagram.

Comparison of  $I$  and  $N$  values of an integrator station with corresponding values of a station of which complete wave diagrams are available, is possible in the following way. On wave diagrams having a short time scale, a section can be set of 20 minutes and on a slip of paper the successive wave heights can be added. This can also be done with a curvimeter which is pushed on the paper for the rising parts of line so that only all upward going movements are added. The curvimeter then gives the value of  $I$ . Meanwhile the compiler doing this, counts the number  $20 N$  in the 20 minutes.

11. Conclusion.

The main features of the integration device are the following:

- 1° simplified instrument;
- 2° saving of surveying;
- 3° measuring at much more locations possible;
- 4° the method is adapted for routine observations as well as for incidental observations;
- 5° no highly qualified manpower required;
- 6° records very reduced;
- 7° records to be consulted easily;
- 8° figures  $I$  and  $N$  are immediately appropriate in the field of engineering.



References.

- [1] R.R. Putz - "Statistical Distributions for ocean waves" 1952.
- [2] id - "Wave height variability; prediction of distribution function" 1950.
- [3] id - "Wave height variability; prediction of distribution function" 1951.
- [4] F.E. Snodgrass - "Ocean wave Measurements" 1952.
- [5] H.R. Seiwel - "Results of research on surface waves on the western north atlantic" 1948.
- [6] Pierson, Neumann and James - "Practical methods for observing ocean waves by means of wave spectra and statistics." 1953.

## RESUME

## MESURES DE LA HOULE AU MOYEN DE L'INTEGRATEUR

P. J. Nemelsfelder

Jusqu'ici, les mesures sur la houle ont été uniquement effectuées au moyen d'instruments qui fournissent des graphiques permettant de reconstituer l'histoire chronologique du phénomène. Ces enregistrements donnent des indications en partie superflues, leur dépouillement est laborieux, surtout lorsqu'il s'agit d'en extraire les données vraiment utiles.

Nous proposons une méthode nouvelle pour obtenir plus directement les informations caractéristiques nécessaires, à savoir :

- 1) Le mouvement vertical total  $I$  de la surface libre en mètres par minute au moyen d'un intégrateur ou d'un enregistreur.
- 2) La fréquence  $N$  des vagues par minute, c'est-à-dire le nombre d'inversions par minute du sens du mouvement d'un flotteur.

Les mesures  $I$  et  $N$  ont un caractère représentatif, puisqu'ils conduisent à la détermination de  $H_{ave}$ ,  $H_{\frac{1}{3}}$ ,  $H_{max}$ , d'après les résultats théoriques de Putz, Seiwel, Pierson.

L'intégrateur se compose d'un appareil actionné par un flotteur qui donne des impulsions à des compteurs, ou à des enregistreurs, soit mécaniquement, soit électriquement, ou par commande radio. Un enregistrement continu peut être réalisé de manière à donner les valeurs de  $I$  et de  $N$  d'heure en heure et cela pendant une période aussi longue qu'on le veut. Le diagramme a une longueur de 5 cm. par jour seulement. Dans un dispositif plus simple, les indications des compteurs peuvent être relevées, à vue, une fois par jour, par exemple. On a réalisé un appareil mobile actionné à la main ; avec ce dispositif, deux opérateurs peuvent relever le complexe entier d'un port pendant une tempête, le long des quais et dans le voisinage des bouées d'amarrage. Ce dernier modèle a été spécialement conçu en vue de l'étude des obstacles à la navigation, de l'exécution des travaux, du transport des matelas de fascines, de dragages, de la relation entre le déplacement du sable et l'action de la houle.

Quelques-uns de ces instruments, déjà réalisés, sont en service aux Pays-Bas ; d'autres dispositifs sont à l'étude.

Bien que quelques-uns de ces problèmes n'aient pas encore reçu de solution satisfaisante (estimation du jeu admissible du compteur  $N$  de l'influence des irrégularités de la houle sur  $N$  et, par conséquent, de leur répercussion sur les valeurs numériques de  $I$  et de  $N$ , construction d'un intégrateur pneumatique pour les navires), les résultats paraissent pleins de promesses et nous encourageant à perfectionner encore notre matériel.

## Chapter 13

### LES APPAREILS REALISES A CHATOU POUR LA MESURE DE LA HOULE NATURELLE

J. Valembois

Laboratoire National d'Hydraulique de Chatou

Les appareils décrits ci-dessous ont été réalisés à Chatou pour l'enregistrement de la houle naturelle. Nous ne nous étendrons pas sur l'enregistreur à câble, dont il existe à l'étranger d'autres types, mais plutôt sur les trois autres, qui sont originaux et dont les possibilités peuvent être intéressantes dans bien des cas. C'est pourquoi il nous a paru intéressant de les présenter ici.

#### ENREGISTREUR A CABLE

Cet appareil comporte un capteur de pression différentielle posé sur le fond de la mer et relié à la terre par un câble. La station d'enregistrement à terre est équipée d'un enregistreur graphique.

Afin d'avoir une bonne sensibilité quelle que soit la profondeur d'immersion, on mesure la différence entre la pression totale  $P_1$  et la pression moyenne  $P_2$ . Celle-ci est obtenue au moyen d'un filtre passe-bas hydraulique (Fig.2) constitué par un tube fin (T) jouant le rôle de résistance et une chambre d'air (D) formant capacité. On trouvera une description plus complète de cet appareil et des méthodes de calcul des circuits oscillants hydrauliques qu'il utilise dans la bibliographie citée à la fin de cet article.

L'intérêt du capteur de pression choisi, qui est du type à strain-gauges, est que le même manomètre permet la mesure des houles normales et de houles très faibles (quelques cm), car le rapport des sensibilités extrêmes de l'équipement utilisant les strain-gauges est de l'ordre de 300.

Avec cet appareil, on peut enregistrer la houle au moment que l'on a choisi, mais la nécessité d'utiliser un câble réduit ses possibilités. En effet, on peut difficilement le placer à plus de 2 km de la côte. D'autre part, si l'on ne veut pas utiliser un câble armé du type des câbles téléphoniques sous-marins, ce qui conduirait à de gros frais tant pour l'achat du câble que pour les opérations de mouillage et de relevage, il faut faire atterrir le câble dans un endroit protégé de la houle, par exemple dans un port.

C'est pourquoi nous avons étudié l'appareil autonome décrit ci-dessous.

#### ENREGISTREUR AUTONOME (Figures 1, 2, 3 et 4)

Cet appareil, dont la figure 1 donne les dimensions extérieures, comporte à l'intérieur d'un boîtier étanche le capteur de fluctuations de pressions et l'enregistreur. L'ensemble est alimenté par une batterie d'accumulateurs (A) incorporée et peut être abandonné sur le fond de la mer pour enregistrer la houle. Son autonomie de fonctionnement est de 100 heures environ. Si l'on

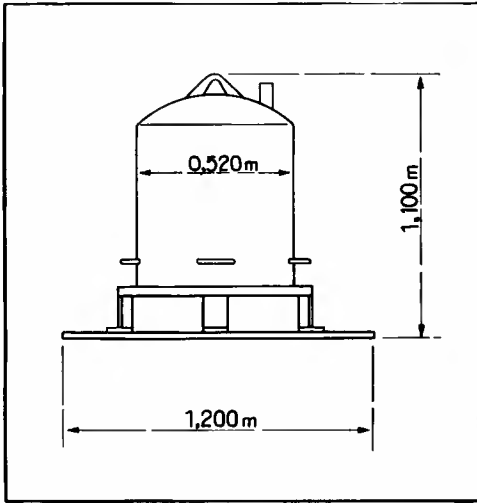


Fig. 1

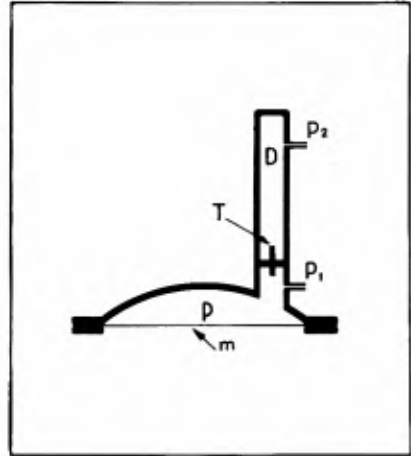


Fig. 2

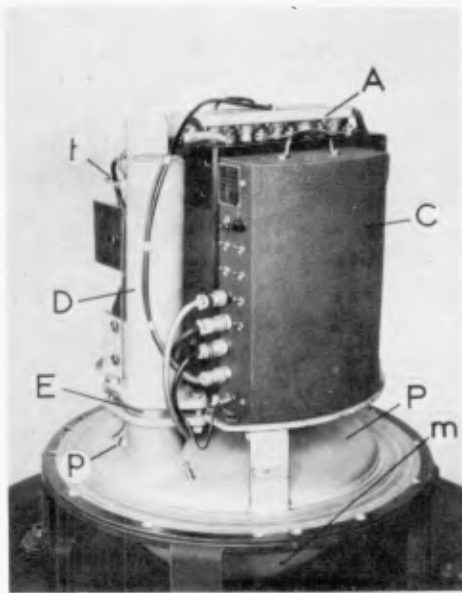


Fig. 3

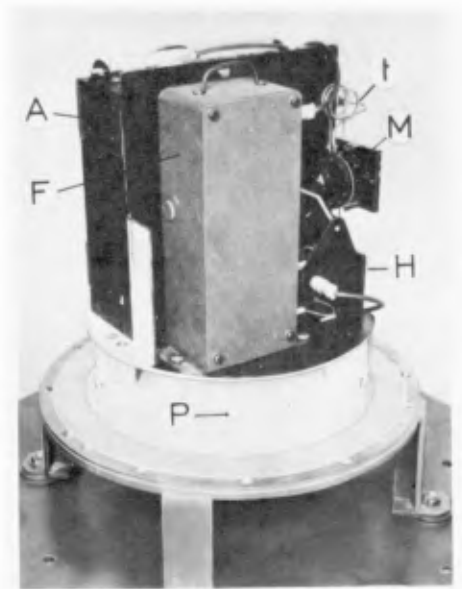


Fig. 4

échelonne les enregistrements à raison de 30 minutes toutes les 12 heures, on peut laisser l'appareil en place pendant 3 mois.

L'intérêt de ce système est que l'on peut ainsi enregistrer la houle à la distance de la côte que l'on veut, si naturellement les fonds s'y prêtent.

Comme pour l'appareil à câble, on enregistre la différence entre la pression totale  $P_1$  et la pression moyenne  $P_2$ . La pression au fond  $P_1$  est transmise par une membrane souple (m) à la chambre (P) contenant de l'air. La pression  $p_1$  qui existe dans (P) est transmise à travers un tube fin (T) à la chambre (D). L'ensemble (T) et (D) forme un filtre passe-bas à résistance et capacité qui élimine les fluctuations rapides de la pression  $p_2$  dans (D). En pratique (T) est un tube de thermomètre de quelques cm de long et (D) a une capacité de l'ordre de 2 litres. La constante de temps d'un tel filtre peut atteindre plusieurs minutes.

Les pressions d'air  $p_1$  et  $p_2$  sont transmises par les tubes (t) au manomètre différentiel à miroir (M).

L'enregistrement des déplacements du miroir de (M) se fait sur un film de 35 mm contenu dans la caméra (F) (Fig. 4). Cette caméra contient 120 m de film. Elle comporte aussi le dispositif d'éclairage du miroir du manomètre.

L'enregistrement se fait en noir sur blanc (Fig. 5) pour permettre l'analyse photoélectrique des fréquences par le procédé anglais décrit dans l'article cité de G.E.R. Deacon. Les tops de temps que l'on remarque à la partie inférieure ont lieu toutes les 30 secondes. Au début de chaque enregistrement, l'horloge (H) est photographiée, ainsi qu'un compteur de demi-journées. On connaît ainsi le jour et l'heure du début de chaque enregistrement.

Ceci est en effet nécessaire, car plusieurs cadences sont prévues pour les enregistrements. Ils peuvent être déclenchés par le mécanisme d'horlogerie contenu dans la boîte de commande (C), toutes les 12 heures, toutes les 2 heures, ou de façon continue. L'autonomie de fonctionnement est alors respectivement de 3 mois, 15 jours ou 4 jours. Trois des interrupteurs que l'on voit à la partie gauche de (C) permettent de réaliser l'une ou l'autre de ces cadences. Les autres sont destinés aux vérifications avant le mouillage.

Nous essayons actuellement sur quelques appareils un dispositif à contact manométrique qui permet de déclencher les enregistrements dès que la houle dépasse un certain creux. Nous avons prévu que l'enregistrement courant aurait lieu toutes les 12 heures, et que l'intervalle serait ramené à 2 heures lorsque la houle serait supérieure à la valeur demandée par l'utilisateur, mais d'autres modes de fonctionnement sont possibles, moyennant de légères modifications de la boîte de commande.

Le contrôle de la verticalité au moment du mouillage se fait au moyen d'un contacteur à mercure logé dans le petit tube que l'on voit sur la figure 1 en haut du boîtier. Ce contacteur est relevé par le fil électrique qui le relie à la surface une fois le mouillage terminé.

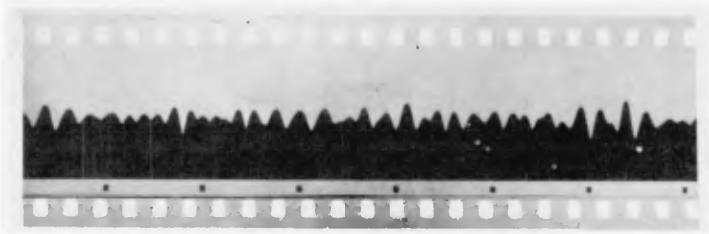


Fig. 5

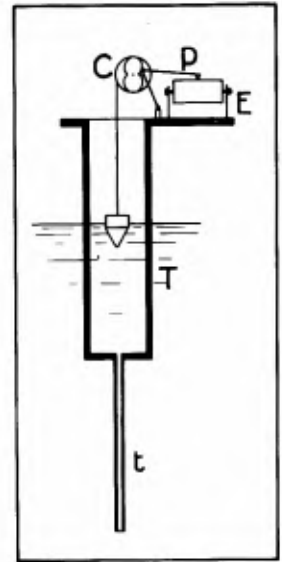


Fig. 6

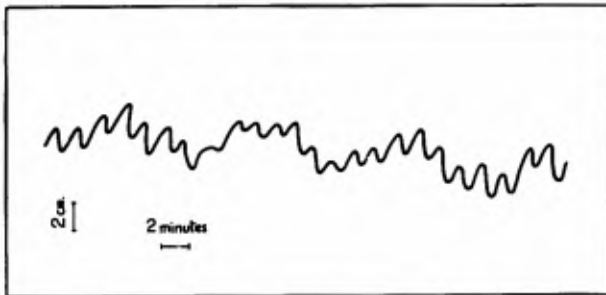


Fig. 7

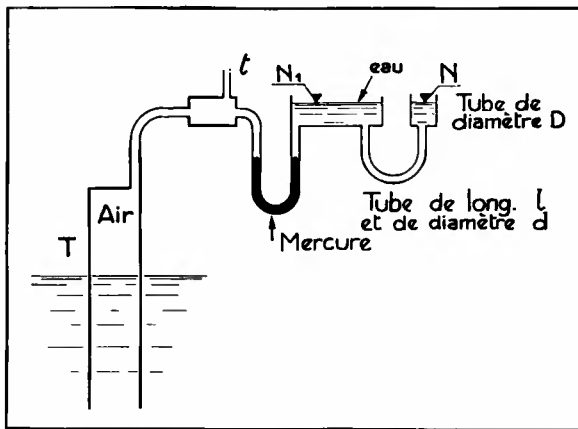


Fig. 8

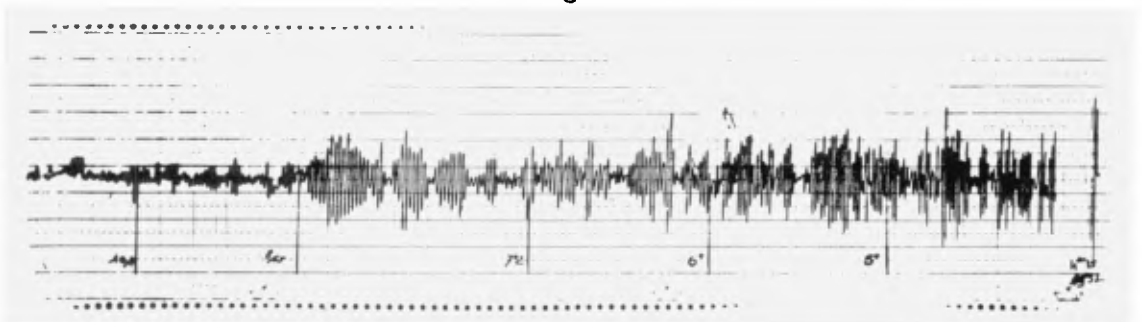


Fig. 9

L'appareil décrit ci-dessus a nécessité une longue mise au point, en particulier en ce qui concerne les étanchéités à l'air des chambres (P) et (D), des prises de pression (p) et du manomètre (M). Par contre, la partie horlogerie a toujours fait preuve d'une parfaite robustesse, ce dont on aurait pu douter au départ, mais a nécessité une mise au point au Laboratoire.

Notons enfin que la partie enregistreur est conçue pour fonctionner avec un galvanomètre antivibratoire Schlumberger, de façon à permettre l'enregistrement de toute grandeur que l'on peut transformer en courant électrique (température, salinité, etc...). En particulier, nous utilisons quelquefois un manomètre à strain-gauges, dont l'intérêt est de comporter plusieurs sensibilités. On passe de l'une à l'autre au moyen d'un contacteur, tandis qu'avec l'appareil à manomètre, il faut changer de manomètre pour changer de sensibilité, inconvéniént qui est toutefois compensé par une plus grande simplicité.

#### ENREGISTREUR DE HOULES LONGUES (Figure 6)

Nous avons réalisé cet appareil dans le but de déceler les houles longues, dont les périodes sont de l'ordre de quelques minutes.

Il fallait pour cela éliminer les houles courantes. Elles masquent en effet ces houles longues, dont l'amplitude est faible, de l'ordre de quelques centimètres.

Pour cela, on amortit les fluctuations de niveau rapides au moyen d'un puits de mesure à grande période propre, qui consiste en un tube (T) de grand diamètre (30 cm) relié à la mer par un tube plus fin (t) (diamètre : 1,4 cm - longueur : 2 cm). Le niveau à l'intérieur de (T) suit en pratique les houles longues et la marée.

Pour conserver une échelle importante (1 cm sur le papier représente en effet 3 cm de variation de niveau) sans trop augmenter la largeur du papier d'enregistrement, une came (C) actionnée par le flotteur agit sur la plume (P), de façon à ce que la plume se trouve toujours entre les limites de l'enregistrement quel que soit le niveau. La came est dessinée de façon à ce que la correspondance entre le niveau et l'inscription soit linéaire.

Cet appareil est très simple et fonctionne bien. Les difficultés ont consisté surtout dans l'obtention d'un minimum de frottement, nécessaire si l'on veut pouvoir obtenir avec un flotteur de petite taille l'enregistrement de houles très faibles (quelques mm). C'est d'ailleurs la raison pour laquelle on utilise l'inscription par plume et encre, qui conduit à un frottement faible. L'inscription sur papier Télédeltos a été éliminée pour une autre raison, qui est que l'appareil, conçu pour fonctionner dans les pays d'outre-mer, ne doit comporter aucun organe électrique.

La figure 7 est une reproduction d'un enregistrement obtenu à l'île de la Réunion. On y remarque deux périodicités très nettes, l'une de 90 secondes environ, l'autre de 10 minutes.

ENREGISTREUR SELECTIF

Cet appareil est conçu pour donner directement une analyse sommaire des périodes de la houle entrant dans un port. Il est constitué d'une série de résonateurs accordés sur diverses périodes couvrant la gamme des périodes qui se présentent dans le port. Par exemple, l'appareil que nous avons utilisé à Dunkerque comportait les résonateurs suivants : 4,15 - 5 - 6 - 7,2 - 8,6 et 10,4 secondes. On fait agir la houle naturelle successivement sur chacun de ces résonateurs, dont on enregistre le mouvement. La figure 9 est un enregistrement effectué à Dunkerque. On y voit nettement deux houles, l'une dont le spectre des périodes est groupé autour de 5 secondes, l'autre ayant des périodes voisines de 7 secondes.

Si l'on a des enregistrements de ce type dès que la houle dépasse un certain creux, on peut savoir quelles sont les périodes les plus fréquemment rencontrées et par exemple, étudier la protection contre la houle surtout pour ces périodes, en veillant bien à ce que les ouvrages du port n'aient pas des périodes propres voisines. En effet, le fait que la houle naturelle fasse osciller un résonateur de mesure montre bien qu'elle fera osciller l'eau dans un bassin ayant la même période propre.

L'appareil a été réalisé de la façon suivante : les variations du niveau de l'eau sont transformées en variations de pression d'air dans la partie haute du tube (T) (Fig. 8). Un tube fin (t) communiquant avec l'extérieur permet que la pression moyenne soit toujours la pression atmosphérique. La pression d'air est appliquée à un tube en U contenant du mercure qui transmet ses variations au niveau (N<sub>1</sub>) de l'eau d'une cuve. Ce dispositif a pour but de diminuer les variations de pression que l'on fera agir sur les résonateurs. Ceux-ci sont constitués par un tube de longueur l et de diamètre d, débouchant dans un pot de diamètre D. La période propre en est approximativement  $2\pi\sqrt{l D/g d}$ . L'amortissement du circuit dépend de d. On trouvera dans l'ouvrage sur la mesure des pressions variables cité en référence tous les éléments pour calculer ces résonateurs. Afin de rester dans le domaine des oscillations laminaires, on utilise de très faibles variations des niveaux (N<sub>1</sub>) et (N). Dans l'appareil de Dunkerque, le pot (N) est relié à la cuve par 6 tubes de différentes longueurs débouchant au fond de la cuve suivant une circonférence. L'ensemble de ces orifices est couvert par une plaque circulaire comportant une seule ouverture pouvant être mise successivement en regard des 6 orifices. L'enregistrement du niveau (N) est effectué par un limnigraphe à pointe vibrante.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Valembois J. (1949). Un manomètre enregistreur de pressions sous-marines. (La Houille Blanche - n° spécial B - 1949).
- Valembois J. (1948). La mesure des pressions variables (Hermann, éditeur).
- Deacon G.E.R. (1951). Analysis of sea waves (Gravity waves - National Bureau of Standards Circular 521, p. 209).



## RESUME

## WAVE RECORDERS DESIGNED AT CHATOU

J. Valembois

Description of the different types of wave recorders designed at Chatou Laboratory.

(1) Shore wave recorder

The pressure head is of the strain-gage type and it can be used to record large and small waves (a fraction of an inch), according to the large range of sensitivities of the strain-gage equipment (1 to 300). It is connected by an electrical cable to the recording unit. The maximum sensitivity should permit the recording of waves of very low amplitude (forerunners, surfbeats, etc.). The pressure cell is located on the sea bed, a hydraulic filtering device permits the measurement of the difference between the actual and the mean pressure.

(2) Self-contained recorder

The shore wave recorder cannot be used very far from the coast without becoming very expensive.

The self-contained recorder is housed in a waterproof case and contains the pressure head, the recording unit and a battery which enables it to record continuously during 100 hours. This time of operation is divided into 20 minute records, which can be made each 12 hours (during 3 months), each 2 hours (during 15 days) or continuously.

The record is made on 35 mm film, as the limit between a black and white zone, in order to permit a photoelectric frequency analysis. In front of each record, the time, day, and any element wanted (number of the manometer, location, etc...) are photographed.

The case is 25 inches wide and 25 inches high. The weight of the apparatus is approximately 500 pounds.

(3) Long period wave recorder

This is a float type level recorder intended to be placed in a harbor for recording long period waves (period of some minutes). This apparatus is very simple and operates without any electrical element. The ordinary waves are damped by the inertia of water in a tube connecting the float well to the sea. The scale of the record is large ( $1/3$  of the actual level variations).

(4) Selective recorder

This apparatus gives a coarse frequency analysis of the waves entering a harbor at the same time as they are recorded. The variations of water level are transformed into air pressure variations and transmitted to a series of six resonators covering the range of 4 to 12 seconds (this apparatus was designed for Dunkirk harbor). The movement of each resonator is recorded during 5 minutes. The records obtained permit one to know how the water will oscillate in the structures of the given harbor, according to their period of resonance, under the action of natural waves.

## Chapter 14

### A CAPACITANCE-WIRE RECORDER FOR SMALL WAVES

M.J. Tucker, B.Sc., A.Inst.P.

H. Charnock, M.Sc., D.I.C., A.Inst.P.

National Institute of Oceanography, Great Britain

For some years there has been an increasingly urgent requirement for a satisfactory device for the measurement of small waves such as those in harbour models and wave tanks. Many earlier instruments developed for this purpose used floats, but these suffer from certain practical disadvantages. In particular a large arm is necessary to transmit the motion of the float to the measuring device, which must be well clear of the water surface, and this arm introduces inertia and hence lag into the system. To reduce this lag the float has to be fairly large, and it cannot be regarded as measuring the wave height at a point on the surface. The device described below, in which the capacitance between an insulated copper wire and the surrounding water is measured (figure 1), does effectively measure the height at a point on the surface and has given satisfactory results in several applications.

Instruments working on this principle are used in many hydraulics laboratories, and a description of those used at the Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique has been given by Boudan in "La Houille Blanche", Vol. 8, p. 526 (Aug.-Sept. 1953). The National Institute of Oceanography demonstrated one of these wave recorders at the Conversazione of the Institution of Civil Engineers in June 1952, and it was briefly reported in the July 1952 issue of "The Dock and Harbour Authority". The instrument described below appears to be simpler than others at present in use, and the authors feel that a description of it will be of general interest.

#### THE MEASURING HEAD

The measuring head consists of an insulated wire stretched vertically through the water surface between two supports. In practice it is convenient, where it is permissible, to loop the wire round the bottom support and bring it back up to the top support, since this avoids the necessity of insulating the lower end (figure 2). The wire we have mostly used up to the present time is 24 s.w.g. copper wire insulated with medium thickness 'Lewmex' enamel giving a capacitance of about 15  $\mu\text{F}$  per cm. So far none of our measured curves of the capacitance of the measuring head against water height for a head made with this wire has deviated from the best straight line by more than 1% of the maximum capacitance (a rapid calibration of a previously dry wire must be made - see below). Some of the other types of wire we have tested have not been satisfactory in this respect. If the wire is handled carefully during construction of the head, it is unusual for a test at 250V D.C. to reveal faulty insulation. A major disadvantage of this type of insulation is

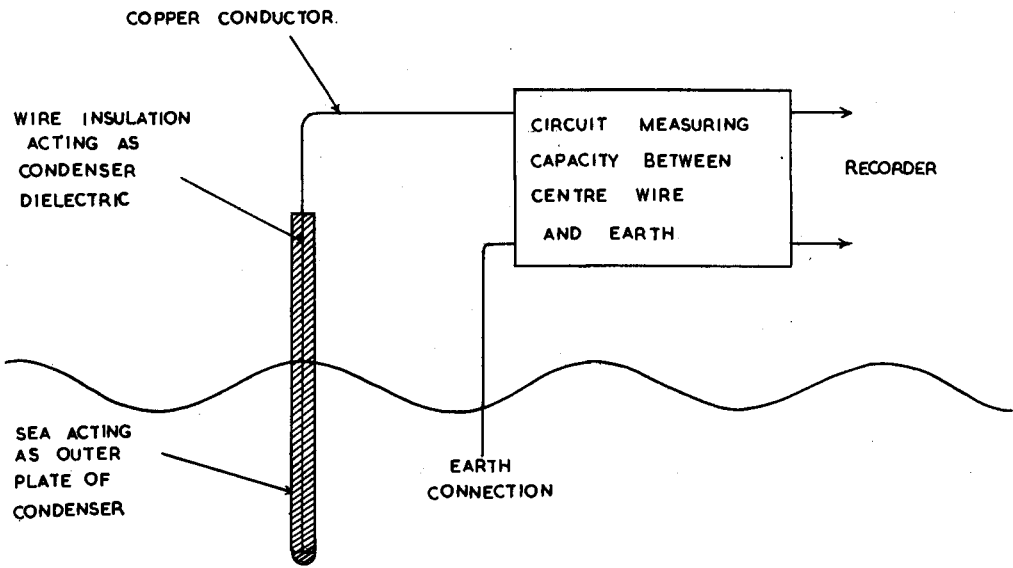


Fig. 1. The principle of operation of the instrument.

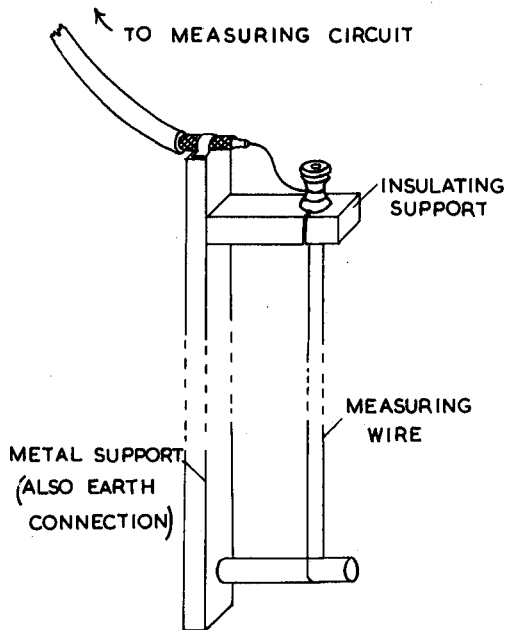


Fig. 2. The measuring head.

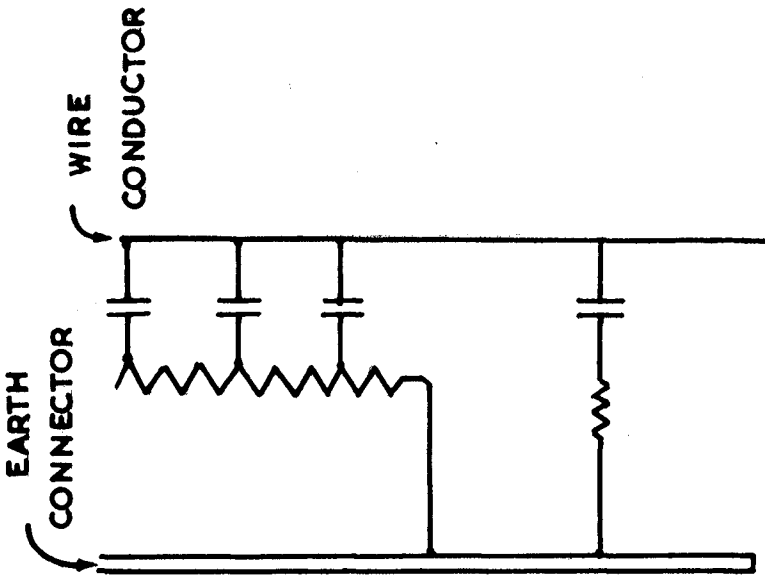


Fig. 4. The approximate equivalent circuit of the measuring head. The upper set of resistors and capacitors represent the film of water round the wire just above the water surface. Below is represented the capacitance of the wire in series with the resistance of the path in the main body of the water.

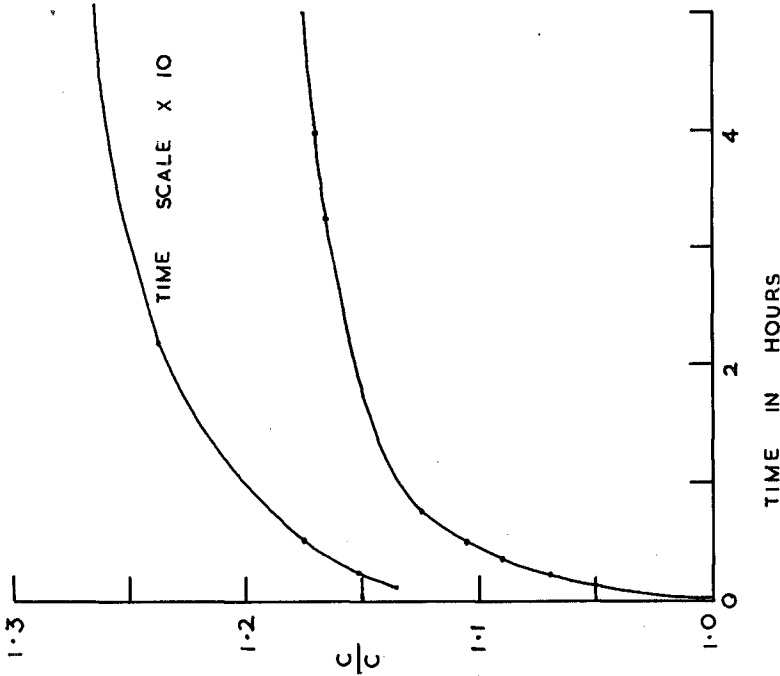


Fig. 3. The increase with time of the capacitance of a 24 s.w.g. copper wire insulated with "Lewmex H.F." enamel and completely immersed in water.

its property of slowly absorbing water and increasing its dielectric constant, causing an increase in the capacitance of the wire (figure 3). The effect is serious for accurate work, but for many purposes can be overcome by keeping the wire out of the water except during the actual periods of measurement. It is also advisable to calibrate the wire at regular intervals. If the wire is left permanently in position, the sensitivity of the underwater part of the wire increases and a non-linear characteristic results. Water absorption can be avoided by using wire insulated with polythene, whose water absorption is negligible, but the only suitable wire of this type which the authors have been able to obtain (20 s.w.g. copper with 0.024 in. radial thickness of polythene) has comparatively thick insulation and gives a capacitance of approximately  $2 \mu\text{F}$  per cm. This, unfortunately, is too low for the authors' most important application, which is measuring waves on a reservoir where the measuring head has to be at the end of up to about 100 metres of coaxial cable with a total capacitance of about  $0.01 \mu\text{F}$ . However, it is satisfactory for use with up to 10 metres of coaxial cable, which is adequate for most model work.

Surface tension produces a meniscus which rises about 0.5 mm up the Lewmex wire and about 1 mm up the polythene wire, but the static value of this height will be more or less constant when the wire is in use and the static errors introduced will not be large. If the water level drops rapidly a thin film of water may be left round the wire, acting as a conducting sheath giving a spurious increase in capacitance. This problem is not so serious as might at first appear, since we have found experimentally that it is not possible to wet the thin wires used for measuring small waves. However, viscosity will prevent the water leaving the wire instantaneously as the level falls, and the thicker wires which have to be used to measure large waves may be permanently wetted. Now most methods of measuring a capacitance use a sinusoidal oscillating voltage, and the effect of the water film round the wire can be minimised by choosing the correct frequency for this voltage. If we consider the capacitor formed by an upper part of the film of water, the current through this capacitor has to pass through the lower part of the film before reaching the main body of the water. The equivalent circuit is of the type shown in figure 4. If the resistance is sufficiently high compared with the impedance (the A.C. equivalent of resistance) of the capacitor, this will be effectively isolated and will not be measured. The impedance of a capacitor decreases as the frequency increases, so that the resistances become comparatively larger and the effect of the film decreases. The upper limit of frequency is reached when the effective resistance  $R$  of the main body of water which is in series with the capacitance  $C$  of the underwater part of the wire becomes appreciable. It can be shown that for the part of the wire below the surface

$$R/Z = 10^{-12} \rho K f [\log_e(2S/D_2)] / 1.8 \log_e(D_2/D_1)$$

where  $Z = 1/\omega C$  is the impedance of the capacitance of the wire

$\rho$  is the resistivity of the water

$K$  is the dielectric constant of the wire insulation

$f$  is the frequency

$D_1$  is the diameter of the conductor

$D_2$  is the overall diameter of the wire

$S$  is a distance which may be termed the effective distance of the wire from the earth conductor. If the wire continued to the bottom of the tank, assumed to be an insulator, and the earth electrode was a cylinder also extending from the surface to the bottom,  $S$  would be the radius of this cylinder.

Substituting values of  $K$ ,  $D_1$  and  $D_2$  corresponding to 24 s.w.g.

'Lewmex H.F.' wire, and typical values for  $\rho$  and  $S$ ,

$$\rho = 1000 \text{ ohm cm (corresponding to about 0.1\% NaCl)}$$

$$K = 3.6$$

$$D_1 = 0.056 \text{ cm}$$

$$D_2 = 0.062 \text{ cm}$$

$$S = 10.0 \text{ cm}$$

$$\text{giving } R/Z = 1.12 \times 10^{-7} f.$$

For a typical polythene-insulated wire

$$K = 2.3$$

$$D_1 = 0.091 \text{ cm}$$

$$D_2 = 0.21 \text{ cm}$$

$$\text{and } R/Z = 6.7 \times 10^{-9} f.$$

The maximum permissible value of  $R/Z$  depends to some extent on the type of measuring circuit used, but is probably of the order of 0.1, which would give a maximum frequency of about 1 Mc/s for the Lewmex-coated wire and about 20 Mc/s for the polythene-coated wire. However, the value of  $\rho$  varies greatly and might in certain cases reach 10 times the value used above, so that a large factor of safety has to be allowed.

A further limitation to the maximum frequency is the length of the cable connecting the measuring head to the electronic circuit. The electromagnetic wavelength in the cable corresponding to the frequency used must be long compared with the length of cable if resonance effects are to be avoided. Even with the maximum length of cable specified below, which is only about  $1/30$  of a wavelength, an appreciable increase in sensitivity occurs and the head must be calibrated with its cable connected in circuit. It is also desirable that the frequency used should not correspond with that of a widely used radio programme, though the amount of power radiated will be extremely small. Taking these factors into account, a frequency of 60 kc/s was chosen for use with the Lewmex-insulated wires (maximum cable length 100 metres) and 600 kc/s for use with the polythene-insulated wires (maximum cable length 10 metres).

### THE ELECTRONIC CIRCUITS

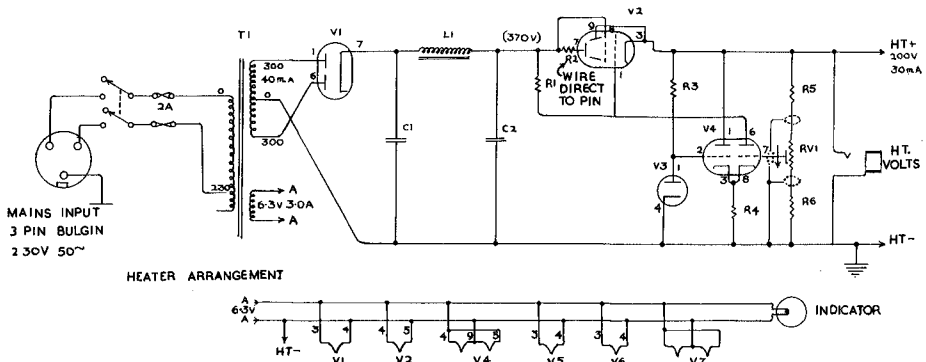
The two commonly used methods of detecting a small change in capacitance are to cause it to unbalance a bridge, or to cause it to change the frequency of an oscillator and then to detect this change in frequency. Though at first sight the bridge method appears to be the more straightforward approach, in practice it involves considerable complication since it requires an oscillator, amplifier, phase-sensitive detector and output stage. The second, or frequency-modulation method is simpler, requiring an oscillator, frequency-deviation detector and output stage. It is interesting to note that a bridge-type circuit developed by the David Taylor Model Basin (unpublished report) uses seven active valve elements, i.e., triodes or pentodes, up to the point corresponding to the grid of our output stage, whereas we have only one active valve up to this point.

Figure 5 shows a battery-operated circuit suitable for use with a Lewmex-insulated wire measuring head at the end of up to 100 metres of cable, and figure 6 shows a mains-operated circuit suitable for use with a polythene-insulated wire measuring head at the end of up to 10 metres of cable. Both circuits are similar in principle. The changes in capacitance of the measuring head alter the resonant frequency of a valve-maintained inductance-capacitance tuned circuit. A voltage from this circuit is fed to a frequency discriminator similar in principle to that used in most F.M. radio receivers, and this is followed by a simple D.C. amplifier output stage.

It is desirable to have an oscillator whose amplitude is as stable as possible against changes in the damping of the tuned circuit, since the frequency discriminator imposes a considerable load which varies with the frequency deviation, and the insulation resistance of the measuring head is not always very high. A bridge-stabilized oscillator







**N.B.** WIRES CARRYING 600 KC/S SHOULD BE AS SHORT AND RIGID AS POSSIBLE  
 CABLE TO MEASURING HEAD MUST NOT BE LONGER THAN 10 METRES

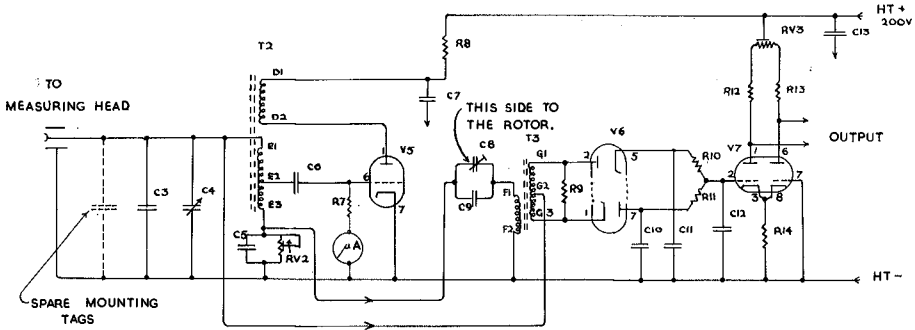


Fig. 6. 600-kc/s mains-operated circuit. The upper circuit is the stabilized power supply. (For components schedule, see below).

Component schedule for Figure 6.

C1 8 $\mu$ F 400V D.C. Working	K ohms
C2 8 $\mu$ F " " "	RV1 25
C3 0.002 $\mu$ F Mica (To be adjusted as necessary to compensate for the capacitance of the lead to the measuring head)	RV2 1
C4 100 $\mu$ F (Zero Control)	RV3 5
C5 0.01 $\mu$ F	T1 Gardner's Radio R173 or other suitable transformer
C6 470 $\mu$ F	T2 Core: Galalloy 0.5GV dust core
C7 0.1 $\mu$ F	Primary: (D <sub>1</sub> , D <sub>2</sub> ) 50 turns 26 s.w.g. 'Lewmax H.F.'
C8 20 $\mu$ F	Secondary: (E <sub>1</sub> , E <sub>2</sub> , E <sub>3</sub> ) 16 turns centre tapped 26 s.w.g. 'Lewmax H.F.'
C9 70 $\mu$ F	T3 Core: Galalloy 0.5GV dust core
C10 0.01 $\mu$ F	Primary: (F <sub>1</sub> , F <sub>2</sub> ) 60 turns 26 s.w.g. 'Lewmax H.F.'
C11 0.01 $\mu$ F	Secondary: (G <sub>1</sub> , G <sub>2</sub> , G <sub>3</sub> ) 120 turns centre tapped 30 s.w.g. 'Lewmax H.F.'
C12 0.01 $\mu$ F	V1 CV 493 (60k)
C13 0.1 $\mu$ F	V2 CV 2136
L 9 Henry 50 mA	V3 CV 449 (8542)
K ohms	V4 CV 492 (124K7)
R1 150 $\pm$ 5% $\frac{1}{2}$ W Grade 1	V5 CV 133 (50k)
R2 0.1 $\pm$ 20% $\frac{1}{2}$ W Grade 2	V6 CV 410 (64L5)
R3 26 $\pm$ 1% Composite Grade 1	V7 CV 451 (12K17)
RL 47 $\pm$ 5% $\frac{1}{2}$ W Grade 1	$\mu$ A 500 $\mu$ A F.S.D.
R5 150 " " "	
R6 100 " " "	
R7 33 " " "	
R8 2.2 $\pm$ 20% 1W Grade 2	
R9 220 $\pm$ 5% $\frac{1}{2}$ W Grade 1	
R10 150 " " "	
R11 150 " " "	
R12 3.5 $\pm$ 5% $\frac{1}{2}$ W	
R13 3.3 " " "	
R14 0.53 " " "	

would be best in this respect, but has the disadvantage of being comparatively complicated and of consuming more H.T. and L.T. power than simple oscillators - an important point in the battery-operated circuit. The best simple oscillator uses a triode maintaining valve with grid bias obtained by rectifying the oscillator voltage, and this also has the minor advantage that the amplitude of oscillation may be monitored simply by connecting a D.C. meter in series with the grid-leak resistor. The bias is obtained by grid rectification in the mains-operated circuit, but in the battery circuit a germanium diode is used since the grid of a 1S5, even when connected to the diode unit, will not rectify efficiently with the low-value grid-leak resistor made necessary by the meter.

The frequency discriminator works by first converting the frequency deviation into a phase shift. This is achieved by means of a series tuned circuit driven from a low impedance: the voltage across the inductance is  $90^\circ$  out of phase with the driving voltage at resonance, and this phase shift increases at lower frequencies and decreases at higher frequencies. In figure 6 this circuit is formed by C8 and C9 and the primary of T3. Owing to the effect of stray capacitances and inductances, the phase on the secondary of T3 at resonance is not quite the theoretical value, and has to be corrected empirically using RV2. (In practice this resistance is adjusted till the overall calibration curve is symmetrical about zero output.) The voltages appearing on the secondary of T3 are shown in figure 7. The voltage at G1 is rectified positively, that at G3 is rectified negatively, and half the sum of the rectified voltages appears on the grid of the output stage. It will be seen that a D.C. voltage is produced which is proportional over a limited range to the deviation of the oscillator frequency from the resonant frequency of the discriminator.

An interesting phenomenon occurs owing to the coupling of the two resonant circuits. The impedance of a series resonant circuit is purely resistive at the resonant frequency, but above resonance it has an inductive component and below resonance a capacitive component. Thus, if an increase in the capacitance of the measuring head lowers the oscillator frequency, the discriminator resonant circuit will effectively connect a further capacitor across the oscillator circuit, and will further lower the frequency. If the coupling and Q of the discriminator circuit are high enough, this process can become unstable and the oscillator frequency will give a sudden large jump for a minute change in the capacitance of the measuring head. For this reason the coupling must be kept low.

In the battery circuit it is necessary to compensate for slow changes in the battery voltages, which would otherwise alter the sensitivity. It is particularly important to keep the amplitude of oscillation constant, and this is achieved by varying the H.T. voltage using RV3 (figure 5). This adjustment will also greatly reduce variations in the gain of the output stage.

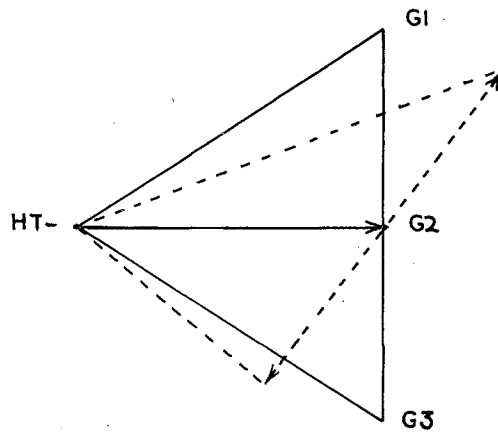


Fig. 7. The voltage relationships in the frequency discriminator. (Refer to Fig. 6.)

The full lines show the voltages at resonance; the broken lines show the voltages when there is a frequency deviation.

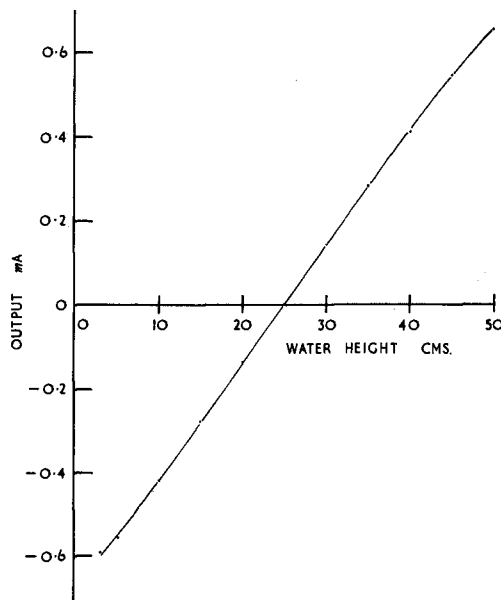


Fig. 8. Typical overall calibration curve using the circuit of Fig. 5 and a measuring head of 24 s.w.g. "Lewmex H.F." insulated wire. The curve was obtained by keeping the wire immersed for some days and then reducing the water level in stages. The output was measured with a 500-ohm meter connected directly between the output anodes.

An attempt was made to replace the thermionic diodes in the battery circuit by germanium-crystal diodes, but these were found to be extremely noisy. Very small selenium rectifiers were then tried, which reduced the noise by a factor of about 10 but introduced a large amount of drift. Copper oxide rectifiers have too large a capacitance to be used at these frequencies, and silicon diodes have a ratio of backwards to forwards resistance which is too low to give efficient and stable rectification.

In an instrument built to the circuit of figure 5, the drift in output zero corresponded to a change in the capacitance of the measuring head of about  $15 \mu\text{F}$  during the first 10 minutes after switching on, and subsequent drift over a period of two hours was equivalent to less than  $5 \mu\text{F}$ .

#### METHODS OF RECORDING

The frequency of the waves which these instruments will be used to measure is usually too high for the ordinary graphic pen recorders. We normally use fast mirror galvanometers recording on photographic paper, and our circuits are designed to drive such a system. Some users may prefer a fast pen recorder, of which there are several types now on the market, and these are usually provided with a special driving amplifier which may be coupled directly to the output of the frequency discriminator.

#### ACCURACY

The main limitation to the accuracy of the instrument is probably the lag caused by viscosity. If the water level is raised and lowered rapidly the shape of the meniscus can be seen to change, but the authors have been able to think of no satisfactory way of measuring the effect on the capacitance of the measuring head. In practice, it will probably result mainly in a time lag and is unlikely to produce an error in amplitude of more than about 2 mm.

The rapid fluctuations in the output produced by the circuit itself have an r.m.s. amplitude corresponding to a change in capacitance of about  $0.5 \mu\text{F}$  in the circuit shown in figure 5, and corresponding to a change in capacitance of about  $0.01 \mu\text{F}$  in the circuit of figure 6 (recorded with a 7-c/s galvanometer critically damped). The slow drift may be a nuisance, but will not produce errors in the measurement of wave height. The non-linearity of the calibration curve (figure 8) may be allowed for, if necessary, when measuring the records.

#### ACKNOWLEDGMENT

The authors are indebted to Mr. R.W. Burling, who has used these instruments extensively for measuring waves on a reservoir, for his assistance with testing the instruments and for valuable suggestions.

ENREGISTREUR A FIL A CAPACITE POUR LES ONDES  
DE FAIBLE AMPLITUDE

M.J. Tucker, B.Sc., A.Inst.P.

H. Charnock, M.Sc., D.I.C., A.Inst.P.

National Institute of Oceanography, Grande Bretagne

RESUME

Un dispositif est décrit pour la mesure des variations de hauteur du niveau de l'eau le long d'un mince fil vertical. Il convient pour la mesure d'ondes dans les modèles de ports et dans les réservoirs à houle et a été utilisé pour mesurer des ondes depuis quelques mm à 50 cm de crête à creux. Le fil est en cuivre isolé et l'on mesure la capacité entre le conducteur en cuivre et l'eau environnante, l'isolant constituant le diélectrique: l'eau agit comme bon conducteur dans cette application. Cette capacité et la réponse de l'appareil varient linéairement avec le niveau de l'eau.

## Chapter 15

### ENREGISTREMENT GRAPHIQUE DU PROFIL D'UNE HOULE DE LABORATOIRE ANALYSE HARMONIQUE

L. Santon

Professeur à la Faculté des Sciences

Directeur Technique des Laboratoires de Mécanique des Fluides  
de l'Ecole Nationale Supérieure d'Electrotechnique et d'Hydraulique  
de Grenoble

L'appareil qui est décrit dans la présente communication et que j'ai réalisé avec la collaboration de M. Marcou, a fait depuis deux ans, sous la désignation de S.M. l'objet de diverses publications (1), (2), (3). Mais, tandis que l'utilisation première de l'appareil avait été, au sens propre, la représentation du profil instantané d'une houle, il est apparu, à la réflexion, que ce seul but restreignait singulièrement les possibilités de l'instrument. C'est, plus généralement et plus précisément encore, la loi d'évolution de la cote en fonction du temps ou, si l'on accepte cette expression imagée : "le profil dans le temps" d'une surface libre animée d'un mouvement périodique que l'on peut obtenir. En particulier, c'est l'étude du profil dans le temps et non celle du profil instantané dans l'espace qui permet l'analyse harmonique.

Cette considération, jointe à celle des perfectionnements successivement apportés à l'appareil, nous ont paru justifier que soient reprises la théorie et la description du dispositif.

Notre collègue, M. Julien Kravtchenko, nous a apporté de nombreuses et utiles remarques sur la théorie, aussi bien que sur les possibilités de l'appareil. M. Marcou a effectué les très nombreux enregistrements. Nous sommes heureux de rendre hommage à leur concours.

#### 1 - PRINCIPE DE L'APPAREIL

1.1.- Avant de rappeler le principe de l'appareil, nous tenons à préciser les limites de son emploi. Sous sa forme actuelle, il permet l'étude sur une verticale donnée, - et même sur deux verticales distinctes - de la variation de la cote  $z$  de la surface libre en fonction du temps  $t$ , sous l'action d'un générateur périodique animé par un mouvement de rotation uniforme. Il permet l'enregistrement fidèle de toute loi  $z = f(t)$ , respectant la périodicité du générateur, c'est-à-dire présentant soit la période du générateur, soit celle de ses harmoniques. Il met pratiquement en évidence

toute perturbation, qu'il s'agisse d'un phénomène non périodique, ou d'un phénomène dont la période n'est ni celle du générateur ni l'une de ses sous-multiples.

Précisons encore qu'il est possible d'envisager, au prix de certaines modifications et complications de l'appareil, son application à l'enregistrement d'une loi de variation quelconque de la cote de la surface libre en fonction du temps.

1.2.- On peut schématiser les dispositifs existants en disant qu'ils se ramènent à la mesure de la variation d'une grandeur en fonction du temps, le plus souvent la profondeur d'immersion d'une pointe. Dans notre appareil ce qui est enregistré, c'est l'instant où la surface libre atteint l'extrémité d'une pointe, soit à l'immersion, soit à l'émergence. Il n'est donc plus nécessaire de mesurer une grandeur, mais seulement de détecter l'apparition ou la disparition d'un phénomène. L'inscription se fera donc par "tout ou rien" et l'on conçoit que, dans une telle réalisation, l'inertie de l'appareil enregistreur puisse être rendue pratiquement nulle.

L'inconvénient de l'appareil est qu'il ne donne que l'instant où une cote déterminée est atteinte, c'est-à-dire que la loi  $z = f(t)$ , n'est connue que pour une valeur particulière  $z_1$  de  $z$ . Pour avoir d'autres points de la courbe, on peut songer à prendre un grand nombre de pointes dont les extrémités seraient à des cotes  $z_2, z_3, \text{etc.}$  Nous avons préféré, dans notre réalisation simple, utiliser la périodicité du phénomène principal pour n'employer qu'une seule pointe en faisant varier lentement la cote de son extrémité en fonction du temps, de sorte que les solutions en  $t$  des équations :

$$z_2 = f(t) \qquad z_3 = f(y) \qquad \text{etc.}$$

seront obtenues non pas au cours d'une même période, mais au cours des périodes successives.

Ainsi, pour opérer aux différentes cotes, il est nécessaire d'attendre les périodes successives, et, par suite, d'admettre que le phénomène se reproduit identiquement au cours des périodes successives. Cet inconvénient ne nous a pas paru de nature à diminuer l'intérêt de notre dispositif, car il nous semble qu'un batteur qui n'engendrerait pas un phénomène rigoureusement périodique ne saurait être que d'une utilité réduite dans un laboratoire. Nous pensons même que la minute, ou parfois les quelques minutes nécessaires pour obtenir chaque enregistrement, constituent un excellent moyen pour que l'expérimentateur soit, chaque fois, obligé de contrôler la régularité absolue du phénomène.

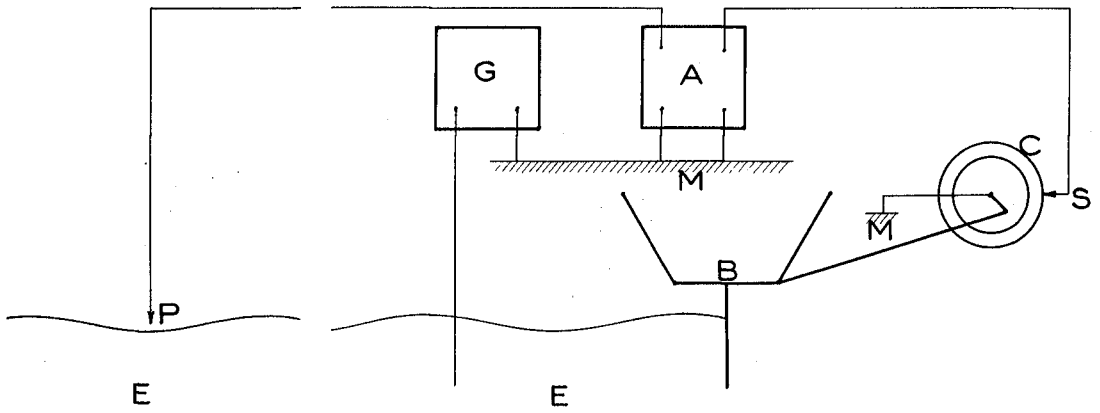


Fig 1 - Schéma de principe des montages mécanique et électrique de l'enregistreur.

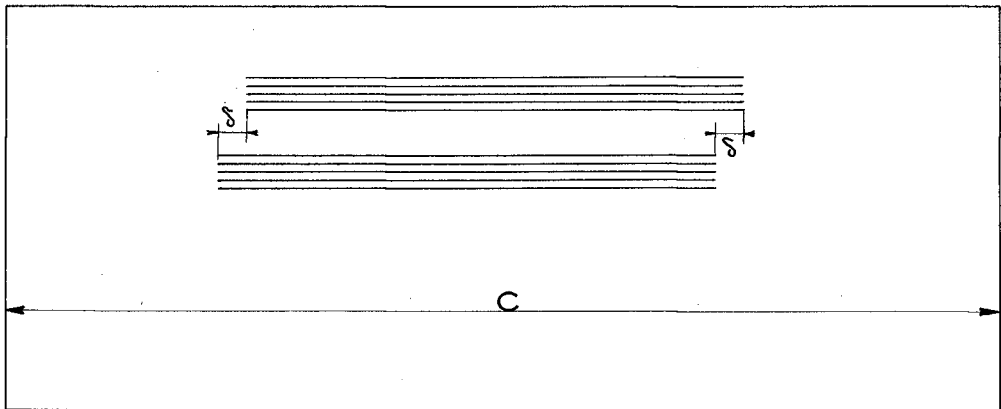


Fig 2 - Enregistrement permettant le calcul de la longueur d'onde.



Un tel dispositif n'élimine pas l'objection de principe qu'une perturbation assez brève peut se produire dans une certaine zone de cotes, cependant que la pointe, placée à cet instant dans une zone de cotes assez éloignée, ne peut pas l'enregistrer. En fait, toute perturbation doit intéresser par continuité un intervalle de cotes assez grand et il paraît impossible qu'elle puisse échapper totalement à un enregistrement, encore moins à la comparaison de plusieurs enregistrements successifs. Au reste, cette même objection de principe reste valable pour les appareils habituels, pour lesquels on peut craindre que l'inertie n'empêche l'enregistrement d'une perturbation trop rapide. D'autre part, il est possible, avec le S.M., de vérifier, qu'à une cote déterminée, quelconque d'ailleurs, le phénomène est rigoureusement périodique.

1.3.- Le principe de l'appareil est donné ci-après et le schéma des montages mécanique et électrique est reproduit dans la fig 1. Un générateur basse fréquence G à 5 000 Hz établit une faible différence de potentiel entre l'eau E du canal à houle et la masse M des appareils ; une pointe métallique P, dont l'extrémité inférieure est à la cote z, que nous supposons fixe pour l'instant, est reliée à l'une des bornes d'entrée d'un amplificateur A, l'autre étant la masse ; les bornes de sortie sont reliées : l'une à un stylet inscripteur métallique S en contact avec la surface d'un cylindre enregistreur également métallique C, l'autre à la masse à laquelle est aussi relié le cylindre C. Celui-ci est recouvert de papier conducteur à couche superficielle sensible "Télédelto" ; il est, d'autre part, mis en mouvement de rotation uniforme par liaison avec l'axe du volant V qui entraîne le batteur trois-barres B(4), (5), de sorte qu'il exécute un tour par période du batteur.

Si l'extrémité de la pointe est à une cote intermédiaire entre les niveaux extrêmes de l'eau, le courant ne passe que pendant la durée de l'immersion de cette extrémité et, après développement du papier sur un plan, on obtient un segment de droite. Il y a proportionnalité entre la longueur de ce segment et celle de la bande de papier, d'une part, et la durée de l'immersion et la période du batteur, d'autre part.

1.4.- Supposons maintenant que la pointe et le stylet soient montés sur des chariots animés de mouvements lents et uniformes, la première de haut en bas, le second horizontalement le long d'une génératrice du cylindre enregistreur. À chaque période se produit une inscription pour des cotes de plus en plus faibles. L'arc de cercle obtenu dans l'hypothèse précédente est remplacée par une succession d'arcs d'une même hélice, de pas très faible. Après développement du papier sur un plan, on obtient des droites parallèles très légèrement inclinées sur le développement d'une section droite du cylindre enregistreur. L'ensemble de ces traits constitue, en hachures fines et régulières, le profil de la loi :  $z = f(t)$ .

1.5.- Les chariots portant la pointe et le stylet sont entraînés par des vis hélicoïdales de même pas montées sur l'arbre de moteurs synchrones. Lorsque les moteurs synchrones ont la même vitesse,  $n$  tours par seconde, les cotes sont représentées en vraie grandeur sur l'enregistrement. Nous avons opéré avec  $n = 1$  tour par seconde, mais nous avons aussi souvent pris, pour la vis d'entraînement de la pointe, une vitesse de rotation trois fois plus faible, soit  $n' = 1/3$  t/s; les cotes sont alors agrandies 3 fois sur l'enregistrement. Cette technique nous a été très utile pour mettre en évidence les détails du profil ; l'enregistrement durait alors trois fois plus longtemps.

Si  $T$  mesure la période du batteur en secondes, l'espacement des traits est  $n.h.T$  mm, et, avec  $n = 1$  t/s et  $h = 1$  mm, il s'exprime en millimètres par le nombre  $T$ . Les périodes ayant varié de 0,6 à 1,3 s, l'espacement des hachures a été compris entre 0,6 et 1,3 mm. La longueur des enregistrements étant de 492 mm, la pente des hachures a été de l'ordre de  $1/500$ .

Remarquons encore que l'extrémité d'un trait pouvant être connue avec une précision de l'ordre du  $1/2$  mm, c'est avec une précision de l'ordre de  $T/1000$  que l'instant de l'immersion ou de l'émergence peut être déterminé. Il y a là, croyons-nous, une performance remarquable de l'appareil qui explique l'intérêt des résultats obtenus.

Signalons, d'autre part, que le cylindre enregistreur est entraîné par un système de pignons. Le plus fréquemment, la démultiplication employée a été 1, les pignons permettant seulement de désolidariser aisément le cylindre et le batteur. Mais, en changeant de pignons, nous avons pu faire tourner le cylindre à une vitesse angulaire double de celle du batteur ; cette disposition, que nous avons utilisée pour l'analyse harmonique, permet d'augmenter la précision avec laquelle le temps est mesuré. Nous n'avons d'ailleurs pas poussé davantage dans cette voie ; lorsque la vitesse de déroulement devenait trop grande, il se produisait un saut du stylet au passage du renflement correspondant au collage de la bande de papier qui nuisait à la netteté de l'inscription. L'obstacle n'était sans doute pas insurmontable, mais il nous est apparu que ce que nous avions obtenu était suffisant.

1.6.- La précision que nous obtenions sur la mesure du temps nous a paru diminuée, au moins lors de l'émergence, par la goutte qui se rassemblait à l'extrémité de la pointe et maintenait le contact un peu plus longtemps que ne l'aurait voulu la loi du mouvement. À l'immersion la présence d'une goutte, pendant à l'extrémité de la pointe, pouvait donner un contact prématuré. Nous avons réalisé une pointe recourbée, convenablement enrobée d'isolant jusqu'à son extrémité, qui seule était démodée. Après de nombreux essais, nous avons dû conclure que les enregistrements, bien que fidèles, manquaient de netteté au début et à la fin des traits, par suite de la conductibilité de la pellicule d'eau qui recouvrait l'isolant aux instants correspondants.

Les meilleurs résultats ont finalement été obtenus en utilisant une fine pointe d'acier, constituée par un rayon de roue de bicyclette convenablement affuté et fréquemment décapé à la toile émeri.

Signalons enfin que, pour éviter les effets de polarisation, la pointe a été attaquée sous une tension très faible. L'amplificateur donnait ensuite la tension nécessaire à l'inscription sur le papier.

1.7.- Nous avons été conduits à étudier simultanément l'évolution de la loi  $z = f(t)$  suivant deux verticales distinctes. En appliquant l'hypothèse de base sur laquelle est fondé l'emploi de notre appareil, nous aurions pu opérer successivement suivant les deux verticales et rattacher, pour les deux enregistrements, l'origine des temps à une position fixe du batteur, à un certain nombre de périodes près, évidemment. Nous avons craint que l'intervalle de temps assez grand ainsi que l'arrêt du batteur qui aurait séparé les deux enregistrements, ne permette au phénomène fin qui nous intéressait de se modifier. Aussi avons-nous préféré utiliser une deuxième pointe exploratrice, en tout point semblable à la première, alimentée par le même générateur B.F. mais avec un amplificateur distinct ; le stylet inscripteur était monté sur le même chariot que le premier, avec un décalage suffisant pour que les deux enregistrements ne se chevauchent pas. Cette particularité nous a empêché d'utiliser l'agrandissement  $\beta$  pour les cotes, si intéressant pour observer les particularités de la loi, mais les enregistrements simultanés nous ont permis de contrôler les observations faites sur les enregistrements distincts et à grande échelle. Une modification du cylindre enregistreur qui permettra de recueillir simultanément des enregistrements à grande échelle est d'ailleurs en cours.

## 2 - ETUDE D'UNE HOULE PURE

2.1.- La première des applications à laquelle nous avons songé, a été l'étude de la houle progressive produite dans un canal. D'une manière générale si  $x, y$ , désignent les coordonnées de l'intersection d'une verticale avec un plan horizontal de référence, la cote  $z$  de la surface libre en tout point est une fonction de  $x$ , de  $y$  et de  $t$  :

$$z = f(x, y, t)$$

Dans la première partie de notre exposé, comme nous n'avons envisagé qu'une position de la pointe, nous ne nous sommes intéressés qu'à la fonction  $z$  du temps. Si nous admettons maintenant que, dans le canal, on a

affaire à un phénomène progressif se propageant uniquement dans la direction de l'axe du canal, direction que nous prenons pour axe des  $x$ ,  $z$  sera seulement fonction de  $x$  et de  $t$ .

Considérons, en particulier, le cas d'une houle monopériodique de période  $T$ , c'est-à-dire ne possédant pas d'harmonique ; elle a, en profondeur constante, une longueur d'onde  $\lambda$  bien définie et  $z$  est fonction de  $t$  et de  $x$  par l'intermédiaire de la variable sans dimension :

$$\mu = \frac{t}{T} - \frac{x}{\lambda}$$

$$z = f(\mu)$$

L'enregistrement obtenu, qui nous donne, pour une abscisse fixe la loi reliant  $z$  à  $t$ , constitue aussi, à un instant donné, la représentation de la loi liant  $z$  à  $x$ . Dans le premier cas, si nous adoptons, pour lire le graphique, la longueur de la bande comme unité de longueur, l'unité de temps correspondante est la période ; dans le second cas, avec la même convention l'unité de longueur, pour mesurer les abscisses selon l'axe du canal, est la longueur d'onde. Sous cette réserve, l'enregistrement représente le profil instantané de la houle tel que pourrait le donner, par exemple, une photographie.

2.2.- Nous avons vu que les cotes sont reproduites sur nos enregistrements en vraie grandeur - ou agrandies 3 fois -, mais que pour passer aux profils réels, il est nécessaire de remplacer la longueur du cylindre par la longueur d'onde. Pour que le tracé conserve toute la précision de l'enregistrement, il faut connaître la longueur d'onde avec la même précision. C'est ce que notre appareil permet de faire dans des conditions inégalées, à notre avis.

Plaçons les deux pointes de mesure à une même cote que nous laissons invariable durant toute la mesure et à une distance  $d$  l'une de l'autre, comptée dans le sens de la propagation. Il est commode de choisir pour cette cote, celle du plan d'eau du canal au repos pour laquelle le réglage des deux pointes est particulièrement rapide et précis et pour laquelle la méthode a la précision maximum. On obtient alors, comme enregistrements, des arcs de cercle qui donnent des segments de droite, après développement (Fig 2). Il y a proportionnalité entre les décalages  $\delta$  des origines - ou des extrémités - des traits donnés par les deux pointes et la circonférence  $C$  du cylindre d'une part, et la distance  $d$  des deux pointes et la longueur d'onde  $\lambda$ , d'autre part, à un entier près  $k$  :

$$\frac{d}{\lambda} = \frac{\delta}{C} + k$$

Dans une première mesure, on prend  $d$  voisin de  $\lambda$  par suite  $k$  est égal à 1 et  $\delta$  a une valeur faible, positive ou négative. La valeur de  $\lambda$  ainsi précisée, on peut choisir une valeur de  $d$  beaucoup plus grande et, toute incertitude levée sur la valeur de l'entier  $k$ , calculer  $\lambda$  avec précision. Le calcul de l'erreur donne :

$$\left| \frac{\Delta \lambda}{\lambda} \right| = \left| \frac{\Delta d}{d} \right| + \left| \frac{\Delta \delta}{\delta + kC} \right|$$

On peut prendre  $\Delta d = 0,5$  mm ; si l'on opère sur plusieurs vagues successives on peut prendre des moyennes et admettre sans difficulté que  $\Delta \delta = 0,5$  mm ; on aura, pour  $\lambda = 1000$  mm et  $k = 1$ ,  $\Delta \lambda = 1,5$  mm. Si l'on augmente  $d$  de manière à prendre  $k = 10$  on aura  $\Delta \lambda = 0,15$  mm. Aucune houle, même de laboratoire, ne sera jamais assez pure pour que sa longueur d'onde puisse être définie avec une telle précision.

2.3.- L'erreur provenant d'une légère différence dans le calage des deux pointes sera diminuée si l'on prend la moyenne entre les décalages des origines et des extrémités des traits.

Signalons enfin que notre procédé nous paraît nettement supérieur, de par son principe même, au procédé habituel ; celui-ci cherche en effet à mesurer la distance qui sépare deux crêtes, consécutives ou non ; or, une fonction variant peu au voisinage d'un maximum, la détermination de l'abscisse pour laquelle ce maximum est obtenu ne peut pas être très précise. Dans notre méthode, la mise de la pointe à la cote où la pente du profil est maximum, donne une très bonne précision sans avoir à prendre comme base plusieurs longueurs d'onde. Par contre, le fait d'opérer sur une base d'un nombre entier de longueurs d'onde élimine, comme nous le verrons plus loin, les erreurs dues à la houle réfléchie.

2.4.- Au point de vue expérimental, nos résultats n'ont pas présenté la cohésion qu'aurait permise l'appareil ; selon l'emplacement, ou la longueur, de la base choisie pour faire la mesure, les longueurs d'ondes obtenues - qui allaient de 1 à 2 m - ont présenté des désaccords de l'ordre du centimètre, aussi bien entre elles qu'avec la longueur d'onde théorique déduite de la formule d'Airy.

Précisons d'ailleurs que les résultats rapportés ci-dessus ont toujours été obtenus pour des bases très voisines d'une longueur d'onde ou d'un nombre entier de longueurs d'onde. Sur des bases différant nettement d'un nombre entier de demi longueurs d'onde, l'écart avec la valeur théorique est beaucoup plus grand ; les plus forts écarts ont été observés pour des bases voisines d'un quart de longueur d'onde, ils approchaient alors de 10%.

Nous donnerons plus loin les éléments d'une théorie qui attribue ces écarts d'une part à la présence des harmoniques, d'autre part à celle d'une houle réfléchié ; nous verrons que l'emploi de bases qui sont des multiples entiers d'une demi longueur d'onde élimine l'effet dû à la houle réfléchié et nous donnerons le moyen de calculer les longueurs d'onde des différents constituants d'une houle complexe. Mais il n'en reste pas moins que si, grâce à certains artifices, on arrive à avoir des résultats moyennement cohérents, la longueur d'onde d'une houle complexe échappe à toute définition précise.

2.5.- Dans les premiers articles dont nous avons donné les références au début de cette communication, nous avons surtout insisté sur cette fonction de l'appareil qui traçait le profil instantané de la houle dans l'espace. Il nous semble maintenant que, quel que soit l'intérêt de cette représentation, ce n'est pas pour cela que l'appareil est le plus remarquable.

En fait, étant donné un point de coordonnées horizontales  $x, y$ , la cote  $z$  de la surface libre en ce point est une fonction du temps  $t$  :

$$z = f(x, y, t)$$

C'est dans la précision avec laquelle sont définies les valeurs de  $t$  solutions de cette équation pour tout ensemble de valeurs  $x, y, z$ , c'est-à-dire en définitive la précision avec laquelle est définie la fonction  $z = z(t)$  pour des valeurs données de  $x, y$ , que réside l'intérêt essentiel de l'appareil. La représentation de  $z$  en fonction de  $x$ , pour si spectaculaire qu'elle soit, fait appel à la notion de longueur d'onde dont la définition, forcément imprécise, comme on vient de le voir, dans le cas d'une houle complexe, ne peut que diminuer la précision qu'on peut attendre de l'appareil.

### 3 - ANALYSE HARMONIQUE D'UNE HOULE COMPLEXE - ETUDE DU CLAPOTIS PARTIEL

3.1.- Les enregistrements d'une houle complexe que nous avons obtenus ont pu être soumis à l'analyse harmonique ; celle-ci a été réalisée, soit par la méthode classique de Fourier consistant à calculer les intégrales définies de la forme :

$$\int_0^T z(t) \sin \frac{2\pi t}{T/n} dt \quad \text{et} \quad \int_0^T z(t) \cos \frac{2\pi t}{T/n} dt$$

qui donnent, au facteur  $2/T$  près, les coefficients  $a_n$  et  $b_n$  du développement ; soit par la méthode semi-graphique selon laquelle on forme des quantités telles que :

$$z(t) \pm z\left(t + T/2\right)$$

$$z(t) + z\left(t + T/3\right) + z\left(t + 2T/3\right)$$

Signalons que, pour cette dernière méthode, le travail peut être simplifié si la commande du cylindre enregistreur se fait par l'intermédiaire d'une démultiplication, les valeurs à additionner se trouvant placées alors sur les mêmes ordonnées.

Nous avons constaté que les analyses harmoniques faites dépendaient, tant pour les amplitudes que pour les déphasages, de l'abscisse du point considéré. Nous en avons déduit que le clapotis partiel jouait un rôle important dans la représentation de chaque harmonique et c'est à l'étude de ce rôle que nous nous sommes consacrés.

3.2.- Nous allons donc nous borner à l'étude du fondamental résultant de la combinaison d'une houle monopériodique de période  $T$  et de la houle réfléchi de même période. Nous appliquerons les résultats de la théorie que nous allons donner, au fondamental tel qu'il résulte de l'analyse harmonique, mais nous pourrions en faire autant pour chacun des harmoniques.

En attendant la réalisation d'enregistrements simultanés à grande échelle dont nous avons plus haut signalé la nécessité, nous avons choisi une origine des temps représentée par l'instant, défini à  $T$  près, où le batteur passe par une position déterminée et dans un certain sens. A cette position est associée celle d'une génératrice de l'enregistreur suivant laquelle on découpe le papier, fixant ainsi l'origine des temps sur l'enregistrement.

Nous imaginons ensuite que la houle réfléchi est renvoyée par un mur fictif vertical sur lequel nous admettons que se produit la réflexion. Dans ces conditions, si  $t$  désigne l'instant où une houle pure sinusoidale incidente de période  $T$  produit sur le mur réfléchissant une dénivellation nulle, la loi de la houle progressive incidente de longueur d'onde  $\lambda$  et d'amplitude  $a$  est, en un point situé à la distance  $x$  de cette paroi, comptée positivement dans le sens opposé à la propagation :

$$z = a \sin 2\pi \left( \frac{t - t_0}{T} + \frac{x}{\lambda} \right)$$

la loi de la houle réfléchié, d'amplitude  $a_1$  sera :

$$z = a_1 \sin 2\pi \left( \frac{t - t_0}{T} - \frac{x}{\lambda} \right)$$

avec, évidemment,  $a_1 < a$

Précisons que les grandeurs  $t_0$  et  $x$  n'ont pas d'existence réelle, ce sont des constantes mises dans les expressions ; mais, d'une part, nous leur avons donné une signification physique, et, d'autre part, les variations de  $z$  et de  $(t_0/T - x/\lambda)$  sont des grandeurs mesurables.

La composition de ces deux mouvements donne une loi sinusoidale :

$$z = A \sin 2\pi \left( \frac{t - t_0}{T} + \varphi \right)$$

les constantes  $A$  et  $\varphi$  étant définies par les deux relations :

$$A \cos 2\pi \varphi = (a + a_1) \cos 2\pi \frac{x}{\lambda} \quad (1)$$

$$A \sin 2\pi \varphi = (a - a_1) \sin 2\pi \frac{x}{\lambda} \quad (2)$$

qui, résolues en  $A$  et  $\varphi$  s'écrivent :

$$A^2 = a^2 + a_1^2 + 2a a_1 \cos 4\pi \frac{x}{\lambda} \quad (3)$$

$$\operatorname{tg} 2\pi \varphi = \frac{a - a_1}{a + a_1} \operatorname{tg} 2\pi \frac{x}{\lambda} \quad (4)$$

Mais, en fait, l'analyse harmonique des enregistrements donne  $A$  et  $\alpha = t_0/T - \varphi$ , les inconnues étant  $a$ ,  $a_1$ ,  $x$  et  $t_0$ , —  $\lambda$  étant

supposé connu. Pour déterminer leurs valeurs, il est nécessaire d'analyser l'enregistrement réalisé à une distance  $d'$  du premier, comptée dans le sens de propagation de la houle incidente et on a alors deux nouvelles relations, en désignant par  $A'$ ,  $x'$ ,  $\varphi'$  et  $\alpha'$  les grandeurs



correspondantes :

$$A'^2 = a^2 + a_1^2 + 2a a_1 \cos 4\pi \frac{x'}{\lambda} \quad (3')$$

$$\operatorname{tg} 2\pi \varphi' = \frac{a - a_1}{a + a_1} \operatorname{tg} 2\pi \frac{x'}{\lambda} \quad (4')$$

avec :  $\alpha' = \frac{t_0}{T} - \varphi'$  et  $x' = x - d'$

On n'introduit aucune nouvelle inconnue, et le système de 4 équations permet, théoriquement, de calculer les valeurs de  $a$ ,  $a_1$ ,  $x$  et  $t_0$ .

3.3.- Dans le cas général, la résolution d'un tel système est malaisée. Le calcul littéral peut être poussé si l'on considère l'enregistrement obtenu en un troisième point, à la distance  $d''$  du premier. Si nous notons  $A''$ ,  $x''$ ,  $\varphi''$  et  $\alpha''$  les grandeurs correspondantes, nous avons deux équations supplémentaires :

$$A''^2 = a^2 + a_1^2 + 2a a_1 \cos 4\pi \frac{x''}{\lambda} \quad (3'')$$

$$\operatorname{tg} 2\pi \varphi'' = \frac{a - a_1}{a + a_1} \operatorname{tg} 2\pi \frac{x''}{\lambda} \quad (4'')$$

avec :  $\alpha'' = \frac{t_0}{T} - \varphi''$  et  $x'' = x - d''$

Une combinaison des équations (3), (3') et (3'') élimine  $a$  et  $a_1$  :

$$\begin{aligned} \frac{A''^2 - A^2}{A'^2 - A^2} &= \frac{\cos 4\pi \frac{x-d''}{\lambda} - \cos 4\pi \frac{x}{\lambda}}{\cos 4\pi \frac{x-d'}{\lambda} - \cos 4\pi \frac{x}{\lambda}} \\ &= \frac{\sin 2\pi \frac{d''}{\lambda} \sin \left[ 4\pi \frac{x}{\lambda} - 2\pi \frac{d''}{\lambda} \right]}{\sin 2\pi \frac{d'}{\lambda} \sin \left[ 4\pi \frac{x}{\lambda} - 2\pi \frac{d'}{\lambda} \right]} \end{aligned}$$

posons :

$$k = \frac{A''^2 - A^2}{A'^2 - A^2} \frac{\sin 2\pi \frac{d'}{\lambda}}{\sin 2\pi \frac{d''}{\lambda}}$$

il vient :

$$\operatorname{tg} 4\pi \frac{x}{\lambda} = \frac{k \sin 2\pi \frac{d'}{\lambda} - \sin 2\pi \frac{d''}{\lambda}}{k \cos 2\pi \frac{d'}{\lambda} - \cos 2\pi \frac{d''}{\lambda}} \quad (5)$$

$x$  peut donc être calculé.

Le calcul du coefficient de réflexion  $c = a_1/a$  résulte alors de la comparaison des équations (3) et (3'). Le rapport,

$$\frac{A'^2}{A^2} = \frac{1 + c^2 + 2c \cos 4\pi \frac{x-d'}{\lambda}}{1 + c^2 + 2c \cos 4\pi \frac{x}{\lambda}}$$

donne, en posant :  $k' = \frac{A'^2}{A^2}$

$$(1+c^2)(1-k') + 2c \left[ \cos 4\pi \frac{x-d'}{\lambda} - k' \cos 4\pi \frac{x}{\lambda} \right] = 0 \quad (6)$$

équation du second degré en  $c$  qui fournit deux racines inverses l'une de l'autre, par suite des rôles symétriques joués dans les équations par les variables  $a$  et  $a_1$ . Nous choisirons, évidemment, la racine inférieure à 1.

En remplaçant  $a_1$  par  $c \cdot a$  dans l'équation (3), on peut calculer  $a$  :

$$a^2 = \frac{A^2}{1 + c^2 + 2c \cos 4\pi \frac{x}{\lambda}} \quad (7)$$

$a_1$  en est déduit immédiatement.

Ainsi les 3 équations (3), (3') et (3'') nous donnent les valeurs de  $x$ ,  $a$  et  $a_1$ .

En portant les valeurs de  $x$  et de  $c$  dans l'équation (4) où l'on remplace  $\varphi$  par  $t_0/T - \alpha$  on a  $t_0$  puisque  $\alpha$  est donné par les zéros de la fonction  $z$  :

$$t_0 \, 2\pi \left( \frac{t_0}{T} - \alpha \right) = \frac{1-c}{1+c} t_0 \, 2\pi \frac{x}{\lambda}$$

La même opération répétée sur les équations (4') et (4'') doit, à titre de vérification, fournir les mêmes valeurs pour  $t_0$ .

Cette vérification peut d'ailleurs permettre de calculer la valeur de  $\lambda$  en reprenant tout le calcul pour quelques valeurs de  $\lambda$  voisines de la valeur présumée et en choisissant celle qui assure l'égalité des solutions en  $t_0$  des équations (4), (4') et (4'').

3.4.- Le calcul peut être simplifié si l'on prend la distance  $d'$  égale à un quart de longueur d'onde et si l'on consent les approximations justifiées par la faible valeur de  $c$  ; il suffit alors d'opérer sur deux points.

Les équations (3) et (3') deviennent, si l'on fait  $x' = x - \frac{\lambda}{4}$  :

$$A^2 = a^2 \left[ 1 + c^2 + 2c \cos 4\pi \frac{x}{\lambda} \right]$$

$$A'^2 = a^2 \left[ 1 + c^2 - 2c \cos 4\pi \frac{x}{\lambda} \right]$$

par addition et soustraction on trouve :

$$A^2 - A'^2 = 4 a^2 c \cos 4\pi \frac{x}{\lambda}$$

$$A^2 + A'^2 = 2 a^2 \left[ 1 + c^2 \right]$$

divisant membre à membre, on élimine  $a$  :

$$c \cos 4\pi \frac{x}{\lambda} = \frac{A^2 - A'^2}{2(A^2 + A'^2)} \left[ 1 + c^2 \right] \quad (8)$$

et, si l'on convient de négliger  $c^2$  devant 1, on obtient la relation simple :

$$c \cos 4\pi \frac{x}{\lambda} = \frac{1}{2} \frac{A^2 - A'^2}{A^2 + A'^2} \quad (9)$$

D'autre part, en négligeant les termes en  $c^2$  devant ceux en  $c$ , la relation (4) s'écrit :

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} 2\pi \varphi &= (1 - 2c) \operatorname{tg} 2\pi \frac{x}{\lambda} \\ \operatorname{tg} 2\pi \varphi &= \operatorname{tg} 2\pi \frac{x}{\lambda} - 2c \operatorname{tg} 2\pi \frac{x}{\lambda} \end{aligned} \quad (10)$$

Le fait que  $\operatorname{tg} 2\pi \varphi$  soit légèrement inférieure à  $\operatorname{tg} 2\pi \frac{x}{\lambda}$  suggère de poser :

$$\varphi = \frac{x}{\lambda} - d\varphi + \frac{p}{2} \quad (11)$$

avec  $p$  entier et  $d\varphi$  petit. En remplaçant  $d\varphi$  par sa valeur dans l'équation (10) et prenant le développement de  $\operatorname{tg} 2\pi \left( \frac{x}{\lambda} - d\varphi \right)$  limité aux deux premiers termes :

$$- \frac{2\pi d\varphi}{\cos^2 2\pi \varphi} = - 2c \operatorname{tg} 2\pi \frac{x}{\lambda}$$

d'où :

$$c \sin 4\pi \frac{x}{\lambda} = 2\pi d\varphi \quad (12)$$

au point d'abscisse  $x' = x - \frac{\lambda}{4}$  nous définissons de même  $d\varphi'$  par la relation :

$$\varphi' = \frac{x}{\lambda} - \frac{1}{4} - d\varphi' + \frac{p'}{2} \quad (11')$$

et l'équation (12) deviendra :

$$c \sin 4 \pi \frac{x'}{\lambda} = -c \sin 4 \pi \frac{x}{\lambda} = 2 \pi d \varphi' \quad (12')$$

d'où :

$$d\varphi = -d\varphi' \quad (13)$$

Nous éliminons  $x$  entre (11) et (11'), et en tenant compte de (13) nous avons :

$$\varphi - \varphi' = \frac{1}{4} - 2 d\varphi + \frac{q}{2} \quad (14)$$

$q$  étant un entier.

Or, la différence  $\varphi - \varphi'$  est égale à la différence  $\alpha' - \alpha$  des valeurs données par l'analyse harmonique, on a donc :

$$d\varphi = \frac{1}{2} \left[ \alpha - \alpha' + \frac{1}{4} + \frac{q}{2} \right]$$

comme  $d\varphi$  doit être petit, les solutions à envisager se ramènent à celles de l'équation :

$$d\varphi = \frac{1}{2} \left[ \alpha - \alpha' \pm \frac{1}{4} \right] \quad (15)$$

qui donnent une petite valeur pour  $d\varphi$ .  
Portant cette valeur dans (12), on a :

$$c \sin 4 \pi \frac{x}{\lambda} = \pi \left[ \alpha - \alpha' \pm 0,25 \right] \quad (16)$$

qui, jointe à l'équation (9), permet de calculer  $c$  et  $x$ .

$$c^2 = \frac{1}{4} \left[ \frac{A^2 - A'^2}{A^2 + A'^2} \right]^2 + \pi^2 \left[ \alpha - \alpha' \pm 0,25 \right]^2 \quad (17)$$

$$\operatorname{tg} 4 \pi \frac{x}{\lambda} = 2 \pi \left[ \alpha - \alpha' \pm 0,25 \right] \frac{A^2 + A'^2}{A^2 - A'^2} \quad (18)$$

$a$  et  $a_1$  sont obtenus ensuite rapidement, comme dans le cas général, ainsi que  $t_0$ .

3.5.- La considération d'un point situé à une demi-longueur d'onde du premier :

$$x'' = x - \frac{\lambda}{2}$$

nous fournit le moyen de vérifier la théorie ; la comparaison de (3) et (3'') nous donne :

$$A'' = A$$

celle de (4) et (4'') :

$$\operatorname{tg} 2\pi \varphi'' = \operatorname{tg} 2\pi \varphi$$

$$\varphi'' = \varphi + \frac{q}{2} ; (q \text{ entier})$$

d'où :

$$\alpha'' = \alpha - \frac{q}{2}$$

Ce résultat est indépendant de toute approximation, il indique qu'en deux points séparés par une - ou plusieurs - demi-longueurs d'onde, l'addition d'un clapotis partiel ne déphase pas le phénomène dû à la houle progressive pure et fait varier les amplitudes en les laissant égales l'une à l'autre. Nous avons là l'explication des résultats signalés au paragraphe 2.4.

3.6.- Nous avons effectué des enregistrements sur des bases qui ont varié de 1 à 4 quarts de longueur d'onde. Comme nous opérons avec un agrandissement 3 pour les cotes, nous n'avons pas pu faire d'enregistrements simultanés comme nous l'avons dit plus haut (1.7.) Les mesures ont donc été faites en rattachant l'origine des temps à une position du batteur, nous avons pu faire les deux enregistrements correspondants aux extrémités de la base sans arrêter le batteur, mais nos résultats ne sauraient avoir toute la précision qu'on pourra attendre d'enregistrements simultanés. Les valeurs trouvées pour le coefficient de réflexion ont été de 6,3 % pour la base  $\lambda/4$  et de 5,5 % pour la base  $3\lambda/4$ . Etant donné les conditions d'expérimentation, on peut considérer que ces résultats sont satisfaisants. Nous espérons qu'ils seront améliorés par la réalisation d'enregistrements simultanés et que notre théorie pourra être appliquée aussi aux harmoniques.

En conclusion, nous voyons que l'enregistrement par notre appareil du profil dans le temps permet de décomposer une houle complexe en ses éléments et d'étudier l'évolution de ses diverses composantes. Nous pensons que les résultats obtenus montrent que les lois de la houle linéaire sont correctement vérifiées par l'expérience et qu'il est remarquable qu'on puisse vérifier ces lois à partir d'une houle impure.

## BIBLIOGRAPHIE

- 1 - L. Santon et C. Marcou - Un enregistreur de profil de houle pour laboratoire - C.R.A.S. t 235 - p. 1278-1280 - 1952.
- 2 - L. Santon - Enregistrement graphique du profil d'une houle au laboratoire. Mémoires et Travaux de la Sté Hydrotechnique de France - Houille Blanche - t 8 A - p. 137-138 - 1953.
- 3 - L. Santon et C. Marcou - Enregistrement graphique du profil d'une houle produite en laboratoire - Houille Blanche - t 8, n° 3 - p. 411-417 - 1953.
- 4 - L. Santon et R. Curtet - Etude mécanique d'un batteur à houle. Annales de l'Institut Polytechnique de Grenoble - t 2, n° 1 - p. 67-69 - 1953.
- 5 - J. Kravtchenko, L. Santon et A. Apté - Sur la théorie approchée d'un batteur à houle. Annales de l'Institut Polytechnique de Grenoble - t 2 1953, n° 4 - p. 11-16.

## RESUME

GRAPHICAL RECORDING OF WAVE PROFILES  
IN THE LABORATORY; HARMONIC ANALYSIS

L. Santon

We have developed a laboratory wave recorder of great simplicity which plots a wave profile to a scale which can be either 1 or 3 for the amplitude and which varies between 0,5 and 1 for the horizontal distances.

The apparatus, the principle of which we have already described at a time when we had not proved all its possibilities, has shown itself to be extremely sensitive for the study of fine phenomena.

The instrument operates of the following principle : a recording cylinder is covered with paper having a sensitive surface layer and is mounted on the shaft of the gearwheel driving the wave paddle, it thus makes a strictly uniform movement completing one revolution per period. Besides this, a point placed above the surface of the canal forms part of the circuit which also includes a recording nib, the cylinder and the body of water. When the point is immersed the circuit closes and the nib traces a line on the cylinder. The length of this line represents to a certain time scale, the time the point remains immersed. The movements of immersion and emergence of the point are determined with an accuracy of about 1/1000 second.

If the point descends slowly and uniformly and if the pen has a synchronous movement parallel to the axis of the cylinder, a hatched profile of the wave is obtained, the latter is to natural size vertically and to scale  $C/\lambda$  horizontally :  $C$  being the circumference of the cylinder and  $\lambda$  the length of the wave.

If, leaving the point at a fixed level it is moved by a known amount in the direction of wave propagation the recording gives an extremely accurate measurement of the wave length. The same result can be obtained by a plotting simultaneously on the same graph, by means of two pens mounted in the same support, a recording of two points either stationary or moving in synchronization. The harmonic analysis made with a single recording gives the different harmonics. The comparison with the results obtained at a known distance, makes it possible to distinguish the progressive waves from the partial clapotis originating from reflexions upon the end of the canal and to verify the propagation laws.



## Chapter 16

### LE COURANTOGAPHE B.B.T. - NEYRPIC

le Capitaine de Vaisseau e.r. DUROCHE  
Directeur du Service Recherches des Etablissements B.B.T. à Paris  
et

M. J. RIGARD - Ingénieur au Laboratoire Dauphinois  
d'Hydraulique à Grenoble

Le courantographe mis au point en collaboration par les Etablissements B.B.T. et les Etablissements NEYRPIC, est un appareil autonome qui enregistre automatiquement la direction et l'intensité des courants marins.

Il se compose essentiellement d'un moulinet hydrométrique DUMAS-NEYRPIC associé à un dispositif d'enregistrement des vitesses de rotation de l'hélice, et d'un système d'enregistrement des caps. A l'exception du moulinet, ces différents organes, ainsi qu'une batterie d'accumulateurs, sont montés sur un châssis robuste (fig. 3) placé dans un corps profilé étanche. Le moulinet, dont l'hélice est protégée par un cercle de garde, est placé à l'avant de ce corps. Un empennage permet au courantographe de s'orienter suivant la direction du courant, même lorsque la vitesse est faible (fig. 1).

Le corps proprement dit a un diamètre de 28 cm. et une longueur de 115 cm., mais de la tête du moulinet à l'extrémité de la queue, la longueur totale est de 206 cm. Il est réalisé en alliage léger pour des profondeurs d'immersion allant jusqu'à 250 m., l'appareil pèse alors 90 Kg. Pour les profondeurs supérieures, le corps est en bronze et le poids passe à 170 Kg.

Signalons qu'une description détaillée du courantographe B.B.T. - NEYRPIC a été publiée par le Commandant DUROCHE, dans le Bulletin d'Information du Comité Central d'Océanographie et d'Etude des Côtes de Février 1953, et dans la Revue Hydrographique Internationale de Mai 1953. Nous ferons de larges emprunts à cet article.

#### I - MOULINET HYDROMETRIQUE (fig.2)

Le moulinet fixé à l'avant du courantographe est une variante légèrement modifiée du moulinet universel DUMAS-NEYRPIC, spécialement adaptée au fonctionnement en eau conductrice.

##### a) Description générale

Il se compose de plusieurs pièces de révolution coaxiales emboîtées les unes dans les autres, sans filetage ni vis de fixation. Le corps du moulinet, de forme hydrodynamique, se termine à l'arrière par un cylindre qui s'emboîte de façon parfaitement étanche sur le nez du courantographe. Une douille de centrage, emmanchée sur l'arbre et tournant avec lui, est interposée entre le corps et l'hélice. Celle-ci est fixée à

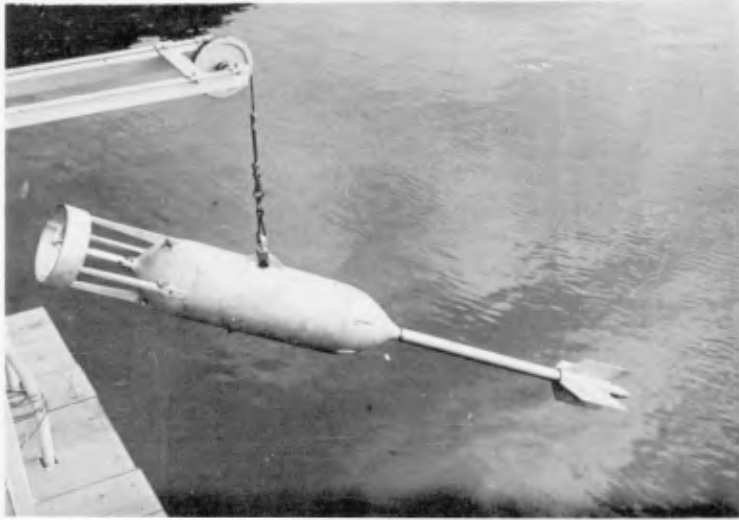


Fig. 1 - Aspect extérieur du courantographe B.B.T. - NEYRPIC

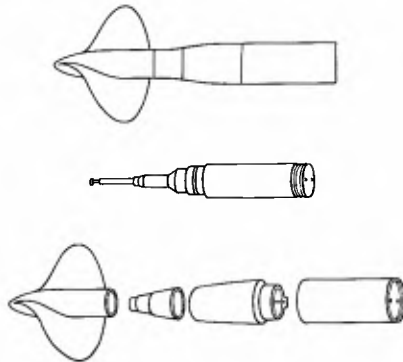
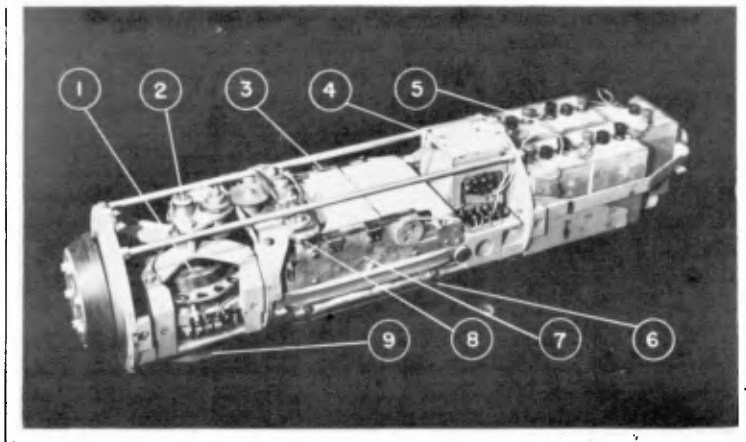


Fig. 2 - Schéma simplifié du moulinet H. DUMAS



1. Boitier de boussole d'osservissement - 2 - Dispositif de frappe - 3 - Cadre de relevage du style des vitesses - 4 - Totalisateur d'impulsions de vitesse - 5 - Batterie d'accumulateurs - 6 - Boitier des relais - 7 - Table dérouleuse - 8 - Dispositif inscripteur de caps - 9 - Compos principal -

Fig. 3 - Vue du mécanisme du courantographe B.B.T. - NEYRPIC

l'arbre par un verrou de sécurité à ressort, que l'on manoeuvre sans effort en faisant pivoter l'hélice par rapport à la douille. On utilise normalement une hélice à arêtes biaisées d'un pas hydraulique de 25 cm. et de 10 cm. de diamètre.

L'arbre est supporté par deux roulements à billes qui absorbent du même coup la poussée sur l'hélice. Cette disposition assure éventuellement la réversibilité du moulinet.

Des dispositifs spéciaux permettent de rendre étanche l'intérieur de l'appareil, tout en évitant l'emploi de joints qui diminuent la sensibilité et qui peuvent se détériorer. Entre autres, une double chambre de décantation, amovible et entièrement démontable pour le nettoyage, reçoit les particules solides qui pourraient s'introduire à l'intérieur de l'appareil ; les roulements et le mécanisme de transmission sont ainsi protégés contre l'action abrasive des matériaux en suspension dans l'eau.

### b) Mécanisme de transmission

L'arbre est solidaire d'une vis sans fin, qui engrène avec une roue dentée. Par l'intermédiaire d'une came rainurée, la roue dentée communique un mouvement oscillatoire à une fourchette munie de deux tigeçons de contact qui ferment alternativement un circuit électrique, toutes les fois que l'hélice a décrit un nombre déterminé de tours. A chaque contact, une impulsion électrique parcourt le circuit. Ces impulsions sont transmises au mécanisme détecteur placé à l'intérieur du carter du courantographe, par un système de deux fiches mâles-femelles qui équipent respectivement l'avant du carter et l'arrière du corps du moulinet.

Un démontage facile permet de changer le couple de réduction vis sans fin - roue dentée, de façon à obtenir un contact pour 5, 10 ou 20 tours de l'hélice. Nous verrons plus loin que, pour éviter l'enregistrement des courants orbitaires de houle, une seule impulsion sur deux est enregistrée. On dispose ainsi de trois sensibilités de mesure.

## 2 - MESURE ET ENREGISTREMENT DES VITESSES

### a) Compteur d'impulsions

Toutes les quinze minutes, et ceci pendant cent cinquante secondes, les impulsions électriques produites par le moulinet sont dirigées sur un compteur. A cet effet, le circuit électrique du moulinet est commandé par un mouvement d'horlogerie, qui permet de régler de façon précise le rythme et la durée de totalisation des impulsions.

Le compteur (n° 4, fig.3) comporte un rotor bobiné que chaque impulsion fait pivoter d'un quart de tour entre les pôles d'un aimant permanent, et qui est ensuite ramené à sa position de repos par un ressort de rappel. Par l'intermédiaire d'une roue à rochets, ce dispositif fait tourner un secteur denté portant le style inscripteur des vitesses (n° 3, fig.3). A chaque impulsion, le secteur tourne de  $5/6$  de degré et l'on

peut enregistrer jusqu'à 72 impulsions, ce qui correspond à des vitesses de 1,15 - 2,30 ou 4,60 m/s., suivant la démultiplication utilisée. Un ressort de rappel ramène au zéro le secteur denté et le style entre les périodes de comptage.

### b) Enregistrement

L'enregistrement se fait sur une bande de papier paraffiné, déroulée à la vitesse de 15 mm. par minute, par le mouvement d'horlogerie dont nous avons déjà parlé. Le diagramme se présente sous la forme d'arcs de cercles régulièrement espacés, de longueur proportionnelle à la vitesse mesurée.

### c) Erreurs

Le compteur n'enregistre qu'un nombre entier d'impulsions pendant que l'hélice effectue un nombre quelconque de tours. Il en résulte une erreur absolue égale, au plus, à une impulsion, c'est-à-dire  $1/72$  de la plus grande vitesse correspondant à la sensibilité utilisée. L'erreur absolue est donc inférieure à 1,7 - 3,3 ou 6,7 cm/s. suivant les cas. Pour diminuer l'erreur relative, on a intérêt à choisir la démultiplication du moulinet de façon que la plus grande vitesse enregistrée soit voisine du maximum correspondant à la sensibilité employée.

Le temps de comptage peut être réglé à 1 seconde près, il en résulte donc une erreur relative inférieure à  $1/150$ . Enfin, l'étalonnage du moulinet peut être effectué en Laboratoire de façon très précise, ce qui rend négligeable l'erreur introduite par l'hélice.

### d) Influence de la houle

Sous l'action de la houle, les particules d'eau sont soumises à un mouvement orbitaire périodique qui peut provoquer l'apparition d'impulsions parasites, et fausser les mesures. Supposons en effet que, aussitôt après l'ouverture du contact du moulinet, la vitesse périodique, en s'opposant au courant permanent, entraîne l'hélice en sens inverse : le contact se refermera et le compteur enregistrera une nouvelle impulsion. Si ensuite l'hélice reprend son sens normal de rotation immédiatement après la seconde ouverture du contact, celui-ci sera fermé pour la troisième fois. Finalement, on aura enregistré trois impulsions au lieu d'une seule.

Pour remédier à cet inconvénient, le moulinet est muni, ainsi que nous l'avons indiqué plus haut, de deux contacts qui se ferment alternativement tous les 5, 10 ou 20 tours de l'hélice. Le premier contact déclenche la fermeture d'un relais qui envoie une impulsion au compteur. Ce relais reste fermé jusqu'à la fermeture du deuxième contact qui interrompt alors l'impulsion. Il faut donc que l'hélice décrive en sens inverse plus de 5, 10 ou 20 tours pour que le compteur enregistre une impulsion supplémentaire. Cette éventualité est peu probable. D'ailleurs, le courantographe est généralement suspendu à une bouée qui suit le mouvement de la houle ; le mouvement orbitaire est alors compensé presque

complètement par les déplacements de l'appareil.

La figure 4 donne un schéma du système d'enregistrement des vitesses. On remarquera que le pôle + de l'accumulateur est mis à la masse pendant les périodes de comptage et que, par suite, le circuit du moulinet ne délivre des impulsions que pendant ces périodes.

### 3 - MESURE ET ENREGISTREMENT DES CAPS

#### a) Mesure des variations de cap

L'orientation du courantographe est indiquée par un compas magnétique de marine (n° 9, fig.3). Pour ne pas perturber la position de la rose du compas, on mesure les déplacements angulaires d'une aiguille aimantée, placée au-dessus du compas dans une cuvette en matière plastique (n° 1, fig.3) ; celle-ci est remplie de xylène afin d'amortir les oscillations de l'aiguille. Le fond de la cuvette est muni de deux secteurs métalliques séparés par deux petites coupures isolantes. L'aiguille aimantée s'oriente parallèlement à la direction N-S de la rose ; un électro-aimant (n° 2, fig.3) l'amène périodiquement en contact avec le fond de la cuvette. Le contact de l'aiguille avec l'un ou l'autre secteur conducteur, met en route un moteur qui fait tourner la cuvette, dans un sens ou dans l'autre, de façon à rapprocher l'aiguille de l'une des coupures isolantes. Lorsque le courantographe change de cap, il entraîne la cuvette avec lui, et le dispositif d'asservissement décrit ci-dessus rattrape ensuite pas à pas le décalage angulaire entre la direction des coupures isolantes et le N-S de la rose. Le moteur tourne donc d'une quantité proportionnelle à ce décalage, à condition, comme nous allons le voir, que les variations de cap ne soient pas trop rapides.

#### b) Vitesse et précision de l'asservissement

L'excitation périodique de l'électro-aimant de blocage de l'aiguille aimantée, est commandée par la charge et la décharge d'un condensateur à travers une résistance. Le blocage se produit toutes les 3 secondes, et dure une fraction de seconde pendant laquelle la cuvette tourne de 2,5 degrés. La vitesse moyenne de poursuite est donc de  $2,5/3 = 0,8$  degré par seconde, ou 180 degrés en moins de 4 minutes. La coupure isolante couvre moins de 2 degrés et on a pu vérifier sur une table tournante, que l'erreur d'asservissement est inférieure à  $\pm 1,5$  degré, soit 0,5 mm. à l'échelle de l'enregistrement.

En diminuant les durées d'attraction et de libération de l'électro-aimant, il serait possible de réduire l'erreur d'asservissement, mais pratiquement il n'y a pas intérêt à dépasser la cadence choisie. En effet le blocage de l'aiguille tend toujours à la faire dévier légèrement.

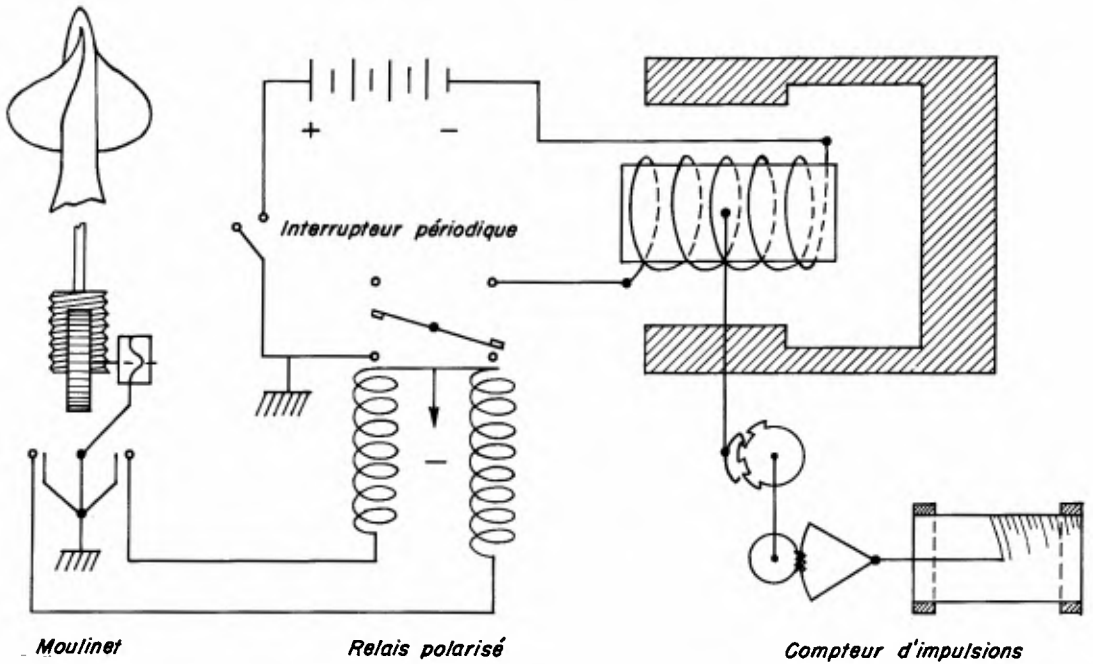


Fig. 4 - Schéma électrique ; enregistrement des vitesses à l'aide du courantographe B.B.T. - NEYRPIIC

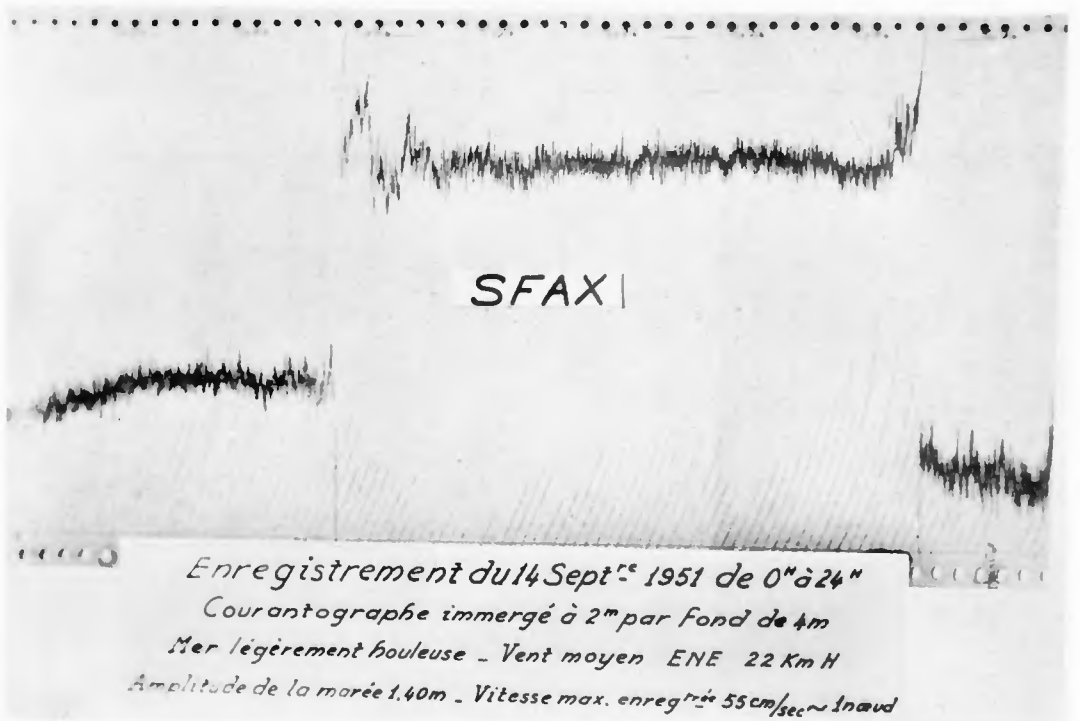
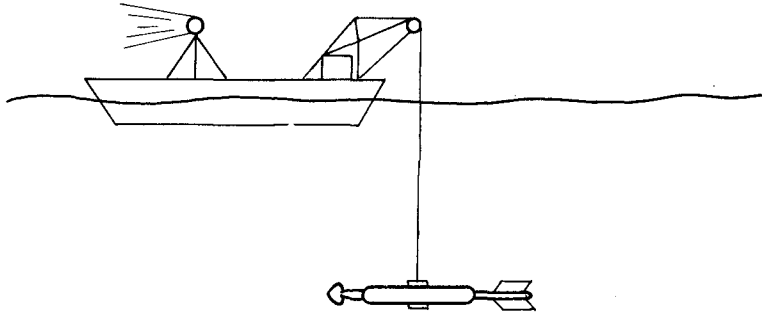


Fig. 5 - Exemple d'enregistrement obtenu avec le courantographe B.B.T. - NEYRPIIC

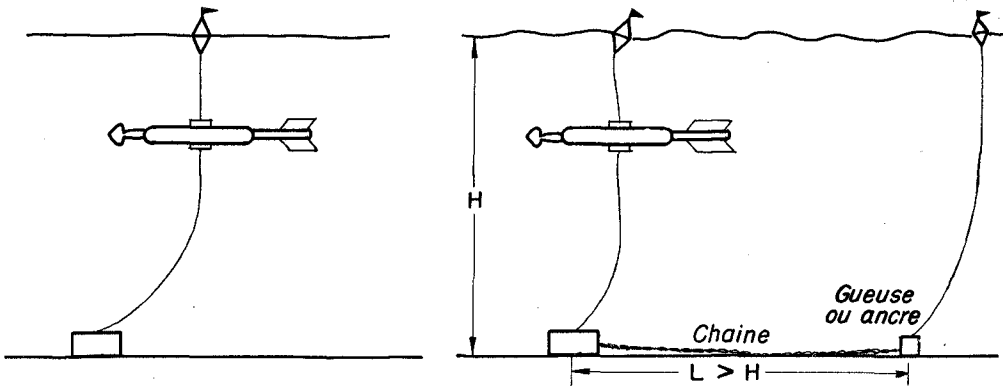
I - Suspension à un bateau-feu



II - Suspension à une bouée de surface

a) - Mer peu agitée

b) - Forte agitation



III - Suspension à une bouée immergée

a) - Mer peu agitée, sans marée.

b) - Forte agitation, avec marée.

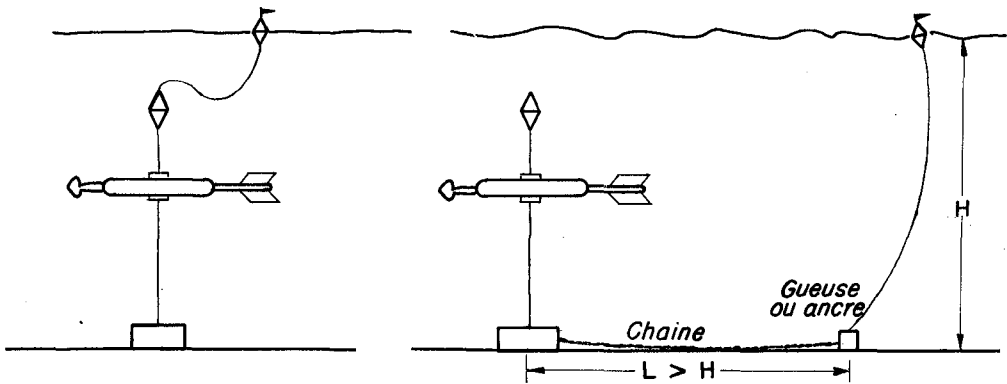


Fig. 6 - Principaux dispositifs d'immersion de l'appareil

## c) Enregistrement

Le moteur d'asservissement entraîne trois styles inscripteurs fixés sur un ruban sans fin (n° 8, fig.3). Si le courantographe fait un tour complet sur lui-même, l'un des styles se présente à la graduation 0 lorsque l'autre sort de la graduation 360. Le diagramme des caps s'inscrit sur la même bande de papier que celui des vitesses. Pour éviter que les styles ne s'accrochent, les enregistrements des caps et des vitesses relatifs à un même instant, sont décalés de 60 mm. en abscisse.

## 4 - DIAGRAMMES D'ENREGISTREMENT

La figure 5 reproduit une bande d'enregistrement obtenue par mer légèrement houleuse. On remarquera les oscillations de la courbe des caps, qui traduisent les mouvements du courantographe autour de la direction moyenne du courant, sous l'influence de la houle. L'amplitude de ces oscillations est d'ailleurs plus petite avec la série d'appareils en cours de fabrication ; le centre de poussée a été, en effet, rapproché du centre d'attache du corps.

Pour interpréter les diagrammes, on utilise un lecteur, constitué par une plaque de plexiglas portant deux graduations distantes de 60 mm., comme les styles enregistreurs. La graduation des caps peut être décalée d'un angle représentant la déclinaison magnétique, de façon à indiquer directement les caps géographiques.

## 5 - MISE EN PLACE DU COURANTOGAPHE

Les solutions classiques d'immersion en mer d'appareils autonomes et l'expérience acquise par le personnel spécialisé dans l'utilisation du courantographe, permettent de citer les principaux modes de mouillage suivants (fig.6) :

- suspension à un bateau-feu
- suspension à une bouée de surface
- suspension à une bouée immergée.

Le choix de l'une de ces méthodes est fonction de nombreux paramètres, entre autres : l'état de la mer au point d'immersion (houle, agitation locale, marée), la topographie et la nature des fonds, les possibilités de l'embarcation au point de vue du mat de charge ou des bossiers, l'expérience du personnel exploitant l'appareil, enfin la précision exigée sur les résultats.

## a) Suspension à un bateau-feu

Le bateau est mouillé au point d'immersion par une ou deux ancres, si l'état de la mer l'exige. Cette méthode entraîne l'immobilisation de l'embarcation pendant toute la durée des mesures. Bien que le courantographe soit soumis à tous les mouvements du bateau, l'expérience montre que les résultats de mesure restent acceptables.



### b) Suspension à une bouée de surface

On emploie cette méthode pour les mesures au voisinage de la surface libre ; l'appareil se trouve à une distance constante du plan d'eau. Lorsque la mer est calme, on amarre directement l'appareil à un corps mort de poids apparent voisin de 200 Kg. Si la mer est agitée, on utilise un corps mort de poids plus élevé, par exemple 500 Kg. Dans le second cas, le poids du corps mort empêche de le suspendre au courantographe lors de la mise à l'eau ou de l'émergence : on fractionne donc ce poids en deux, l'un relié directement au courantographe, l'autre constitué par une ancre reliée au corps mort par une longueur de chaîne supérieure à la profondeur d'eau. Une bouée signalisatrice est reliée à cette ancre.

### c) Suspension à une bouée immergée

On utilise une bouée de volume voisin de 200 litres. Selon l'état de la mer, on emploie l'un ou l'autre des systèmes d'amarrage précédents.

Dans tous les cas, l'équipement de l'embarcation est très important pour la mise en place rapide et correcte du courantographe.

## 6 - CARACTERISTIQUES DU COURANTOGAPHE QUELQUES MESURES EFFECTUEES

Le courantographe que l'on vient de décrire permet de mesurer la direction et la vitesse des courants, dans les 3 gammes : 0 - 1,15 m/s ; 0 - 2,30 m/s et 0 - 4,60 m/s., avec une erreur relative de l'ordre de quelques centièmes sur les vitesses et une erreur inférieure à  $\pm 1,5$  degré sur les caps.

Son principal avantage, par rapport aux appareils du même genre, réside dans le fait qu'on peut l'abandonner à lui-même pendant plusieurs jours, simplement suspendu à une bouée. Ceci évite l'immobilisation coûteuse d'un bateau et d'une équipe spécialisée, pendant toute la durée des mesures. La batterie d'accumulateurs et le mécanisme d'horlogerie assurent une autonomie de 8 jours.

Enfin, le poids du courantographe qui, rappelons-le, est de 90 Kg. pour les profondeurs usuelles, permet un maniement facile à partir d'une embarcation convenablement équipée.

Au cours de ces dernières années, les Etablissements NEYRPI ont effectué plusieurs campagnes de mesures en mer comportant l'emploi du courantographe.

Un projet d'évacuation directe des eaux d'égout dans la mer, pour les villes de TUNIS, BIZERTE, SOUSSE et SFAX, a nécessité deux campagnes de mesures pour déterminer l'emplacement des exutoires. Ce projet est basé sur le pouvoir antibiotique des eaux de mer pour neutraliser les pollutions et rendre ainsi inutile la construction de stations d'épuration.

Mais le choix des points de déversement exige une connaissance approfondie des courants marins au voisinage de la côte, pour éviter que les eaux polluées ne soient conduites vers les plages, ou n'envahissent les ports.

Une série de mesures comportant seize enregistrements au courantographe, a donc été effectuée dans le Golfe et le lac de TUNIS, le port de BIZERTE, enfin aux alentours et à l'entrée des ports de SOUSSE et de SFAX.

Une campagne a également été consacrée à l'étude des courants dans la région de CASABLANCA, pour un projet analogue.

D'autres mesures ont eu pour but d'étudier les risques d'ensablement de différents ouvrages portuaires en TUNISIE. Ce sont en effet les courants littoraux qui transportent la plus grande partie des matériaux arrachés au rivage et qui sont responsables le plus souvent de l'ensablement des ports. Ces courants, qui sont provoqués principalement par les mouvements de flux et de reflux de la marée, ne peuvent être déterminés que par des mesures sur place.

Les mesures de SOUSSE, dont on a parlé plus haut, devaient servir, en partie, à étudier si les produits de dragage de la rade, utilisés pour combler une crique au Sud du port, ne risqueraient pas de l'ensabler de nouveau.

A MONASTIR et à MAHDIA, ports situés respectivement à 20 et 60 Km. au Sud-Est de SOUSSE, il s'agissait de prévoir les risques d'ensablement par les courants de marée, de deux projets d'aménagements portuaires destinés à compléter les installations existantes. D'autre part, des essais sur modèles réduits ont permis d'étudier l'influence de la houle sur les ouvrages projetés.

Une campagne de mesures a été consacrée à l'étude systématique des courants dans la baie d'ARATU, au BRÉSIL, pour l'aménagement d'un nouveau port.

Enfin, on a mesuré les courants dans l'estuaire de la RANCE, en vue de la construction d'une centrale marémotrice.

Dans leurs grandes lignes, toutes les campagnes sont organisées de façon identique. Le courantographe enregistre pendant plusieurs jours l'intensité et la direction du courant, en des points déterminés à l'avance. Simultanément, on effectue des mesures au moyen d'un courantomètre, en quelques stations voisines du point d'immersion du courantographe. Ces mesures servent à préciser la répartition des courants dans la région à étudier. L'autonomie du courantographe représente ici un très grand avantage, puisqu'elle permet de conduire en même temps, plusieurs séries de mesures différentes avec une seule équipe d'opérateurs et une seule embarcation.

## RESUME

## THE BBT-NEYRPIC CURRENTOGRAPH

Capt. Duroché and M.J. Rigard.

The BBT-NEYRPIC currentograph is an autonomous instrument which records the speed and direction of marine currents. It comprises a Dumas-Neyrpic current-meter, a speed recorder and a device for recording direction.

The current-meter is fitted with a mechanism which closes an electric contact each time the propellor has completed a certain number of revolutions. Each contact causes an electric impulse. Periodically, and during a definite interval, the impulses are passed to a meter which controls the recording pen. A special device eliminates the effect of orbital wave currents.

The direction of the currentograph is indicated by a magnetic compass. The position of the rose governs operation of an electric motor which turns proportionally to the angle between the N.S. line and the centerline of the currentograph. This motor drives a recording pen. The error in the direction is less than  $-1.5$  degrees and the system records a 180 degree turn in less than 4 minutes.

The currentograph can be suspended from a light-ship, a surface buoy, or a submerged buoy depending on the state of the sea and the measuring conditions.

Three ranges of sensitivity can be used : 0 - 1.15 m/s.; 0 - 2.30 m/s.; and 0 - 4.60 m/s.

The currentograph can function without interruption for 8 days.

The paper ends with some examples of measurements that have been carried out with the currentograph. Since these instruments can operate without attention for considerable periods, a single team can carry out several series of different measurements simultaneously during one expedition.

## Chapter 17

### LA REPRESENTATION DES PHENOMENES MARINS SUR MODELES REDUITS

par H. GRIDEL

Directeur du Laboratoire National d'Hydraulique de Chatou

Bien qu'il y ait déjà plus de cent ans que les hydrauliciens expérimentent sur des modèles réduits pour l'étude d'aménagements industriels et que depuis près de vingt ans les problèmes d'hydraulique maritime occupent une part importante de leur activité, on est obligé de convenir que, sauf en ce qui concerne les appareils de mesure, déjà en grande partie normalisés, le matériel expérimental utilisé par les Laboratoires d'Hydraulique conserve encore très souvent un caractère vraiment artisanal.

En particulier en ce qui concerne les études d'hydraulique maritime, le matériel destiné à reproduire les phénomènes naturels de houles, marées et courants est presque toujours établi spécialement pour chaque essai; il n'est pas étonnant dans ces conditions que, conçu pour répondre aux besoins d'un cas particulier, il ne puisse, une fois l'essai terminé, trouver de réemploi et doive être précocement réformé.

On comprend alors que dans l'incertitude de réutilisations proches il soit souvent conçu et établi avec la plus stricte économie, ce qui conduit parfois d'une part à une réalisation un peu trop schématique des données à reproduire et d'autre part à une limitation étroite de la gamme des phénomènes qu'il peut représenter.

Lorsque nous avons eu à équiper notre Laboratoire qui, de par sa nature d'Institution Officielle jouit d'un très net caractère de pérennité, nous avons été amenés à examiner non seulement les aspects techniques de la question, mais également ses incidences économiques. Il nous est apparu alors qu'à ce double point de vue, la recherche de la polyvalence pour l'appareillage utilisé en hydraulique maritime était un élément qu'il n'était plus raisonnable de négliger.

Si en effet un appareillage standardisé et polyvalent est plus onéreux à établir qu'un outillage établi spécialement pour les seuls besoins d'un essai déterminé, par contre, il présente dans l'immédiat le double avantage d'élargir le champ d'investigation des ingénieurs sur une même étude en permettant d'expérimenter sur une bande plus étendue de phénomènes qu'on ne l'avait envisagé de prime abord, et, parce que plus étudié, d'assurer une réalisation plus soignée des phénomènes naturels à reproduire; d'autre part, du fait de réemplois assurés, il est finalement au bout de très peu de temps un facteur d'économie de matériel, de temps et d'argent.

C'est pour ces diverses raisons que nous avons étudié et que nous disposons maintenant au Laboratoire National d'Hydraulique d'appareils entièrement standards permettant de réaliser toutes les gammes de houles nécessitées par les études sur modèle, tous les types de marnage et toutes les combinaisons de courants, avec possibilité de combiner entre eux les appareils de façon à réaliser en même temps dans une même étude : houles, marées et courants.

Un équipement de ce genre étant, nous semble-t-il, assez peu fréquent, il nous a semblé intéressant d'en donner ici une description sommaire.

#### GENERATEURS DE HOULE

Les conditions de base que nous nous sommes imposées pour la réalisation des générateurs de houle sont les suivantes :

- La période de la houle expérimentale doit pouvoir être réglée de façon continue de 0,25 (1) à 200 secondes avec une précision et une stabilité du 1/500<sup>è</sup>. En outre, on doit, si on le désire, pouvoir faire fluctuer à la demande la période autour d'une valeur fixée.
- L'orientation doit être réglable dans toutes les directions sans nécessiter d'opérations mécaniques de fixation des générateurs à la cuve expérimentale, ce qui conduit à un appareillage monté sur un bâti monobloc amovible.
- La profondeur d'eau dans laquelle il est possible de créer la houle doit pouvoir atteindre au moins 0,60 m.
- Le front de houle à réaliser doit pouvoir être étendu à la demande, en juxtaposant autant d'éléments générateurs identiques qu'il sera nécessaire, qu'il s'agisse de fronts de houle rectilignes ou curvilignes, ou même de plusieurs houles synchrones de directions différentes, comme cela se produit lorsque la houle est diffractée par une île ou un ouvrage important.
- Le générateur doit pouvoir produire une houle aussi dénuée d'harmoniques que possible tout en laissant la possibilité de permettre la superposition de deux houles de même direction, mais de périodes différentes.
- L'amplitude des mouvements horizontaux doit pouvoir être réglée de 0 à 60 centimètres
- L'amplitude de la houle doit pouvoir être modifiée et réglée en marche

---

(1) En dessous de cette période les effets de la tension superficielle deviennent prépondérants sur ceux de la gravité, si bien que la houle produite ne peut plus être considérée comme une houle gravitaire.

- Enfin, la sécurité d'exploitation implique que les générateurs soient composés d'éléments standards de caractère industriel, de façon à réduire les dépenses d'établissement et les temps d'entretien.

Pour mener à bien ce programme, nous avons réalisé des blocs générateurs standardisés chacun comme suit (fig. 1 et 2).

La houle est engendrée par le mouvement d'un volet très rigide en aluminium fondu et nervuré de 3 m de longueur et 0,40 m de hauteur, capable de recevoir des hausses additionnelles pouvant porter sa hauteur totale jusqu'à 0,60 et même 0,80 m.

Le mouvement du volet est commandé en deux points en bas et en haut; au pied, par l'intermédiaire d'un châssis tubulaire de faible inertie solidaire du bâti de l'appareil et, en tête, au moyen d'une tige dont la partie haute est reliée par une coulisse avec un maneton décrivant d'un mouvement uniforme une trajectoire circulaire.

Ces deux organes de transmission sont en liaison avec un plateau épais et creux dont une face porte le maneton engendrant le mouvement circulaire supérieur et l'autre une coulisse créant le mouvement sinusoïdal de pied : l'intérieur du plateau comporte des masses d'équilibrage et les dispositifs de réglage d'amplitude des mouvements.

Il en résulte pour le volet un mouvement qui combine :

- une translation  $\rho = r \cos \omega t$
- une rotation  $\text{tg } \alpha = \frac{(R - r) \cos \omega t}{H + R \sin \omega t}$

conditions nécessaires, on le sait, pour réaliser un mouvement de houle quelconque (fig. 3).

On voit qu'à la distance moyenne  $h$  au-dessus du fond la trajectoire décrite par un point du volet sera une ellipse dont les demi axes sont :

- grand axe  $a = r + (R - r) h/H$
- petit axe  $b = R h/H$

Si, d'autre part, on se reporte aux équations paramétriques des orbites de la houle naturelle, on sait que ces équations sont :

- au fond  $x_f = m \cos \omega t / \text{sh } kh$   $y_f = 0$
- en surface  $x_s = m \cos \omega t \text{ ch } kh / \text{sh } kh$   $y_s = m \sin \omega t$

en désignant par  $\omega$  la pulsation, par  $k$  le rapport  $2\pi/\lambda$  et par  $m$  la demi-amplitude de la houle en surface.

Il en résulte que pour réaliser cette houle, il suffit de régler le générateur de façon que :

$$r = m / \operatorname{sh} kh \qquad R = m \operatorname{ch} kh / \operatorname{sh} kh$$

L'exacte reproduction de  $y_s$  n'est complètement assurée que pour les houles en profondeur infinie ou pour les houles de très grande longueur d'onde, mais étant données les valeurs de  $H$  au regard des  $h$  usuels, l'aplatissement approché de l'ellipse de l'orbite produit par l'appareil n'introduit qu'une très faible proportion de l'harmonique 2. Du reste, un accessoire mécanique simple permet de modifier virtuellement  $H$  si cela est jugé nécessaire, sans avoir à toucher les organes fixes du générateur.

Le maneton et l'excentrique réglant les mouvements du volet en tête et au pied sont en principe réglables à l'arrêt; mais un système comportant deux différentiels permet, si on le désire, d'assurer ce réglage en marche, ce qui a l'avantage de permettre en cours d'essais le réglage précis du creux de la houle que l'on veut réaliser et par conséquent d'assurer la répartition de l'énergie désirée sur un front de houle donné.

Lorsqu'il est nécessaire de produire un front de houle étendu, on met autant d'appareils en service qu'il y a de fois trois mètres de front d'onde à réaliser. C'est ainsi que nous avons pu réaliser un front de 78 mètres (avec 26 générateurs) sans pour cela voir apparaître les inconvénients dus aux battements longs habituels (torsion de l'arbre moteur - flexibilité des volets donnant une houle longitudinale, etc...).

Mais comme les générateurs ne sont pas liés mécaniquement, il est nécessaire d'en assurer la synchronisation absolue. Pour réaliser cette synchronisation, on a utilisé un dispositif électronique analogue à celui qui sert sur certains navires de guerre à la mise en direction des canons à partir d'un poste central de tir (fig. 4).

D'une part, un poste pilote (P) actionne avec la précision en fréquence désirée ( $> 1/500$ ) un groupe de selsyns et une dynamo tachymétrique. Cet ensemble est entraîné par un moteur contrôlé par des thyatronns, le réglage de la période se faisant par simple action sur un potentiomètre de réglage.

D'autre part, l'arbre de commande de chaque générateur comporte un selsyn qui lui est lié mécaniquement de façon rigide.

Lorsqu'un selsyn conduit se trouve décalé par rapport au selsyn pilote, il en résulte une tension de déséquilibre qui, par l'intermédiaire de relais électroniques de commande, agit sur le servomoteur de réglage du mouvement moteur du générateur correspondant.

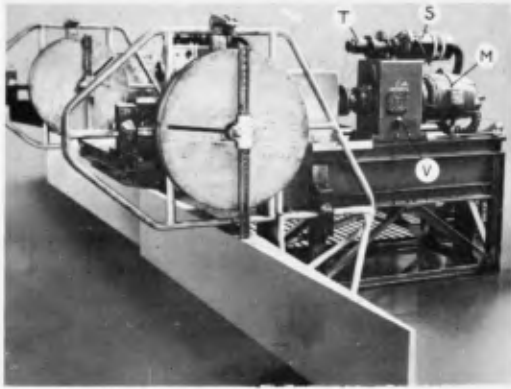


Fig. 1

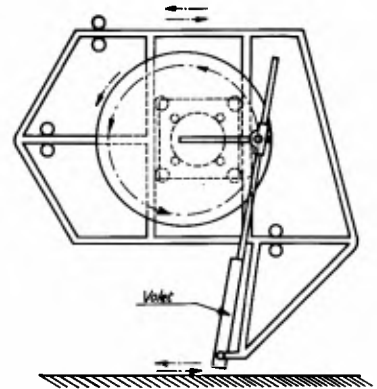


Fig. 2

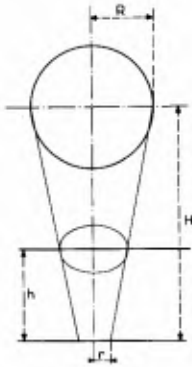


Fig. 3

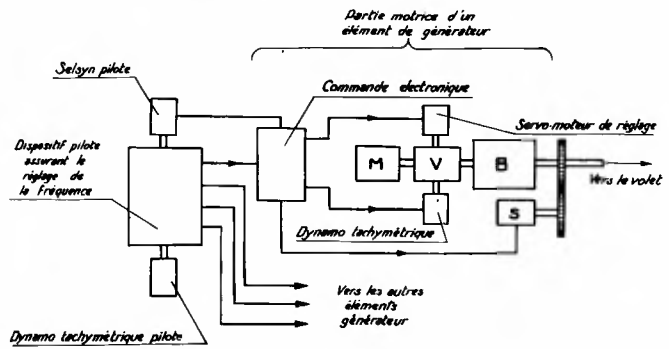


Fig. 4



Fig. 5

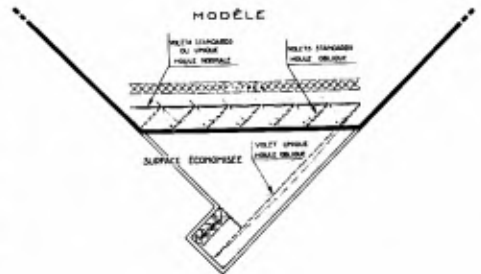


Fig. 6



L'usage nous a montré l'excellence du fonctionnement de ce dispositif qui assure la synchronisation des appareils dans le temps et dans l'espace sans aucune difficulté. Reste à préciser comment ce dispositif est réalisé pratiquement.

La transmission du mouvement aux générateurs est produite comme suit (fig. 1 et 4).

Un moteur asynchrone triphasé de 5 ch - 1.450 t:mn (M) fournit la puissance et le mouvement brut de l'installation : la marche de ce moteur strictement industriel, est en effet influencée par les variations de tension et de fréquence du réseau, la puissance appelée, etc... ce qui fait que sa vitesse de régime n'est pas absolument régulière.

Ce moteur attaque un variateur de vitesse à plateaux (V) qui fournit une démultiplication continue dans le rapport 1 à 10 par déplacement entre les plateaux de galets en forme de troncs de cônes (ce qui évite tout glissement). Un servomoteur (S) et une dynamo tachymétrique (T), qui fournit la dérive de l'écart de marche avec le pilote, agissent sur le galet pour régler à tout instant la période du mouvement à la sortie de l'appareil, c'est à dire en pratique la vitesse de rotation à la sortie du variateur.

Outre la possibilité de régulation du mouvement, le variateur donne déjà la faculté de régler la période de la houle dans la gamme 1 à 10 : par ailleurs, il existe une boîte à trois vitesses (B) dans les rapports 1 - 9 - 80; celle-ci, combinée avec le réglage continu, permet donc de régler la période dans le rapport 1 à 800, ce qui compte tenu des pignons en jeu donne finalement pour la houle expérimentale un réglage de 0,25 à 200 secondes. A noter que pour permettre le jeu du dispositif de régulation, il y a aux deux extrémités de chaque gamme de vitesse des plages de recouvrement avec les vitesses voisines.

En raison de l'étendue du domaine des périodes que l'appareil peut réaliser, on a ainsi la possibilité d'étudier, sur tous les modèles, les ouvrages non seulement avec les houles naturelles même très courtes, mais également avec les houles très longues, ce qui permet, en conclusion de chaque étude de port, la recherche de toutes les seiches possibles capables d'apparaître par accord de résonance des bassins avec la houle excitatrice.

Si par exemple on a construit un modèle au 1/200, l'échelle des temps étant 1/14,14, le générateur permet de passer de façon continue la gamme de houles naturelles allant de 3,5 secondes à 46 minutes, ce qui est nettement surabondant dans tous les cas que nous avons eus à étudier.

On conçoit par ailleurs qu'en agissant de façon appropriée sur le réglage du selsyn pilote, on puisse imposer aux générateurs des mouvements qui correspondent à la superposition de deux houles de périodes différentes mais de

direction identique. Enfin, des déphasages entre les divers batteurs peuvent permettre l'étude de houles à front discontinu (short - crested waves).

Reste la question de l'orientation de la houle : celle-ci est très facilement obtenue, puisque chaque ensemble est supporté par un bâti indépendant du fond du modèle, en changeant l'orientation des bâtis des générateurs qui au lieu d'être en ligne se trouvent placés en dents de scie. Pour raccorder entre eux les éléments de crêtes de houle produits par chaque appareil, il suffit d'agir sur le calage des selsyns des générateurs, ce qui s'obtient par un décalage de leur stator par rapport au bâti. On a prévu en outre des flasques en tôle d'acier évitant l'expansion latérale de la houle produite jusqu'à ce que celle-ci se raccorde avec celle engendrée par le générateur voisin. La figure 5 montre une batterie de générateurs en telle position sur un modèle portuaire. Noter l'économie de surface du modèle que ce dispositif de génération de la houle permet par rapport à celle nécessitée par un volet unique de grande longueur que l'on fait pivoter pour changer la direction (Fig. 6).

Comme on le voit, la polyvalence recherchée pour produire toutes les houles qui peuvent être nécessaires dans un Laboratoire a bien été obtenue. Il n'est pas sans intérêt de signaler ici que, si le matériel ainsi réalisé a représenté une mise de fonds importante, celle-ci a pu être récupérée très rapidement : ajouté à la qualité de la houle produite (minimum d'harmonique - stabilité de la période-large gamme d'emploi), ce résultat nous semble très digne de retenir l'attention des techniciens, car très souvent ceux-ci étaient amenés à renoncer - pour de petits ports en particulier - à l'exécution de modèles en raison du prix élevé des installations de base nécessaires, parmi lesquels les appareils à houle entrent pour une part très importante.

#### GENERATEURS DE MAREES

Sauf dans le cas de modèles à échelle extrêmement réduite, ou à très forte distorsion, où l'emploi de dispositifs plongeurs est seul possible, le procédé généralement employé pour réaliser les lois de marées sur les modèles consiste à introduire dans ceux-ci un débit connu, constant ou variable, très surabondant, et à effectuer par ailleurs de façon continue une vidange appropriée. Quand cette vidange est moins importante que l'introduction d'eau, le niveau monte et on représente le flot. Lorsqu'elle est plus forte, le niveau descend et on reproduit ainsi le jusant.

Pratiquement la loi que l'on veut réaliser est matérialisée par un équipage actionné par une came mécanique et la loi effectivement obtenue par un flotteur; des contacts électriques appropriés entre équipage et flotteur actionnent convenablement les organes électriques réglant automatiquement la loi de vidange.

Le dispositif, satisfaisant pour les petits marnages ou sur des modèles de petite surface, ne convient plus sur les grands modèles, car en effet le réglage du vannage de vidange "par tout ou rien" provoque des "pompages" inadmissibles avec fluctuations corrélatives des niveaux et des courants.

Pour réaliser un appareil d'emploi universel, nous nous sommes attachés à lui faire remplir dans le cadre du schéma ci-dessus les trois conditions supplémentaires suivantes, dont la nécessité est montrée dans un article cité en référence :

- Réaliser un réglage du vannage progressif, c'est à dire qui soit une fonction continue de l'écart entre les lois réalisées et à réaliser.
- Supprimer l'usage d'une came mécanique qui risque d'introduire des erreurs par l'imprécision de son tracé et qui ne permet pas d'effectuer de façon continue n'importe quel cycle périodique de marée croissante et décroissante, si le caractère des essais le requiert.
- Enfin, assurer une compensation automatique des retards hydrauliques, permettant de comparer la loi de niveau imposée non pas avec la marée effectivement obtenue sur le modèle, mais avec la loi qui y sera réalisée quelques instants plus tard en fonction d'un décalage de temps préétabli, ceci pour assurer la compensation des temps de propagation des niveaux entre le point où ceux-ci sont mesurés et l'endroit où ces niveaux sont réglés par la vanne de vidange.

L'appareillage qui répond à ces trois desiderata comporte les dispositifs décrits ci-après :

#### REGLAGE PROGRESSIF DU VANNAGE (Fig. 7)

Le détecteur de niveau, au lieu d'être un flotteur, est un appareil à pointe vibrante. Ce détecteur, décrit in extenso dans un article signalé en référence, fonctionne de la façon suivante : une fine aiguille métallique verticale est fixée sur un équipement électrodynamique qui la fait vibrer verticalement à une fréquence de l'ordre de 50 par seconde. En contact avec l'eau par sa pointe, elle constitue un interrupteur qui laisse passer un courant électrique tant qu'elle est dans l'eau et le coupe lorsqu'elle est hors d'eau : on conçoit que la quantité de courant qui traverse le circuit étant fonction de la position relative de la surface liquide et du vibreur, si celui-ci est astreint à suivre la loi de marée imposée, le courant qui traversera la pointe est de façon continue fonction de l'écart avec le niveau réalisé à chaque instant.

Ce courant est envoyé dans un amplificateur monté en pont de Wheatstone dans la diagonale duquel est placé un petit moteur à très faible inertie : la vitesse du moteur et son sens de rotation sont fonctions de la valeur et du sens de l'écart entre les niveaux voulus et réalisés.

Le moteur - de quelques watts de puissance - agit par une transmission appropriée sur une vanne du type segment, très légère et bien équilibrée, placée au fond de la cuve du modèle assez bas pour qu'il existe sur l'orifice une charge notable : par cette chaîne de mécanismes très simples, on réalise ainsi

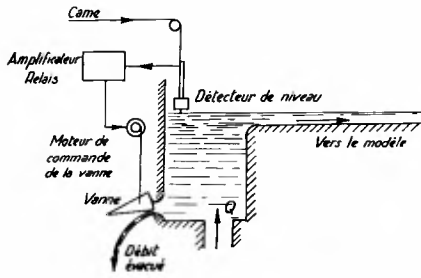


Fig. 7

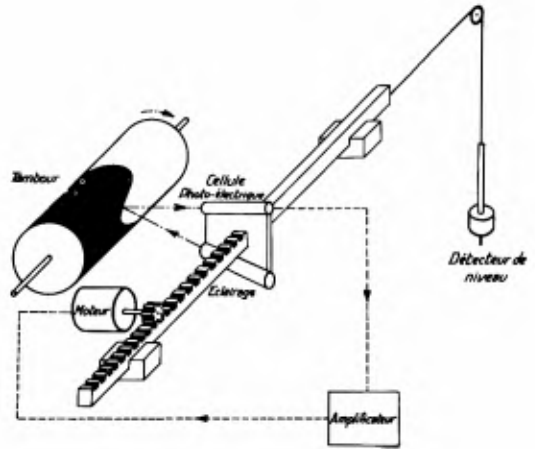


Fig. 8

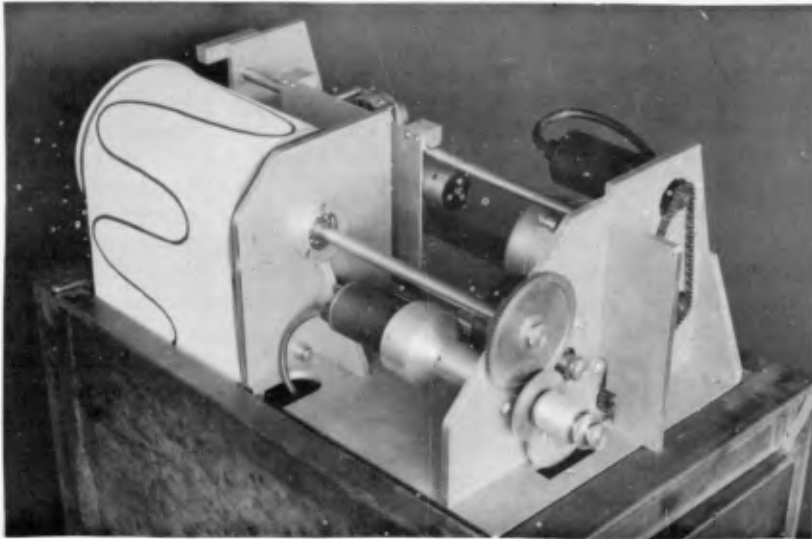


Fig. 8 bis

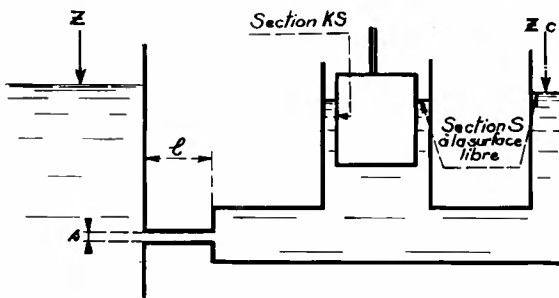


Fig. 9

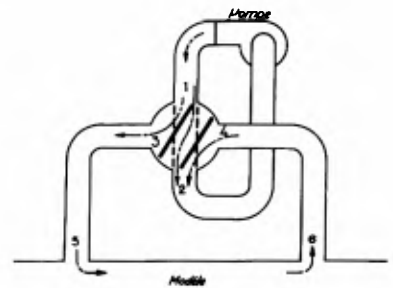


Fig. 10

une loi de mouvement de la vanne fonction de l'écart de réglage du niveau, ce qui est le but recherché.

Dans la pratique la précision obtenue sur celui-ci est de l'ordre de 1/10 mm et, le réglage étant continu, on n'observe aucun phénomène de pompage : nous en avons fait l'observation sur un modèle de plus de 1.500 m<sup>2</sup> de surface où le débit évacué atteignait 500 l/s, ce qui en cette matière constitue très certainement un record de difficulté.

#### CAME OPTIQUE (Fig. 8 et 8 bis)

La matérialisation de la loi de niveau sans came mécanique est de son côté réalisée de la façon suivante :

La loi de marée est tracée en coordonnées cartésiennes sur une bande de papier blanc se déroulant de façon uniforme, de telle façon qu'elle partage cette bande par exemple en une plage blanche à sa droite et une plage noire à sa gauche.

Un spot lumineux vibrant et très fin est produit par un dispositif optique approprié (source lumineuse ponctuelle - très fine fente objet - optique de bonne définition) monté sur un chariot qui se déplace parallèlement à la bande et perpendiculairement à son sens de déroulement : une cellule photoélectrique solidaire du chariot reçoit la lumière diffusée par le papier.

Lorsque le spot est sur la plage blanche, la diffusion est maxima, et elle est minima quand il est sur la plage noire. Le courant produit par la cellule a la forme de créneaux dont la longueur relative est fonction de la position de la limite de la plage noire par rapport au point milieu de la vibration du spot. Ce courant agissant après amplification sur un moteur commandant les mouvements du chariot, il en résulte que celui-ci ajuste à chaque instant sa position sur le tracé de la loi de marée qui se trouve ainsi matérialisée de façon très précise : un renvoi par fils et poulies - ou si on le désire par selsyns - transmet le mouvement à la tête vibrante décrite ci-dessus.

Les avantages du dispositif optique que nous venons de décrire par rapport aux cames mécaniques usuelles sont les suivants :

- 1) Possibilité de réaliser, dans leur enchainement naturel, tous les cycles de marée que l'on désire par le simple déroulement de la courbe appropriée.
- 2) Rapidité de reproduction de la loi désirée par simple tracé graphique. Possibilité d'effectuer sur la bande établie des corrections dans les deux sens à l'aide d'encre de chine ou de peinture blanche à la gouache.

- 3) Réalisation de la loi en coordonnées cartésiennes tandis que les cames mécaniques doivent être généralement transformées en coordonnées pseudo-circulaires, ce qui introduit des erreurs au traçage des gabarits.
- 4) Economie de temps et de dépenses par rapport à l'usinage des cames mécaniques.

CORRECTEUR D'ECART

Restait, pour rendre universel l'emploi de l'appareil, à résoudre le problème de la correction des retards hydrauliques de transmission.

En effet, même en admettant - ce qui n'est pas toujours le cas - que la vanne de vidange est placée au voisinage d'un endroit qui est le point homologue de celui où, dans la nature, on dispose d'un poste marégraphique, condition optima pour avoir une réponse hydraulique rapide, il peut arriver que sur un modèle on soit amené à représenter simultanément la houle et la marée : dans ce cas pour détecter le niveau de marée réalisé dans le modèle en éliminant les fluctuations rapides de niveau provoquées par la houle, on est amené à établir un filtre hydraulique passe-bas qui élimine ces fluctuations dans un puits de contrôle. Mais on sait que dans ce cas, un effet parasite du filtrage est de provoquer un retard entre la loi de niveau à l'intérieur du puits de mesure et la loi du niveau extérieur, retard qui est fonction de la capacité de filtrage du dispositif : il faut compenser ce retard systématique par une avance correspondante si on veut que le vannage de marée fonctionne sans hystérésis.

Nous avons résolu ce problème au moyen du dispositif suivant (Fig. 9) :

Le puits de mesure, de section  $S$ , est relié au modèle par un tube fin  $T$  de section  $s$  et de longueur  $l$  : l'ensemble est complété par un puits auxiliaire dans lequel un plongeur mobile peut provoquer des variations de volume de façon telle que sa section équivalente soit  $K S$ .

On donne au plongeur la loi de mouvement suivante, en relation avec la loi de marée  $Z(t)$  et le niveau  $z(t)$  dans le modèle :

$$Z(t) - (K - 1) z(t) / K$$

Si  $K$  est assez grand par rapport à 1, on a dans le puits  $S$  une loi de niveau  $z_c(t)$  en avance d'un temps constant par rapport à  $z(t)$ .

L'appareil se comporte comme un montage électrique avec self et capacité donnant une avance de phase à l'écart de réglage. Si  $e_c$  est l'écart corrigé et  $e$  l'écart initial, on a :

$$e_c = e + R de/dt + L d^2e/dt^2$$

avec

$$R = \frac{1}{g} \frac{8 \pi \nu}{s} \frac{K S}{s} \quad L = \frac{1}{g} \frac{K S}{s}$$

où  $g$  est l'accélération de la pesanteur et  $\nu$  la viscosité cinématique de l'eau.

En agissant sur les valeurs constructives de l'appareil on peut donc compenser le retard provoqué par l'effet de filtre du dispositif. C'est ainsi que sur un modèle nous avons pu réaliser une correction de plus de 10 secondes, nécessité par la filtration de la houle et la distance importante séparant la vanne du réglage du point où la marée était connue.

Il va de soi que tous les modèles à marée d'hydraulique maritime ne nécessitent pas un appareillage aussi complet que celui décrit ci-dessus. En particulier l'usage du correcteur ne se justifie que lorsqu'il est nécessaire de représenter à la fois la houle et la marée : il nous a toutefois paru utile d'en signaler ici l'existence car il résout de façon complète un problème qui, jusqu'à présent, à notre connaissance n'avait encore jamais été abordé.

Il va de soi par contre que si un modèle est réalisé de façon telle que l'on doive y faire intervenir deux lois de marées (comme ce fut le cas par exemple sur le modèle du canal du Cap Cod étudié avant la guerre par le Laboratoire du Massachusetts Institut of Technology), il faut avoir recours à deux installations à marée comportant chacune : circuit d'alimentation, vanne de vidange, détecteur de niveaux et came optique.

#### REALISATION DE COURANTS DE MAREES

La réalisation partielle sur les modèles du bassin géographique intéressé par la marée en un lieu fait que bien souvent - pour ne pas dire toujours en dehors du cas des estuaires - la bonne représentation de la loi de variation des niveaux ne donne pas pour autant la représentation correcte des courants correspondants. Au reste il arrive parfois que dans la nature même il existe en un lieu des courants qui ne sont pas uniquement dépendants de la marée locale. Le problème se pose alors aux expérimentateurs d'ajouter artificiellement aux courants produits sur la maquette par la loi des hauteurs de marnage déjà réalisée des courants complémentaires et ceci sans que cette adjonction modifie la loi de niveau précédemment réglée, cet ajustement devant se faire d'ailleurs de façon empirique en faisant coïncider par tâtonnements successifs les lois de courants relevées dans la nature avec les mouvements observés sur le modèle.

Le problème peut évidemment être résolu au moyen de pompes volumétriques à débit variable qui prélèvent du débit en un point approprié de la maquette et le restituent en un autre point. Cependant le prix élevé de telles machines, surtout quand les débits en jeu sont importants, rend ce dispositif économiquement prohibitif : en outre la lubrification de telles pompes, quand elles ne véhiculent que de l'eau, pose également des problèmes délicats.

La solution que nous avons réalisée consiste à utiliser une pompe centrifuge normale en lui adjoignant un distributeur spécial.

La figure 9 montre le fonctionnement de ce montage. On voit que lorsque le tuyau à section carrée constituant le registre tournant R du distributeur vient dans l'alignement des orifices 1 - 2, la pompe débite sur elle-même et que les circuits 3-5 et 4-6 sont sans débit.

Au contraire, quand le registre R est écarté de la position 1 - 2, la pompe aspire partiellement d'un côté et refoule de l'autre : d'ailleurs en inversant par rapport à l'axe 1 - 2 la position du distributeur, on inverse le sens du courant. Il en résulte qu'en modifiant la position du distributeur on peut réaliser, dans la limite du débit Q maximum dépendant de la capacité hydraulique du dispositif, une variation continue du débit allant de + Q à - Q en passant par la valeur zéro pour la position milieu du registre.

En disposant en 3 et 4 devant les orifices du distributeur des gabarits de forme appropriée, on peut agir sur la loi reliant le débit à la position du registre et rendre cette dernière très simple, par exemple linéaire.

On peut également asservir la loi de débit à une loi préétablie à l'aide d'une came appropriée.

Enfin, si les courants aux débouchés 5 et 6 des conduites dans le modèle varient non seulement en intensité mais en direction dans le temps, on peut y disposer des aubages dont les mouvements sont assujettis à suivre une loi cyclique convenable.

#### CONCLUSION

Au cours de cet exposé, nécessairement très sommaire, nous n'avons pas pu nous étendre sur les détails techniques de réalisation des appareils décrits et nous nous sommes bornés à indiquer les données qui ont été à la base de la conception de ces matériels.

Nous sommes volontiers à la disposition de tous ceux que les détails de construction de notre appareillage pourraient intéresser pour leur fournir les indications qu'ils pourraient désirer dans cet ordre d'idées.

Signalons en terminant, pour nous mettre en règle avec la réglementation française des Brevets d'Invention, que pour tout ou partie, certains de ces dispositifs sont protégés en France et dans certains Pays Etrangers par divers brevets.

#### REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Biesel F. et Suquet F. (1951 et 1952) Les appareils générateurs de houle en laboratoire (La Houille Blanche 2 - 4 - 5 - 1951 et 6 - 1952)
- Valembais J. (1950) Etude d'un appareil permettant la reproduction de l'onde marée dans un modèle d'estuaire (La Houille Blanche - n° spécial B - 1950)
- Gridel H. (1950) La mesure précise et l'enregistrement des niveaux stables ou fluctuants au moyen de pointes limnimétriques à vibrations entretenues. (La Houille Blanche - n° spécial B - 1950)



## RESUME

## THE GENERATION OF WAVES, TIDES AND CURRENTS IN MODELS

H. Gridel

The author describes the technique and apparatus used at Chatou for the generation of waves, tides and currents in models of hydraulic structures.

(1) Generation of waves

To generate waves in models without loosing space or increasing the duration of experiments, the apparatus must be adapted to the following requirements:

- a. the movements of water must be reproduced with a good approximation,
- b. the period of the generated waves must be adjusted with an excellent precision (especially for the reproduction of seiche phenomena),
- c. it is necessary that the wave height, period and phase can be adjusted during operation of the generator,
- d. the wave generators must be made of standard elements, electrically synchronised.

The apparatus designed and built at Chatou is perfectly adapted to these requirements and has proved to be very easy to operate.

(2) Generation of tides

The tide models at Chatou are controlled by an automatic apparatus for the regulation of water level, which operates as follows:

A constant or variable discharge is introduced at the downstream end of the model, a variable discharge being evacuated by a sector gate designed to require very small power to be operated. A level detector with a vibrating needle measures the difference between the actual and the required water level and actuates, by means of an electronic relay, the motor of the gate.

The precision of the level detector and its continuous action yield to a precision of 1 to 2 tenths of a millimeter in the regulation of the water level. The cam controlling the up and down movement of the detector is drawn on a graph and followed by a photoelectric device. With this type of cam, one can realize a complicated cycle of tides very rapidly and at small cost. The precision obtained is very good.

If the design of the model is such that it yields to hydraulic time differences inducing instability, they are compensated by a hydraulic device introducing the first derivative of the water level difference.

(3) Generation of currents

It is sometimes necessary in a model to superimpose currents independently of the level variations, for instance in a model reproducing a small portion of an estuary. The Laboratory has designed an apparatus which permits restitution in a section of the model of the discharge taken at another section. It is a hydraulic analogy to the wheatstone bridge.

## Chapter 18

# DIFFRACTION DE LA HOULE DEVANT UN BATTEUR PLAN

Roland BOUYSSOU

Ingénieur au Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique

### I - Avant - Propos

Dans la plupart des études sur modèles réduits à trois dimensions d'ouvrages maritimes, la houle du large est reproduite par un batteur plan placé à l'intérieur d'un bassin.

Le faisceau de houle ainsi émis ne présente pas une amplitude constante à l'intérieur des deux limites géométriques constituées par les normales au batteur issues de ses deux extrémités. Il se produit en effet un phénomène de *diffraction* ou d'épanouissement de ce faisceau dans tout le plan d'eau du bassin. Le long des deux normales, l'amplitude est réduite et le domaine de cette perturbation peut s'étendre à la zone médiane.

Lorsque le batteur est assez long, on peut penser que le phénomène, devant chacune de ses extrémités, est analogue à celui de la diffraction à l'extrémité d'une jetée semi-indéfinie. On sait que dans ce cas, l'amplitude est réduite de 50 % le long de la limite géométrique du faisceau.

On peut aussi comparer le faisceau de houle émis par le batteur de longueur limitée, à celui qui franchirait normalement une large brèche, de même importance. Cette dernière analogie a été indiquée par MM. BIESEL et SUQUET (1) dans l'article paru en 1951 dans la revue "La Houille Blanche" : "*Les appareils générateurs de houle en Laboratoire*".

Nous nous proposons de présenter ici, les résultats des relevés détaillés de la répartition des amplitudes devant un batteur plan, qui ont été effectués au Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique.

### II - Installation d'essais utilisée

La figure 1 représente l'installation d'essais utilisée. Le bassin dans lequel est placé le batteur mesure 27 m de longueur et 20 m de largeur. Le fond est parfaitement horizontal et la hauteur d'eau est de 300 mm .

Tout autour de ce bassin, des plages amortisseuses ont été aménagées pour éviter les réflexions sur les murettes d'entourage. Face

au batteur, des filtres à houle en grillage métallique ont été ajoutés sur une plage existante pour améliorer l'absorption de la houle incidente et éviter des réflexions vers le batteur.

Des filtres analogues sont placés devant le batteur comme lors des essais habituels au Laboratoire. Leur rôle est alors d'absorber les réflexions dues aux ouvrages étudiés et d'empêcher leur renvoi par le batteur vers ces ouvrages.

### III - Générateur de houle

Le générateur de houle que nous avons employé est un batteur plan à simple articulation dont le volet, bien que léger, présente une grande résistance à la torsion. La cote de l'axe d'articulation est voisine de celle du fond du bassin. Ce batteur mesure 10 m de longueur.

Il est muni de petits guideaux perpendiculaires à son plan destinés à supprimer les oscillations transversales de l'eau qui pourraient prendre naissance à certains régimes. Sur les extrémités du bâti sont fixés deux autres guideaux plus importants, de 1 m de longueur.

La période de la houle produite (ou la longueur d'onde) est réglée en agissant sur le variateur de vitesse monté sur le groupe de commande. Le réglage de l'amplitude est obtenu en agissant sur l'excentricité du système bielle manivelle. Quant à la direction de propagation, elle est toujours perpendiculaire au plan du volet.

Ce batteur se distingue ainsi de celui qui est représenté fig.2 et que nous appelons : "batteur serpent", ou "à éléments séparés".

Ce nouveau type de batteur à houle sur lequel nous reviendrons à la fin de ce texte est utilisé également au Laboratoire. Il comprend au lieu d'un volet plan unique, un grand nombre de volets élémentaires mus par le même groupe moteur mais réglables individuellement pour l'amplitude et la phase.

Chaque volet considéré isolément émet une onde sensiblement circulaire et l'expérience montre que l'ensemble de ces ondes admet une enveloppe qui donne une crête de houle très régulière. Ceci constitue une illustration physique du principe de HUYGHENS appliqué à la houle.

Suivant le réglage choisi sur les divers éléments, les lignes de crête peuvent être rectilignes ou même courbes et le sens de propagation est variable par rapport au plan du batteur.

Lorsque le déphasage est nul entre les éléments, la houle produite présente des crêtes rectilignes et sa direction de propagation est normale au plan du batteur. C'est le cas de la houle que nous considérons ici.



Fig. 1. Installation d'essais.

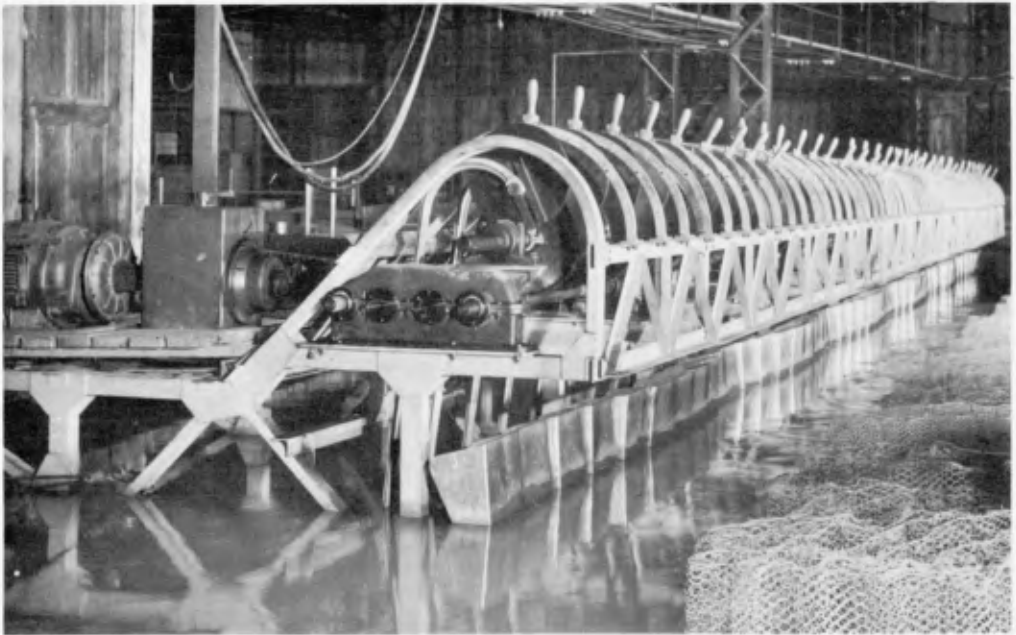


Fig. 2. Batteur serpent (ou à éléments séparés).

#### IV - Détermination de l'amplitude de référence

Il fallait d'abord déterminer l'amplitude de la houle 2a correspondant à un réglage donné du batteur plan, en l'absence de toute diffraction.

Pour cela, nous avons opéré en isolant une tranche de houle à l'intérieur du petit canal métallique visible sur la figure 3. Ce canal, disposé perpendiculairement aux crêtes de houle, est muni à son extrémité de filtres amortisseurs destinés à absorber la houle incidente. L'amplitude entre la crête et le creux est mesurée au moyen d'une pointe à oeil cathodique.

Ces mesures, effectuées en plusieurs emplacements, le long du batteur, ont permis, au départ, de s'assurer de la régularité de la houle produite. Le canal a ensuite été enlevé pour laisser entièrement dégagée de tout obstacle la zone des mesures systématiques.

Pour ces mesures en effet, seules subsistent dans le plan d'eau les tiges de faible diamètre qui supportent les rails constitués par profilés U en duralumin, visibles sur la même figure. Sur ces rails peut se déplacer l'appareillage de mesure.

#### V - Appareillage de mesure

Celui-ci permet d'effectuer des relevés systématiques de l'amplitude à l'intérieur d'une maquette de port.

Les mesures proprement dites ont été effectuées pour trois houles, à l'intérieur d'un rectangle de 12 m x 5 m dont la plus grande dimension est parallèle au batteur. Ce rectangle intéresse ainsi une grande surface de plan d'eau devant le batteur.

L'amplitude a été enregistrée, de façon continue, suivant des droites parallèles au batteur (et donc aux crêtes de houle) très proches l'une de l'autre.

Ces diverses droites sont matérialisées par un rail mobile pouvant être déplacé parallèlement au batteur. La figure 4 représente cet appareillage.

Chaque ligne correspond donc à un emplacement bien déterminé du dispositif de mesure, repéré sur le modèle et sur les plans des résultats. (figures 5 à 10).

Les mesures sont effectuées par l'intermédiaire de capteurs à capacité portés par des chariots automoteurs. Ces chariots se déplacent avec une vitesse suffisamment lente le long des lignes de mesures. Au cours de leur déplacement ils rencontrent plusieurs repères d'espace qui transmettent un signal à l'appareillage enregistreur, ce qui permet de situer exactement les amplitudes relevées.

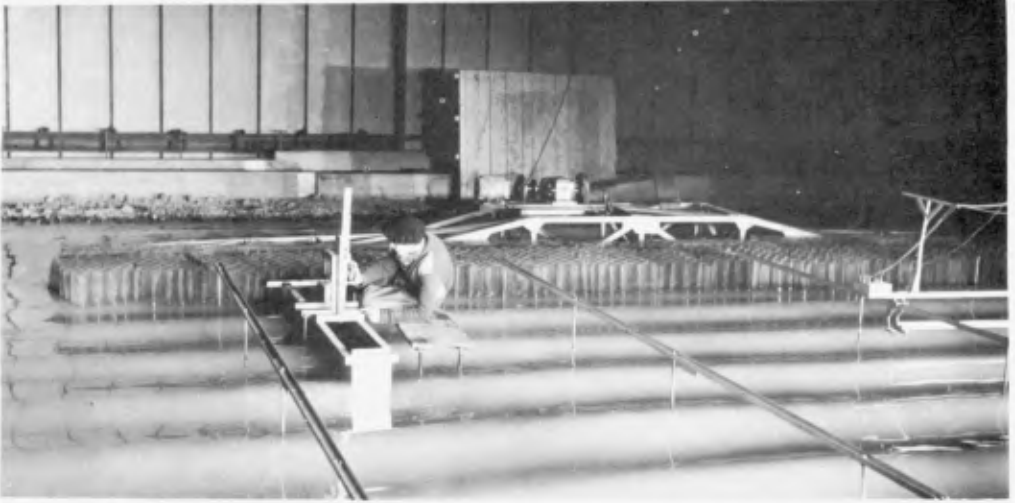


Fig. 3. Détermination de l'amplitude de référence en l'absence de toute diffraction

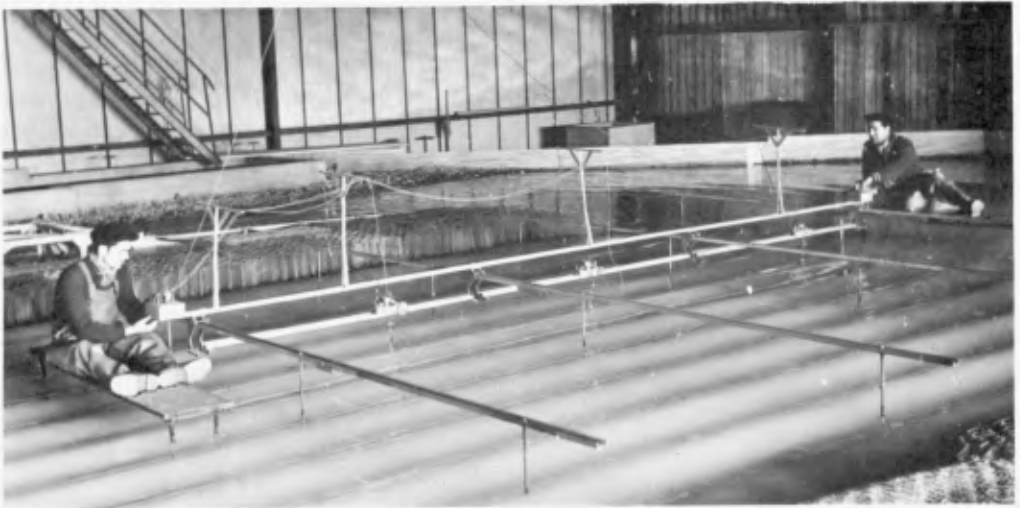


Fig. 4. Appareillage de mesure pour les relevés systématiques de l'amplitude devant le batteur

Les capteurs à capacité sont constitués par un fil de cuivre souple enroulé sur un support rigide suivant quatre spires. Ce fil est revêtu d'une mince pellicule d'émail à haute résistance mécanique, formant diélectrique. Il est parcouru par un courant alternatif de fréquence 15 KC. Les variations de la cote du plan d'eau sous l'effet de la houle au droit du capteur provoquent des variations dans un rapport constant de la capacité du condensateur dont le fil constitue l'armature interne, l'émail, le diélectrique et l'eau, l'armature externe.

Ces variations sont transmises à l'enregistreur graphique de la houle (E.G.H.).

## VI - Enregistreur graphique de la houle

Cet appareil, étudié depuis 1949, a été mis au point en 1951 au Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique pour répondre aux nécessités des mesures sur les modèles réduits d'ouvrages maritimes. Il a été présenté par M. BOUDAN au Comité Technique de la Société Hydrotechnique de France au cours de la session du 25 au 27 Novembre 1951 (2).

Nous soulignons seulement ici que le principe utilisé permet de s'affranchir des inconvénients dus aux procédés classiques des mesures de capacité en haute fréquence par accord d'un circuit oscillant.

Cet appareil enregistre directement de façon linéaire les variations de l'enfoncement du capteur à capacité dans l'eau, c'est-à-dire les variations du plan d'eau dues à la houle. Ces variations sont ainsi transcrites dans un rapport choisi sur un papier quadrillé se déroulant à vitesse constante.

L'exploitation de cet enregistrement est très facile.

## VII - Résultats des mesures

### a) Houle $T = 0,7$ seconde :

La première des trois houles pour lesquelles les relevés ont été effectués est celle de 0,7 seconde de période et de 35 mm d'amplitude. Sa longueur d'onde  $L$  pour 300 mm de hauteur d'eau est de 750 mm, la profondeur relative  $h/L$  de 0,4 et la cambrure  $2a/L$  de 4,65 % (figure 5).

Sur ce tableau nous retrouvons, correctement situées par rapport au batteur, les lignes suivant lesquelles les relevés ont été effectués. L'ensemble de ces lignes constitue le rectangle de 12 m de longueur et de 5 m de largeur dont nous avons déjà parlé.

Des enregistrements continus de l'agitation, nous avons extrait environ un millier de point.

DIFFRACTION DEVANT UN BATTEUR A HOULE PLAN  
 $T = 0,7 \text{ sec}$   $2a = 35 \text{ mm}$   $h = 300 \text{ mm}$   $L = 750 \text{ mm}$   $\frac{h}{L} = 0,4$   $\gamma = 4,65\%$

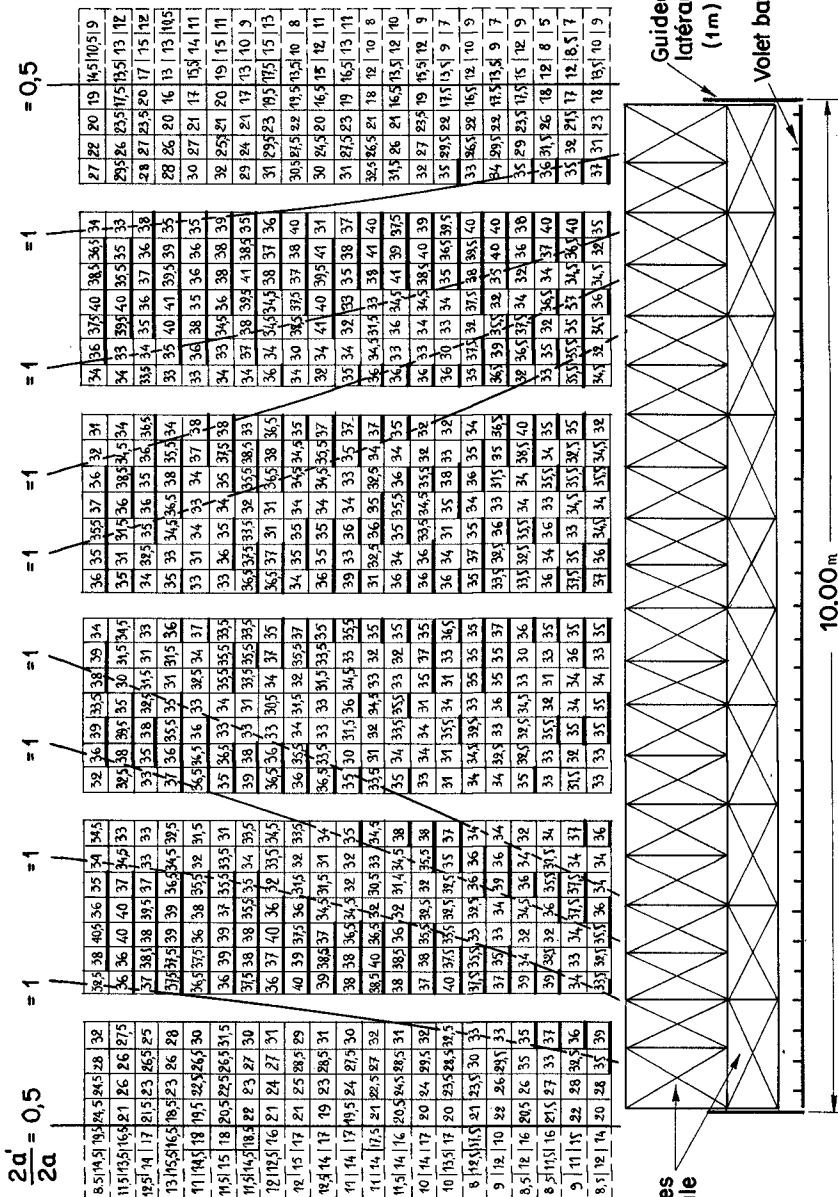


Fig. 5. Répartition des amplitudes devant le batteur pour la houle de période  $T = 0,7$  seconde



Nous avons indiqué les valeurs de l'amplitude que nous désignons par  $2a'$ , à l'emplacement correspondant sur le tableau général des résultats. Nous avons d'autre part souligné parmi ces valeurs, toutes celles qui sont supérieures à  $2a$  : amplitude mesurée au début de l'essai dans le petit canal d'étalonnage, en l'absence de toute diffraction, c'est-à-dire amplitude de référence.

Ces résultats ont fait apparaître nettement des zones dans lesquelles l'amplitude locale est successivement inférieure, puis supérieure à l'amplitude pour laquelle le batteur à houle est normalement réglé. Les écarts dépassent assez souvent 10 % de l'amplitude au départ du batteur que nous appellerons "*amplitude de référence*".

Entre ces zones, nous avons tracé les courbes moyennes pour lesquelles l'amplitude relative  $\frac{2a'}{2a}$  est égale à l'unité.

Nous avons pu remarquer également que les points d'amplitude moitié étaient très près des deux normales issues des extrémités du batteur.

Enfin, dans la zone médiane, l'influence de la diffraction bien qu'atténuée reste importante : on ne voit pas dans le cas particulier une zone bien marquée dans laquelle l'amplitude soit en tous points très voisine de la valeur réglée.

Nous reviendrons plus loin sur l'interprétation de ces résultats. Nous allons examiner auparavant les tableaux analogues obtenus avec les deux autres houles étudiées.

*b) Houle  $T = 0,6$  seconde :*

Pour cet essai (figure 6) la période de la houle  $T$  est de 0,6 sec. l'amplitude de 26 mm et la longueur d'onde de 560 mm par fonds de 300 mm. La profondeur relative  $h/L$  est ainsi de 0,54 et la cambrure se trouve être de 4,65 % comme pour l'essai précédent.

Les résultats mettent encore en évidence l'existence de zones assez bien individualisées d'amplitude supérieure ou inférieure à l'amplitude initiale, Les points d'amplitude moitié se situent encore sensiblement sur les normales aux extrémités du batteur.

*c) Houle  $T = 0,8$  seconde :*

La période est ici de 0,8 sec., l'amplitude est de 26 mm et la longueur d'onde est de 960 mm par fonds de 300 mm. La profondeur relative  $\frac{h}{L}$  est de 0,31 et la cambrure  $2a/L$  de 2,7 % (figure 9).

Nous faisons les mêmes constatations que pour les deux essais précédents à ceci près que la largeur de chaque zone devient plus

DIFFRACTION DEVANT UN BATTEUR A HOULE PLAN

$T = 0,6 \text{ sec}$      $2a = 26 \text{ mm}$      $h = 300 \text{ mm}$      $L = 560 \text{ mm}$      $\frac{h}{L} = 0,54$      $\gamma = 4,65\%$

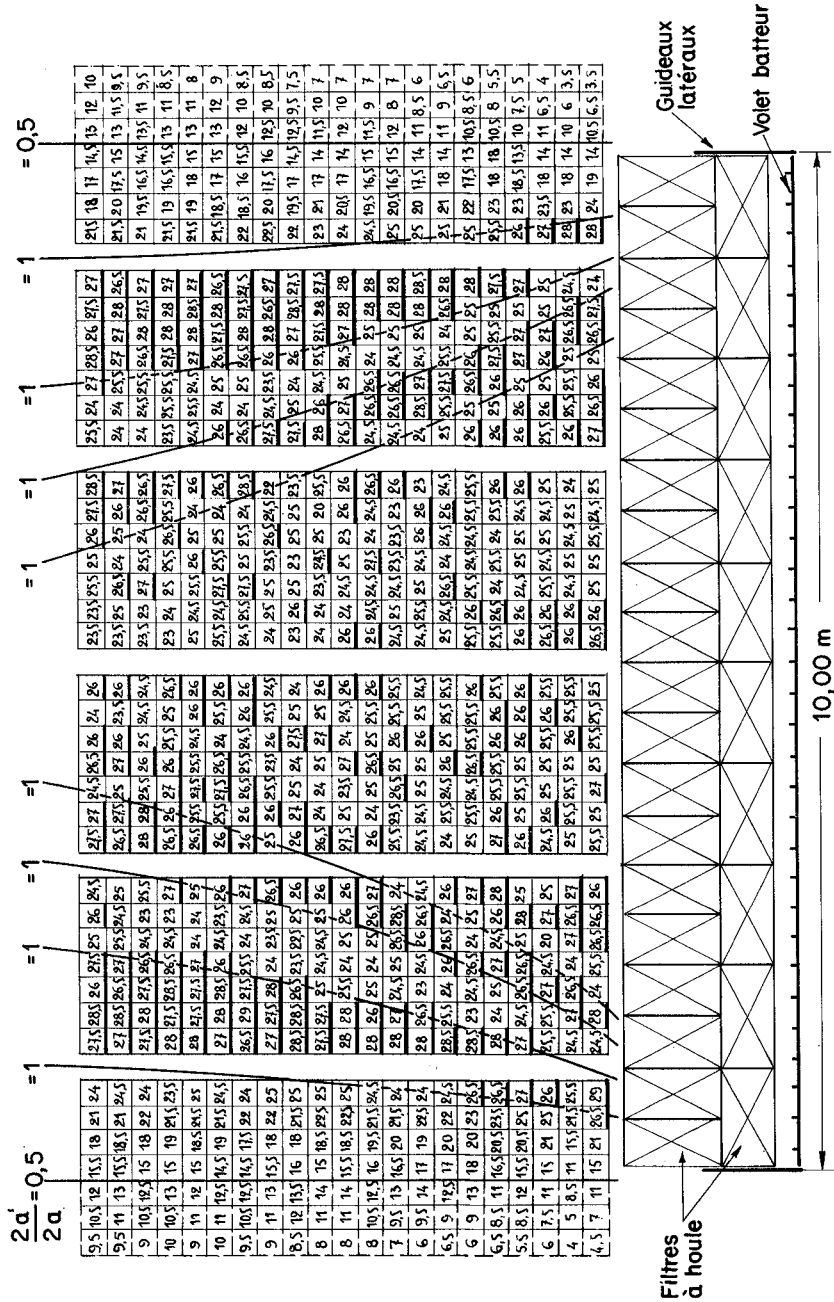


Fig. 6. Répartition des amplitudes devant le batteur pour la houle de période  $T = 0,6$  seconde



**COURBES D'EGALE AMPLITUDE**

$T = 0,7 \text{ sec.}$   $2d = 35 \text{ mm.}$   $h = 300 \text{ mm.}$   $L = 750 \text{ mm}$   $\frac{h}{L} = 0,4$   $\gamma = 4,65\%$

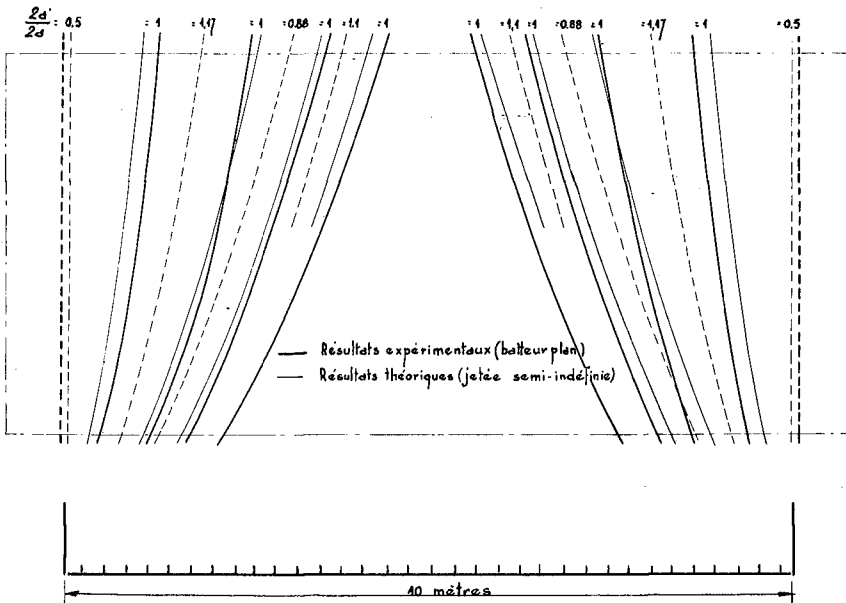


Fig. 8. Courbes d'égale amplitude pour la houle de période  $T = 0,7$  seconde

**COURBES D'EGALE AMPLITUDE**

$T = 0,6 \text{ sec.}$   $2d = 26 \text{ mm.}$   $h = 300 \text{ mm.}$   $L = 560 \text{ mm.}$   $\frac{h}{L} = 0,54$   $\gamma = 4,65\%$

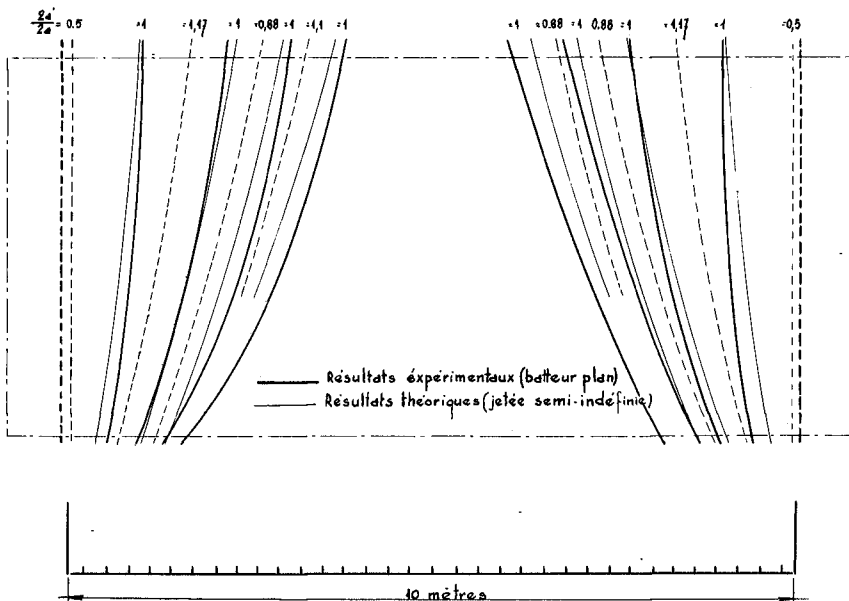


Fig. 9. Courbes d'égale amplitude pour la houle de période  $T = 0,6$  seconde

importante, ce qui est dû à l'augmentation de la période, donc de la longueur d'onde.

### VIII - Comparaison avec les théories de la diffraction

a) Houle  $T = 0,7$  seconde :

L'existence de zones aussi bien individualisées, soulignées par les trois tableaux de relevés d'amplitudes que nous venons de présenter nous a incités à établir des comparaisons plus précises avec les résultats donnés par des applications théoriques.

Nous avons comparé les résultats expérimentaux avec les résultats théoriques que l'on obtient en assimilant la diffraction autour d'un batteur à la diffraction de la houle:

- aux extrémités de deux jetées semi-indéfinies, situées de part et d'autre du batteur et considérées indépendamment l'une de l'autre dans les calculs ;
- à travers une brèche dans une jetée, brèche occupant l'emplacement du batteur.

Nous avons employé pour cela la méthode de calcul donnée par M. l'Ingénieur Hydrographe en Chef LACOMBE (Annales du Service Hydrographique de la Marine 1949) (3). Cette méthode admet en effet que l'amplitude est constante le long de la brèche, c'est-à-dire ici devant le volet batteur, entre les extrémités des guideaux latéraux.

Comme les résultats obtenus par les deux procédés de calcul (jetées semi-indéfinies et brèche) sont assez voisins, nous n'avons présenté, sur les figures 8 à 10, pour la clarté des dessins, que ceux correspondant au premier procédé de calcul. Une comparaison plus poussée pourra être entreprise ultérieurement. Elle dépasserait le cadre de cette étude.

Pour la houle de période 0,7 sec., d'amplitude 35 mm et de longueur d'onde 750 mm, les courbes  $2a'/2a = 1$  obtenues expérimentalement sont représentées en traits continus épais (figure 8). Les courbes théoriques relatives aux mêmes caractéristiques de houle sont en traits continus fins. Nous rappelons que  $2a'$  désigne l'amplitude locale et  $2a$  l'amplitude réglée initialement ou amplitude de référence.

La figure montre que les diverses courbes, théoriques et expérimentales, ont sensiblement la même allure parabolique et sont assez voisines. Elles présentent cependant certains écarts qui peuvent atteindre  $1/4$  de longueur d'onde.

A l'intérieur des zones comprises entre les courbes successives  $\frac{2'a}{2a} = 1$ , la théorie permet de tracer les courbes intermédiaires :

**COURBES D'EGALE AMPLITUDE**

$T = 0,8 \text{ séc.}$   $2a = 26 \text{ mm.}$   $h = 300 \text{ mm.}$   $L = 960 \text{ mm}$   $\frac{h}{L} = 0,31$   $\gamma = 2,70 \%$

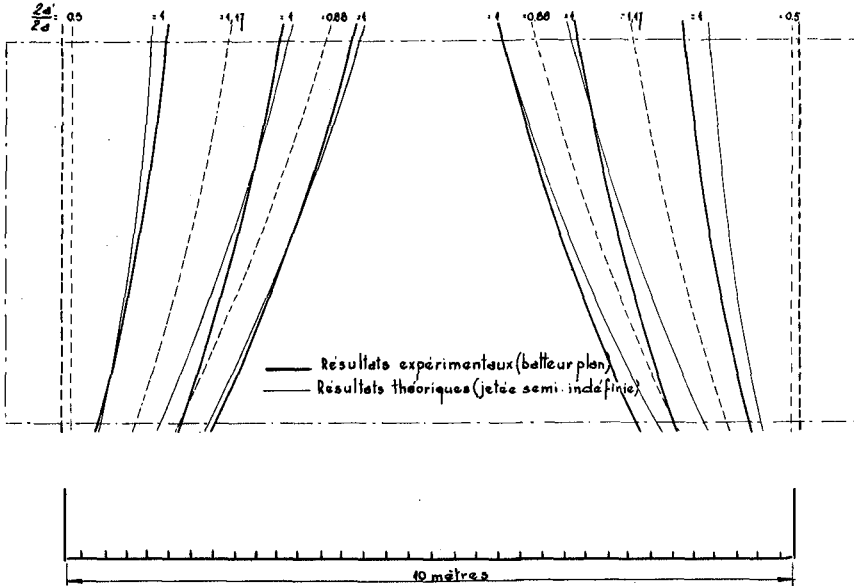


Fig. 10. Courbes d'égale amplitude pour la houle de période  $T = 0,8$  seconde

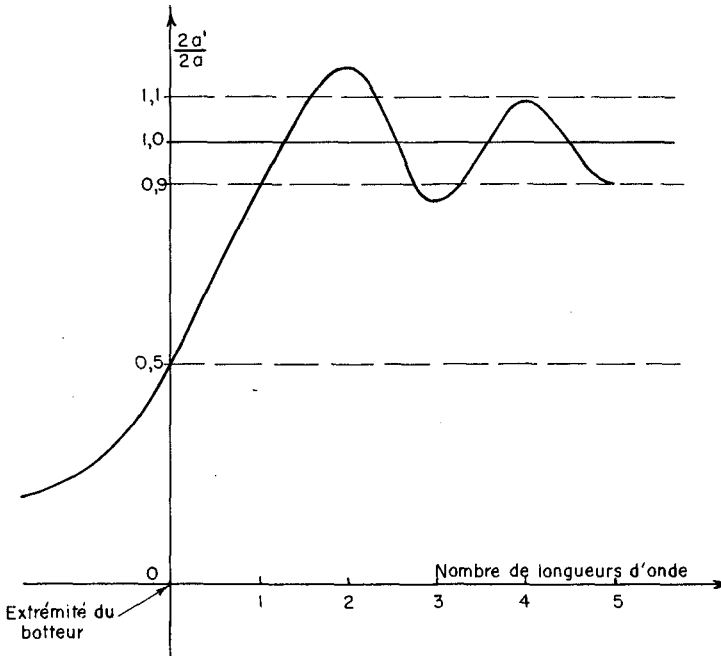


Fig. 11. Variation de l'amplitude relative le long d'une parallèle au batteur

$\frac{2a'}{2a} = 1,17$  ;  $\frac{2a'}{2a} = 0,88$  ;  $\frac{2a'}{2a} = 1,10$  figurées en pointillés fin. Ces

courbes font apparaître ainsi l'existence d'écartés supérieurs à 10 % avec l'amplitude du large dans les zones où de tels écartés ont été relevés expérimentalement comme nous l'avons déjà signalé.

Nous n'avons cependant pas tracé sur nos tableaux de résultats, les courbes correspondant à ces courbes en pointillés, pour ne pas surcharger les figures.

b) Houle  $T = 0,6$  seconde :

Pour la houle de période 0,6 sec., les constatations que l'on peut faire sont sensiblement les mêmes (figure 9).

c) Houle  $T = 0,8$  seconde :

Pour la houle de période  $T = 0,8$  sec., la figure 10 appelle des remarques analogues.

De plus, comparée avec les précédentes, elle montre que les zones relevées expérimentalement deviennent de plus en plus larges à mesure que la période, c'est-à-dire la longueur d'onde de la houle augmente, ce qui correspond bien aux conclusions des théories sur la diffraction de la houle.

## IX - Interprétation des résultats

Les résultats des mesures que nous venons de présenter soulignent l'importance du phénomène de la diffraction sur la houle émise par un batteur plan.

Nous pouvons les résumer en disant que l'allure de la variation de l'amplitude suivant une parallèle au batteur est dans les cas que nous avons considérés sensiblement la même que celle que l'on peut déterminer théoriquement par analogie avec le cas d'une large brèche équivalente ou avec celui de la diffraction à l'extrémité de deux jetées semi-indéfinies.

L'amplitude relative est de 0,5 sensiblement au droit de l'extrémité du batteur (figure 11), puis passe successivement par des valeurs de l'ordre de 1, 1,15 ; 1, 0,90 ; 1, 1,10 , etc... à des distances de cette extrémité variables avec la longueur d'onde et la distance au batteur du point considéré. Les écartés dans la zone médiane, entre l'amplitude locale et l'amplitude de référence, pourront donc être de  $\pm 10$  % dans la plupart des cas.

Il y a lieu d'en tenir compte dans la plupart des études sur modèle réduit ; on voit en effet que le phénomène de la diffraction

devant le batteur revêt une importance notable. Nous ne connaissons pas encore de solution générale pour y remédier ; nous savons seulement qu'il y a intérêt à prévoir des batteurs à houle suffisamment larges pour utiliser une zone médiane dans laquelle les écarts d'amplitude sont atténués.

Il faut observer d'ailleurs que ce phénomène a des conséquences qui varient avec le type de l'étude ; c'est pourquoi nous employons au Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique des artifices adaptés à chaque cas :

1°) Tout d'abord sur certaines installations expérimentales le phénomène n'intervient pas : canaux à houle par exemple ou certains bassins dans lesquels la houle est canalisée sur toute la longueur à partir du batteur.

2°) Pour certaines études le phénomène joue mais a peu d'importance par exemple :

- les essais dans lesquels le rôle de la houle est de mettre des matériaux en suspension le long d'une plage ;
- les essais de stabilité portant sur une grande longueur d'un ouvrage de profil donné ; l'ouvrage est alors soumis, suivant les zones, à différentes gammes d'amplitudes, ce qui donne à l'étude de sa stabilité un coefficient de sécurité ;
- de nombreux essais comparatifs de variantes d'ouvrages.

3°) Par contre le phénomène revêt une importance particulière et il faut en tenir compte dans certains cas tels que :

- l'étude d'un ouvrage particulier (musoir, épi, etc..) soumis à la houle dans un bassin muni d'amortisseurs latéraux, dans lequel on étudie sa stabilité : il est essentiel de savoir dans quelle zone d'amplitude se trouve l'ouvrage étudié pour les différentes longueurs d'onde réalisées ;
- les études portant sur le tracé d'un port pour assurer la protection des bassins intérieurs. La passe d'entrée peut être soumise suivant le cas à des amplitudes fortes ou faibles qui induiront ainsi une agitation plus ou moins importante le long des quais à protéger.

Les artifices que nous employons actuellement pour améliorer les conditions d'expérience sont assez nombreux ; nous pouvons citer notamment, outre l'utilisation de batteurs assez longs :

- l'emploi de guideaux, dans la mesure où ils ne provoquent pas des réflexions parasites ;
- le choix d'une "bonne" zone devant le batteur, en situant celui-ci convenablement par rapport aux ouvrages principaux ;



- l'exécution de relevés très détaillés des amplitudes dans des zones assez étendues du modèle ;
- le dosage des filtres à houle devant le batteur ;
- le réglage convenable de l'excentricité de volets élémentaires sur le batteur serpent dont nous avons parlé plus haut ;
- etc..

Certains de ces artifices sont encore au stade de la recherche. Ils constituent une partie de l'étude générale sur les appareils à houle entreprise depuis plusieurs années par le Laboratoire.

### BIBLIOGRAPHIE

- (1) BIESEL et SUQUET : *"Les appareils générateurs de houle en Laboratoire"* - La Houille Blanche 1951 et 1952
- (2) J. BOUDAN : *"Appareils pour la mesure des niveaux rapidement variables sur modèle réduit"* - La Houille Blanche Août-Septembre 1953
- (3) H. LACOMBE : *"Note sur la diffraction de la houle en incidence normale"* (Annales du Service Hydrographique de la Marine 1949).

### NOTATIONS

- 2a : amplitude de la houle pour laquelle le batteur est réglé, ou amplitude de référence ;
- 2a' : amplitude mesurée en un point quelconque devant le batteur ;
- $\frac{2a'}{2a}$  : amplitude relative en un point quelconque devant le batteur ;
- T : période de la houle ;
- h : profondeur d'eau ;
- L : longueur d'onde de la houle pour la profondeur h
- $\frac{h}{L}$  : profondeur relative
- $\gamma = \frac{2a}{L}$  cambrure de la houle.

## RESUME

## WAVE DIFFRACTION IN FRONT OF A PLANE WAVE PADDLE

Roland Bouyssou

In an installation specially designed for the purpose, the Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique has made numerous systematic measurements of the distribution of wave amplitude across the face of the paddle from which the wave originates.

It is known that a wave produced by a wave machine of finite width diffracts. At first sight, it may appear possible to compare this diffraction to that of a wave passing through a breach of the same width as the wave paddle and cut in a breakwater of infinite length.

When laying out a harbour model, it is important to know this "diffraction" so that the wave machine can be made to produce a wave having the appropriate amplitude in the essential sections of the model under consideration (structures, harbour entry channel, etc...)

Our tests were carried out with a normal, simple articulation, plane wave paddle, 10 metres wide.

A continuous recording of amplitude was made along lines parallel to the wave machine and very close to one another inside a 12 metres long and 5 metres wide rectangle. The measuring instrument used was the "graphic wave recorder" developed in the Laboratory, the principle of which is reviewed in the paper.

Special precautions were taken to avoid the effects of parasites (unequal amplitude at the beginning, reflections caused by the basin walls, constancy of waves produced, etc..)

Three waves were studied. For each of these, nearly a thousand measurements have been selected and recorded on a plan of the measuring area. The results obtained in this way are compared to those obtainable from theories on wave diffraction. The results show the need for the precautions taken in the Laboratory when designing wave machines.

## Chapter 19

### HARMONICS OF A WAVE

A.S. Apte<sup>1</sup>

Central Water and Power Research Station, Poona, India

#### INTRODUCTION

In a hydraulics laboratory, waves are produced generally by a flap generator ; such a wave propagates in an open canal with a horizontal bottom and with a rectangular section. Because of the importance of its applications in practice, the detailed study of such a wave has a major interest. Considerable efforts are devoted, at present, to the production of a wave as pure as possible.

Experience has shown, that in spite of all precautions taken, the wave is propagated always with some of its harmonics. It is useful to investigate analytically, on the basis of Stokes' linear theory, the conditions in which these harmonics originate. The conclusions of the theory presented here are not yet tested experimentally ; it forms part of a programme of research of the Laboratoire de Mécanique des Fluides of the Institut Polytechnique of Grenoble.

Most of the results presented here have been already published ; a bibliography is given at the end of this article. It was thought desirable, however, to give a succinct review of the question, in the hope that it might be useful to the engineer.

#### POSITION OF THE PROBLEM

We shall take as starting point, the theory of the production of a linear wave by means of a generator, as initiated by Havelock and developed recently by Biesel. We shall recall here only the boundary condition which expresses analytically, the action of the wave-machine paddle on the liquid.

---

<sup>1</sup> At present at Laboratoire de Mécanique des Fluides de l'Institut Polytechnique, Grenoble, France.

We shall suppose in conformity with the usual assumptions of Stokes' theory that the paddle, considered rectilinear for simplicity, oscillates around a mean position, which can be regarded vertical. Whatever may be the kinematical construction of the machine, we may suppose, at least as a first approximation, that the immersed portion of the paddle occupies the entire depth of water in the wave-canal. The motion of the liquid will be considered as two-dimensional, which means neglecting the wall-effects and the effects of leakage. Finally, and it is the fundamental hypothesis, we suppose that the horizontal component of velocity of a point on the oscillating paddle is given by the formula :

$$u = f(y) \cos 2\pi \frac{t}{T} \quad (1)$$

correct to the second order ;  $T$  is the period of the generator,  $y$  is the vertical distance of a point on the paddle in its mean position measured from the bed of the canal, and  $f(y)$  is a function determined by the mechanical characteristics of the generator and of the mode of its articulation.

In the case of the piston-type generator performing a simple sinusoidal translational motion parallel to the bed of the canal,  $f(y) = e$  ; while for a generator consisting of a paddle which oscillates about an axis situated in the bed of the canal  $f(y) = (y/k)e$ . In both cases, the constant  $e$  is the maximum elongation of the paddle ; obviously  $e$  is small, so also is  $|f(y)|$ .

If the wave-machine satisfies these kinematic properties, then the formulae of Havelock and Biesel give, for every function  $f(y)$ , the amplitudes of a simple, monophasic wave (period  $T$ ) generated by the movement of the paddle. It is necessary, however, to note that the theory does not take account of the production of harmonics when the movement of the generator is described by (1).

It should be remembered that the theoretical formulae giving the amplitude  $a$  of the wave in terms of kinematic parameters of the generator, are in accordance with experiments. One must not, however, expect a perfect accord between calculated values and measured values of  $a$ , since the wave-machines are very imperfectly water-tight ; this is not the only reason for the difference between theory and experiment. But it is not our aim here to discuss the practical importance of Havelock's theory ; it is rather the generation of harmonics.

For the practical engineer, the question takes the following form : Does a given wave-generator satisfy a priori the assumptions of Havelock's theory ? Or, in particular, is the movement of the generator governed by equation (1) ?

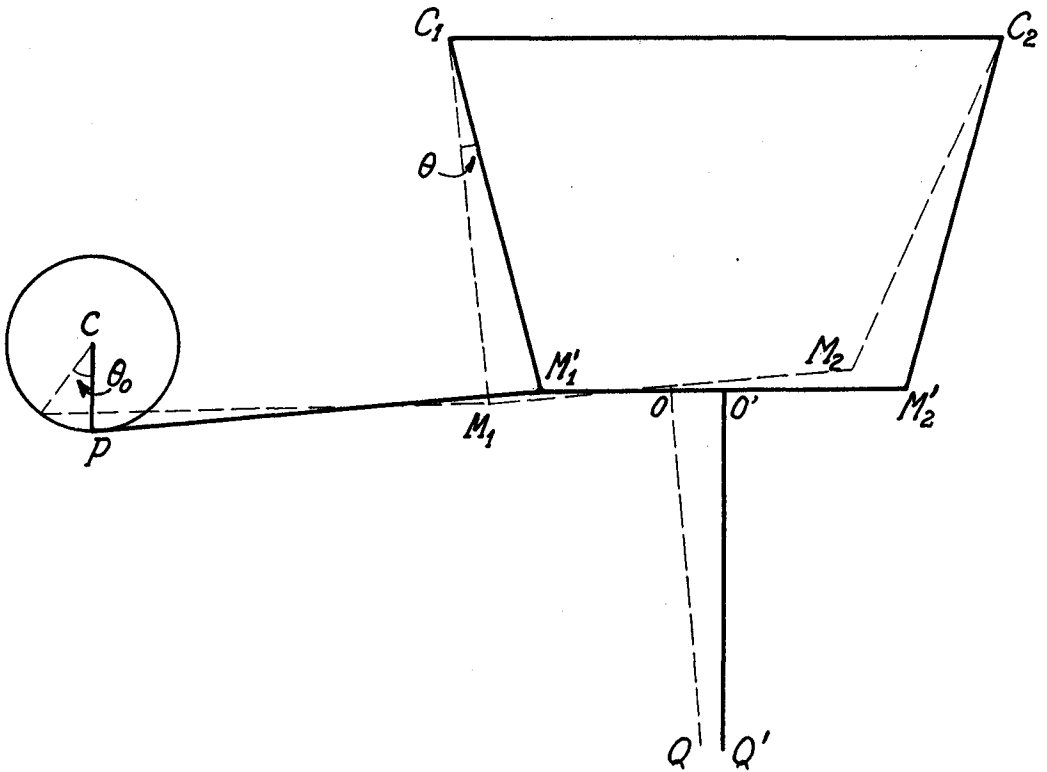


Fig. 1. Wave-generator: "three-bar" type

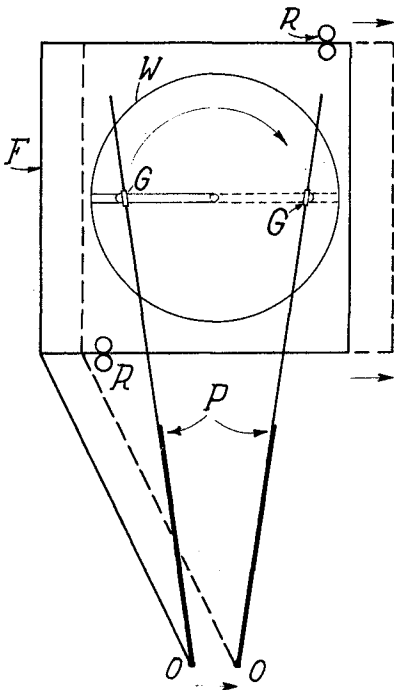


Fig. 2. Wave-generator: Chatou type

Frame F supporting the wave-paddle P; the frame makes horizontal sinusoidal oscillations on the rollers R. Paddle hinged onto frame at O.

Crank wheel W, on which is hinged eccentric guide G; upper part of paddle P slides on G.

We have studied two types of wave-generators from this point of view. The following sections give the conclusions of our theoretical research.

#### STUDY OF A THREE-BAR WAVE-GENERATOR

A common type of wave-generator is based on the three-bar mechanism. The wave-machine in the Laboratoire de Mécanique des Fluides is symmetrical with respect to the vertical, when the generator is in its mean position. The plane flap situated in the middle of the connecting-rod is thus in the plane of symmetry of the apparatus.

A moving-rod  $PM_1$  is jointed to a common point of the two planes  $C_1M_1$  and  $M_1M_2$  (Fig. 1). The other extremity of the moving rod  $PM_1$  is joined to the excentric P, which turns with a uniform velocity.

The study of this mechanism is made in two stages ; in the first we neglect the law of movement as a function of time ; we only consider the geometric form of the trajectories of points on the flap OQ. Since the amplitude of oscillations of the generator is small, suitable approximations can be made. In the course of the second step we consider the displacements of the generator OQ as a function of time.

The conclusions arrived at are the following : From the geometrical point of view the trajectories of points situated on the generator OQ have been known since a long time to be small arcs of curves of the sixth order, called trimochloïdes. A complete study of the set of these curves is quite complicated ; but, fortunately, each of the relevant parts of the curves can be approximated by an arc of a unicursal cubic. We have obtained parametric equations of this arc of the cubic in terms of the angle  $\theta$ , contained between any position of the plane  $C_1M_1$  and its mean position.

From the kinematical point of view, we have expressed  $\theta$  in terms of the angle  $\theta_0$  between the crank CP of the motor and a fixed direction ; this latter angle  $\theta_0$  is a linear function of time, when the movement is uniform. We may write  $\theta_0 = \omega t$ . It remains now to substitute this value of  $\theta$  in the parametric equations of the trajectories, giving thus the coordinates of points on the generator OQ as a function of time. Consider the following system of axes of reference O'xy, with O' at the bed of the canal and O'y vertically upwards. In this system of axes, the abscissa x of a point of the generator will be given by a formula of type :

$$x = E_0 + \sum_1^{\infty} E_n \sin(n \omega t + \alpha_n) + y' \sum_1^{\infty} F_n \sin(n \omega t + \beta_n) \quad (2)$$

where  $E_0, E_n, F_n$  are constants depending on the dimensions of the mechanism and  $y'$  is the ordinate of the mean position of the point. From this the horizontal movement of the generator results from the superposition of elementary translations :

$$x_n = E_n \sin (n \omega t + \alpha_n), \quad \omega = \frac{2\pi}{T} \quad (3)$$

and of elementary rotations :

$$x'_n = y' F_n \sin (n \omega t + \beta_n) \quad (4)$$

around the origin  $O'$ . Thus the total movement results from the superposition of an infinite number of generators of the piston and oscillating paddle type. Evidently the amplitudes  $E_n$  and  $F_n$  are very small and decrease rapidly with  $1/n$ . In my article referred to below, explicit formulae are given for  $n = 1, 2, 3$ ; from  $n = 4$  onwards the amplitudes lie outside the limits of sensibility of the current apparatus. From (3) and (4) we have the horizontal velocity components :

$$u_n = \frac{dx_n}{dt} = n \omega E_n \cos (n \omega t + \alpha_n), \quad (5)$$

$$u'_n = \frac{dx'_n}{dt} = n \omega F_n \cos (n \omega t + \beta_n). \quad (6)$$

we see thus that the characteristic function  $f(y)$  is equal to  $n \omega E_n$  and  $n \omega y' F_n$  respectively for the piston-type and for the oscillating-type generator.

After having established this we may go back to the boundary-value problem of Havelock. It imposes homogenous boundary conditions on the unknown potential function  $\phi(x, y)$  everywhere except on the paddle of the wave-generator. Along this we may write for the derivative  $\partial\phi/\partial x$  :

$$u = \frac{dx}{dt} = \frac{\partial\phi}{\partial x},$$

where  $u$  is given by (2). It follows that the solution  $\phi$  is arrived at by a summation of  $\phi'_n$  and  $\phi''_n$  corresponding to boundary values  $u_n$  and  $u'_n$  given by (5) and (6). Here the particular solution  $\phi'_n$  corresponds to a wave of period  $T/n$  produced by a piston-type generator and  $\phi''_n$  corresponds to a wave generated by an oscillating paddle of the same period.

The presence of harmonics can be thus theoretically explained. That there are no other causes of the generation of harmonics can be asserted only if the calculated amplitudes coincide with the observed amplitudes.

#### WAVE-GENERATOR DESIGNED BY M. GRIDEL

We have referred above to a second type of wave-generator. It is a wave-generator designed by M. Gridel at the Laboratoire National d'Hydraulique at Chatou (Paris) and is based on entirely different principles. It is not our purpose here to describe the apparatus in detail ; we give its essential characteristics.

The paddle of the generator is plane (Fig. 2). The upper part is moved by an eccentric, sliding on the flap and having a uniform circular movement of period  $T$ . Its lower extremity describes a simple rectilinear oscillating motion on the bed of the wave-canal with the same period  $T$ . But it does not result, unfortunately, that for every point of the generator an equation of the form (1) is satisfied. It appears, however, that the idea of M. Gridel reduces the importance of parasite harmonic waves.

#### CONCLUSION : EXPERIMENTAL VERIFICATION

To verify the theoretical conclusions stated above, the Laboratoire de Mécanique des Fluides at Grenoble have the following plan of research.

The wave-recorder of MM. Santon and Marcou described in the communication of Prof. Santon enables us to make a harmonic analysis of the periodic phenomena of the wave. It gives not only the amplitudes of the different components, but the phases of each harmonic as well. In view of the sensibility of the apparatus, one can follow the evolution of the progressive waves of period  $T/3$  ; for harmonics of higher orders the experimental results are uncertain.

We may also note the precautions to be taken. The wave canal presents many complex phenomena ; with a large wave amplitude, there appear in certain frequency-bands, parasite phenomena like a transversal clapotis. Harmonic analysis becomes more difficult. Under these conditions we are also not sure of the linearity of the phenomena. We may



consequently diminish the wave-amplitude, thereby diminishing the intensity of the harmonics, rendering the phenomena difficult to observe. A precise accord between theory and experiment cannot therefore be expected and we have to content ourselves only with the order of amplitudes calculated by means of the formulae of M. Biesel.

## REFERENCES

- Apte, A. (1954). Spectre de fréquence d'un générateur à houle : Annales de l'Institut Polytechnique, Grenoble, Tome III n° 2, pp. 99-102.
- Biesel, F. (1951). Etude théorique d'un certain type d'appareil à houle : La Houille Blanche, vol. VI, n° 2 et 4.
- Havelock, T.H. (1929). Forced waves on water : Phil. Mag., vol. 8, n° 51, pp. 569-575.
- Kravtchenko, J., Santon, L. and Apte, A. (1953). Sur la théorie approchée d'un batteur à houle : Annales de l'Institut Polytechnique, Grenoble, Tome II, n° 4, pp. 11-16.

## RESUME

## HARMONIQUES DE LA HOULE PROGRESSIVE DANS UN CANAL

A. S. Apte

Poursuivant des études théoriques et expérimentales sur la propagation des houles planes dans les canaux à sections rectangulaires, aux Laboratoires de Mécanique des Fluides de l'E.N.S.E.H. de Grenoble, nous avons été amenés à chercher l'origine des harmoniques dont on décèle toujours la présence dans la houle réelle. La question est à la fois d'ordre théorique et expérimental. Notre mémoire insiste surtout sur l'aspect théorique des phénomènes, mais nous donnons aussi des indications sur les recherches expérimentales en cours d'exécution, destinées à contrôler nos prévisions.

Au laboratoire, le générateur de houle est le plus souvent un batteur accouplé par un système de bielles à l'arbre d'un moteur, tournant à une vitesse uniforme. Le batteur que nous avons étudié repose sur le principe d'un "trois-barres". Dans une série de travaux, J. Kravtchenko, L. Santon et moi-même avons étudié le mouvement du volet au point de vue cinématique.

Eu égard à la faible amplitude des oscillations du volet, on constate que les portions utiles des trajectoires des points du corps peuvent être, sans erreur sensible, assimilées aux cubiques unicursales suroscultrices aux trajectoires (qui sont, comme on sait, des courbes du sixième ordre). Cette conclusion est indépendante de toute hypothèse sur le mouvement du moteur. Lorsque celui-ci tourne à une vitesse uniforme, la composante horizontale du vecteur-vitesse d'un point quelconque du volet peut se décomposer en séries de Fourier suivant  $\omega t$ , où  $\omega$  est la pulsation du moteur et  $t$  le temps. Ce développement se décompose en deux séries de termes. Le nième terme de la première série peut être interprété comme la composante de la vitesse d'un batteur piston fictif animé d'un mouvement sinusoïdal de translation horizontale, de pulsation  $\omega$ . Le nième terme de la seconde série s'interprète comme la composante horizontale de la vitesse d'un batteur tournant fictif, animé d'un mouvement oscillatoire de rotation autour d'un axe horizontal situé au fond du canal, normal au plan de symétrie de celui-ci et dont la position ne dépend pas de  $t$ ; la pulsation du mouvement oscillatoire correspondant est  $n\omega$ . Or, des théories récentes, dues principalement à Havelock et à Biéssel, donnent alors les moyens de calculer l'amplitude et la phase de la houle linéaire, plane de Stokes, engendrée par chacun des volets fictifs que l'on vient de définir et que nous supposons être plans.

A chacun des mouvements sinusoïdaux simples, ci-dessous, correspond donc une houle de Stokes bien déterminée. La naissance des harmoniques se trouve ainsi être complètement expliquée.

La vérification expérimentale est faite au moyen de l'enregistreur à houle de Santon et Marcou. L'analyse harmonique de la houle réelle que cet appareil permet d'effectuer donne au moins l'ordre de grandeur des phénomènes. C'est là un résultat très encourageant si l'en songe aux approximations consenties pour édifier la théorie de la propagation d'une houle réelle dans un canal.

PLAGE D'AMORTISSEMENT POUR CANAL A HOULE

C. MARCOU

Ingénieur aux Laboratoires de Mécanique des Fluides  
de l'Ecole Nationale Supérieure d'Electrotechnique et d'Hydraulique  
de Grenoble (France)

INTRODUCTION

L'obtention d'une houle pure de laboratoire pose plusieurs problèmes expérimentaux. L'un des plus importants est l'extinction aussi complète que possible de la houle incidente attaquant l'extrémité du canal.

Au point de vue pratique, il est, le plus souvent, exigé que l'encombrement de l'installation soit aussi faible que possible, de manière à éviter la réduction de la longueur utile du canal. S'il s'agit d'une installation fixe, il sera nécessaire que ses caractéristiques soient rigoureusement invariables. S'il s'agit d'une installation qu'on se réserve de régler, il sera nécessaire que les paramètres la définissant soient peu nombreux et que leur réglage soit rapide et sûr.

En ce qui concerne les installations que nous appelons fixes, c'est-à-dire celles qui restent les mêmes, quelles que soient la profondeur d'eau dans le canal et la période de la houle, le coefficient de réflexion dont nous rappellerons plus loin la définition est fonction des caractéristiques de la houle incidente.

Pour les installations réglables, les paramètres du système doivent être pour chaque houle, ajustés à des valeurs qui donnent un coefficient de réflexion minimum et sensiblement constant, autant que possible.

En ce qui concerne la première catégorie, il est certain qu'une plage de galets, d'une granulométrie convenable et de pente suffisamment faible, réalise la meilleure extinction de la houle incidente, mais on voit aussi que si l'on veut se réserver la possibilité d'utiliser des profondeurs d'eau assez importantes, on est conduit à avoir des plages extrêmement longues, condition généralement très difficile à accepter dans un laboratoire couvert.

Si l'on accepte d'augmenter la pente de la plage, le coefficient de réflexion s'élève et, d'autre part, sous l'action de la houle, des modifications peuvent se produire tant sur le profil de la plage que sur la granulométrie de ses éléments ; il en résultera des modifications du coefficient de réflexion.

Il est possible de disposer des organes amortisseurs constitués par des gabions en grillage métallique, remplis de copeaux d'aluminium ou de bois, mais il est certain qu'un tel ouvrage évolue avec le temps et ne possède pas un coefficient de réflexion constant.

Dans cette recherche de la fidélité de l'amortisseur nous avons réalisé un ouvrage formé de couches superposées de baguettes de bois disposées à intervalles réguliers et chaque couche étant à angle droit de celle de dessous ; mais chaque facette avait un pouvoir réfléchissant non négligeable.

En résumé, il semble que, si l'on ne veut pas donner à une installation du type fixe, une trop grande longueur, on devrait se contenter de coefficient de réflexion pouvant atteindre 10 %.

Parmi les dispositifs du type réglable, nous citerons celui à contre clapotis réalisé chez Neyrpic et dont une description ainsi qu'une théorie ont été publiées. Mais un tel dispositif est d'un réglage délicat et son efficacité ne paraît avoir été contrôlée, avec des résultats remarquables, d'ailleurs, que dans le cas de l'association avec une plage de galets possédant déjà, à elle seule, un coefficient de réflexion très faible.

Nous avons cherché une autre solution du problème. Notre but était la recherche d'un dispositif court, défini par quelques paramètres simples et par suite aisément reproductibles, et dont le coefficient de réflexion soit inférieur à 5 %. Une fois obtenu ce coefficient de réflexion acceptable pour des mesures pratiques, nous avons pensé beaucoup plus à assurer la constance de cette valeur au cours d'essais différents qu'à la réduire à l'extrême. Nous sommes, en particulier, convaincus que l'adjonction à notre plage de tel ou tel dispositif améliorerait le coefficient de réflexion ; mais, si nous n'avons pas poussé l'étude de ces dispositifs, c'est qu'il ne nous paraissait pas possible de chiffrer avec précision cette amélioration.

D'autre part, nous avons pensé qu'il y avait intérêt à étudier un mode d'amortissement assez simple pour qu'on puisse espérer analyser théoriquement son fonctionnement le jour où les conditions aux limites caractérisant le déferlement seront écrites.

Notre étude expérimentale n'est d'ailleurs pas terminée. Mais les premiers résultats obtenus nous ont paru assez encourageants pour justifier une publication sommaire.

## DESCRIPTION DU DISPOSITIF

Notre dispositif se compose essentiellement d'une plaque métallique de longueur  $L$  de l'ordre du mètre, de largeur sensiblement égale à celle du canal d'expérience et de 1 à 4 mm d'épaisseur, disposée de telle façon que, reposant librement sur un cadre en cornières métalliques figurant un plan incliné, elle puisse osciller partiellement autour d'un axe de rotation figuré par son arête inférieure.

La pente du plan incliné peut prendre diverses valeurs et l'extrémité inférieure peut être mise à des distances variables du fond du canal.

La position de l'arête inférieure étant toujours à une cote supérieure à celle du fond, il existe ainsi une communication plus ou moins large entre l'amont et l'aval du canal par rapport à l'amortisseur ; la partie aval du canal constitue un compartiment partiellement indépendant qui joue un rôle notable dans la dissipation d'énergie.

## FONCTIONNEMENT DU DISPOSITIF

Dans un canal où se propage en profondeur  $H$ , une houle de période  $T$  et d'amplitude  $2a$ , observons les phénomènes au niveau du dispositif amortisseur.

Envisageons tout d'abord le cas où l'arête supérieure de la plaque est à une cote très inférieure à celle de la surface de l'eau au repos. Sous l'action de la houle incidente, la partie supérieure de la plaque est périodiquement soulevée et abaissée au rythme de la houle ; la plaque n'émerge pas et il se produit une perturbation importante qui retentit de proche en proche sur l'ensemble du canal ; la réflexion est alors très importante.

Si l'on augmente la cote de l'arête supérieure de la plaque en faisant varier l'angle du plan incliné, on verra émerger de plus en plus nettement cette arête à chaque période.

Chaque vague incidente maintient la plaque au contact du support pendant le déferlement de l'onde de l'avant à l'arrière du dispositif qui évacue ainsi une certaine quantité d'eau qui est projetée plus ou moins brutalement dans le compartiment arrière.

La partie supérieure de la plaque se redresse très légèrement dans l'intervalle de 2 vagues empêchant ainsi le retour vers l'avant de l'agitation qui règne à l'arrière.

Il n'y a pas d'accumulation d'eau dans le compartiment arrière grâce à la large communication sous le dispositif entre l'avant et l'arrière.

Dans cette suite de phénomènes nous devons prendre en considération les faits suivants :

- A - Le déferlement de la houle incidente sur la plaque
- B - Le mouvement oscillant de la plaque qui occasionne un véritable effet valve et qui comporte au cours de chaque période :

- 1°) L'évacuation de l'eau déferlante dans le compartiment arrière (Fig. 1)
- 2°) Le redressement de la plaque qui a pour effet d'empêcher le retour des masses d'eau déferlées (Fig. 2).

#### A - LE DEFERLEMENT

Il permet la dissipation de l'énergie incidente de la houle par le mécanisme de la turbulence. Il correspond à une déformation progressive du profil de l'onde due à une variation de cambrure qui produit un basculement de la crête et un recouvrement du front de l'onde par sa face arrière.

Les phénomènes de déferlement ont été étudiés en laboratoire et ont donné lieu à des classifications diverses. Des études faites aux Etats Unis distinguent, suivant le caractère progressif ou discontinu des phénomènes, le "spilling breaking" le "plunging breaking" et le "surging breaking". En France on a décrit avec quelques variantes, le "déferlement en volute" et le "déferlement en deux temps".

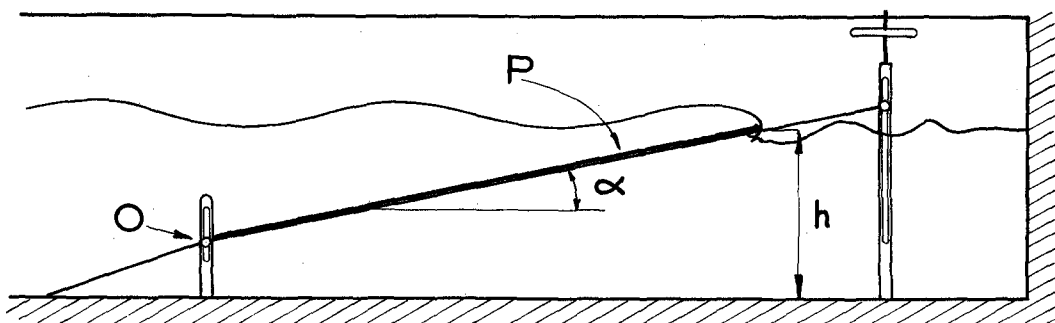
L'étude de ces différents types de déferlement nous intéresse parce qu'ils correspondent à une plus ou moins grande dissipation d'énergie et que certains d'entre eux engendrent des ondes importantes qui modifient la houle incidente. Les variations des paramètres caractérisant notre dispositif conduisent à des types variables de déferlement et par là à des efficacités différentes.

Une analyse sommaire du déferlement d'après Biésel montre qu'il résulterait de la combinaison de 2 effets principaux :

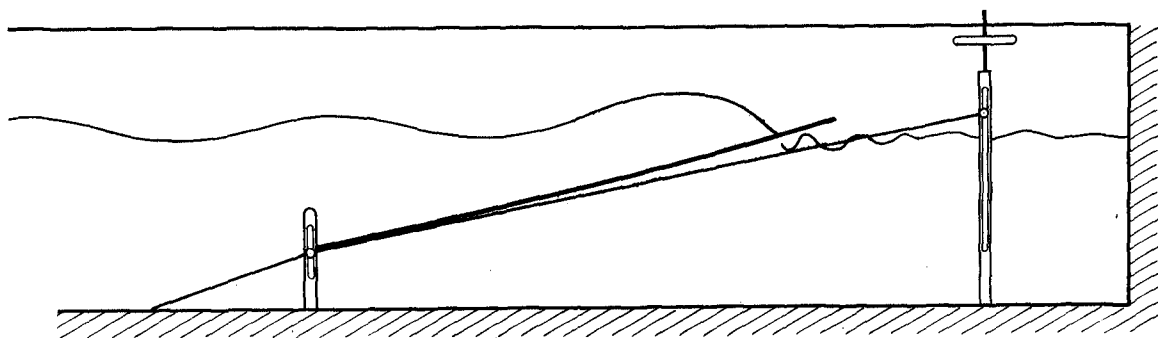
a) un raidissement de la face avant de la vague due à la pente du fond, raidissement d'autant plus important à profondeur égale que la pente est plus forte.

b) Une augmentation de cambrure qui provoque un prédéferlement.

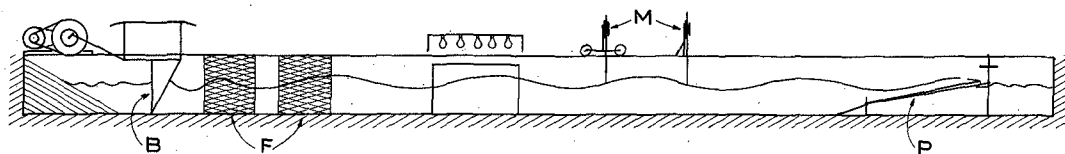
Pourtant d'autres effets interviennent ; en particulier le flot de retour du déferlement précédent d'autant plus important que la pente



**Fig. 1 - Schéma du dispositif montrant la position de la plaque pendant le déferlement de la vague.**



**Fig. 2 - Schéma du dispositif montrant la position de la plaque entre deux déferlements.**



**Fig. 3 - Schéma général de l'installation du laboratoire.**

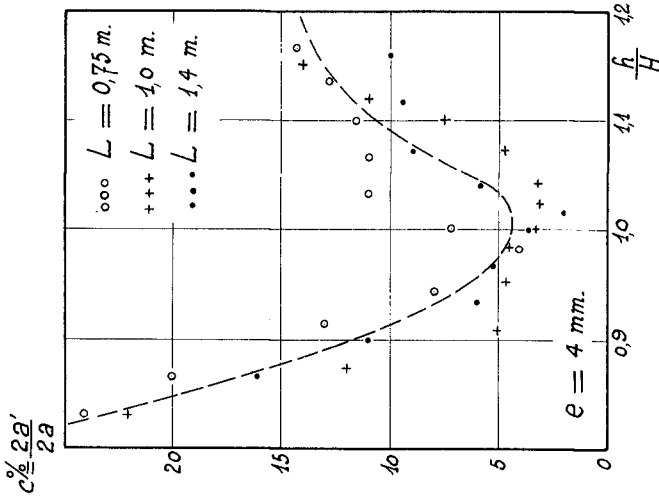


Fig. 6 - Variation du coefficient de reflexion pour des plaques d'epaisseur  $e = 4 \text{ mm.}$

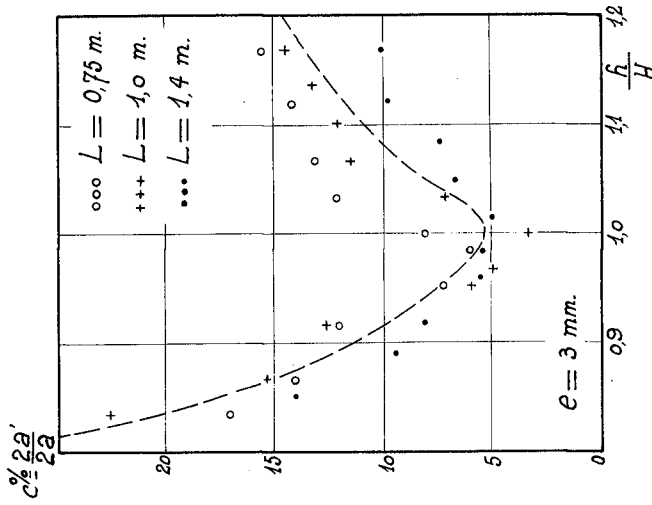


Fig. 5 - Variation du coefficient de reflexion pour des plaques d'epaisseur  $e = 3 \text{ mm.}$

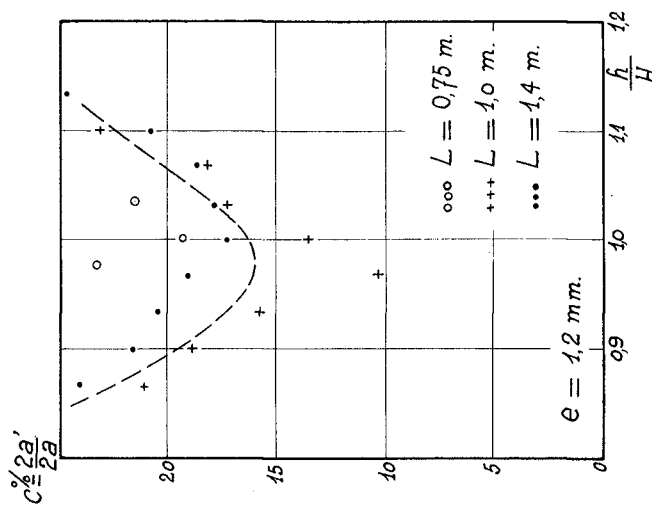


Fig. 4 - Variation du coefficient de reflexion pour des plaques d'epaisseur  $e = 1,2 \text{ mm.}$



est plus forte. Ce flot retour a un double effet sur le phénomène : d'une part il crée un courant de sens contraire à celui de la propagation de la houle ; d'autre part il engendre des ondes perturbatrices, grâce à l'effet-valve qui caractérise notre dispositif, nous éliminons assez complètement ce flot de retour.

## B - EFFET VALVE

Il comprend deux phases :

### 1°) Evacuation de l'eau de déferlement dans le compartiment arrière

L'onde déferlante abaisse la plaque et projette une certaine quantité d'eau à laquelle est liée sous forme d'énergie cinétique, une fraction plus ou moins importante de l'énergie incidente contenue dans une vague. Cette énergie cinétique est dissipée en une agitation désordonnée de fréquence élevée et irrégulière dans le compartiment arrière, sans que le système du fait de son inertie ne réagisse sensiblement. Il y a enfin une certaine dissipation d'énergie dans le courant d'égalisation des niveaux des compartiments avant et arrière.

### 2°) Le redressement de la plaque

Ce redressement est variable suivant la nature et la position de la plaque. Il crée principalement l'impossibilité du retour vers l'avant de l'eau déferlée et des perturbations du compartiment arrière.

Le redressement, qui se produit dans l'intervalle de temps qui sépare le déferlement de deux vagues successives, résulte d'un mouvement d'ensemble de la plaque que l'on peut assimiler à une rotation autour d'un axe constitué par son bord inférieur. Ce redressement est accentué par une déformation semi-élastique qui donne à la plaque, entre deux déferlements, un profil curviligne à concavité dirigée vers l'avant. L'influence de l'élasticité de la plaque est probable. Si l'on considère par ailleurs que par son module d'Young, l'aluminium, seul métal que nous ayons utilisé jusqu'à présent, occupe une position intermédiaire entre des métaux fortement élastiques comme l'acier et très peu élastiques comme le plomb, il sera intéressant de faire varier la nature du métal constituant la plaque afin de déterminer le rôle exact de l'élasticité dans les phénomènes indiqués.

## LES ESSAIS

Nous avons étudié l'influence d'un nombre réduit de paramètres caractérisant le dispositif et il faudra un très grand nombre d'essais systématiques pour définir complètement les possibilités de ce moyen d'amortissement.

Les expériences ont été effectuées dans le canal à houle du laboratoire dont les dimensions sont les suivantes : longueur 18 m ; largeur 0,50 m (Fig. 3). La houle est produite par un batteur du type "trois barres", dont la gamme de période de fonctionnement est comprise entre 0,4 s et 1,3 s. Deux filtres en grillage métallique, placés immédiatement à l'aval du générateur, régularisent la houle. Le système d'amortissement à plaque mobile est placé en bout de canal, en ménageant toutefois à l'arrière, un compartiment d'environ 1 m de longueur. La houle utilisée dans nos essais était invariable, : période  $T = 1,063$  seconde, amplitude  $2a = 6$  cm, hauteur d'eau  $H = 30$  cm.

Concernant le dispositif lui-même, les paramètres variables étaient d'une part, la longueur  $L$  et l'épaisseur  $e$  des plaques d'aluminium (seul métal utilisé jusqu'à présent) et d'autre part, la cote  $h$  de l'arête supérieure de la plaque par rapport au fond du canal.

Le tableau suivant donne les dimensions des plaques d'aluminium qui ont été utilisées :

:	:	:	:	:
:	Lcm	:	e mm	:
:	:	:	:	:
:	75	:	1,2	:
:	100	:	1,2	:
:	140	:	1,2	:

Pour chaque plaque, nous avons fait varier la cote  $h$  du bord supérieur (comptée du fond du canal pris comme zéro de référence) de part et d'autre de la cote du plan d'eau au repos. L'angle de la plaque avec l'horizontale variait ainsi de  $8^\circ$  au maximum.

Pour chacune des positions du bord supérieur de la plaque, nous avons déterminé un coefficient de réflexion moyen, résultant d'un ensemble de mesures effectuées en des noeuds et ventres successifs.

Nous rappelons le principe de cette mesure classique : par exploration à l'aide d'une pointe de mesure montée sur un chariot, on détermine les noeuds et les ventres du clapotis partiel qui se superpose à la houle progressive du fait de la réflexion. En chacun de ces ventres, on mesure l'amplitude de la houle actuelle par différence des cotes de la crête et du creux.

La demi-somme des amplitudes en un ventre et un noeud consécutif définit l'amplitude de la houle incidente et la demi-différence, l'amplitude de la houle réfléchie.

Si  $\Delta V$  et  $\Delta N$  sont les amplitudes de la houle actuelle en un ventre et en un noeud et si  $2a$  et  $2a'$  sont les amplitudes des houles incidentes et réfléchie, nous aurons les relations suivantes entre ces grandeurs.

$$2a = \frac{\Delta V + \Delta N}{2}$$

$$2a' = \frac{\Delta V - \Delta N}{2}$$

Le coefficient de réflexion sera ainsi défini par :

$$c = \frac{\Delta V - \Delta N}{\Delta V + \Delta N}$$

#### RESULTATS

Nous avons groupé les résultats dans trois graphiques (Figs 4, 5 et 6) donnant chacun, pour une épaisseur donnée, la variation du coefficient de réflexion  $c = 2a'/2a$  en fonction du rapport  $h/H$  ( $h$  = cote du bord supérieur de la plaque,  $H$  = hauteur d'eau au repos dans le canal d'expérience).

La variation du coefficient de réflexion pour chaque plaque, a une allure dissymétrique et fait apparaître une valeur optimum de la cote  $h$  pour laquelle le coefficient  $c$  est minimum. On peut distinguer dans ces courbes, deux parties :

- 1°) Une partie correspondant à une variation rapide du coefficient de réflexion pour les positions du bord de la plaque inférieure au niveau de l'eau au repos.
- 2°) Après passage au minimum (qui correspond à une position proche de la surface libre au repos) la courbe amorce un second arc qui, rapidement, s'infléchit et il semble alors que la loi de variation devienne analogue à celles des plans inclinés ordinaires. Ceci est en relation avec le fait que, pour les positions de plus en plus hautes, l'effet-valve joue de moins en moins et disparaît.

Les performances des plaques utilisées sont assez diverses ; certaines sont franchement mauvaises : c'est le cas pour l'épaisseur 1,2 mm. D'autres sont excellentes et permettent d'obtenir un coefficient de l'ordre de 3 % et même 2 % avec l'aide d'améliorations annexes telles que filtres et bassin amortisseur à l'arrière du dispositif.

## CONCLUSIONS

Les essais qui ont été décrits sont fragmentaires. De nombreuses recherches seront nécessaires pour élaborer une théorie correcte de l'extinction de la houle par notre dispositif dont, au cours d'essais variés, nous avons apprécié les avantages suivants : encombrement réduit, réglage permettant l'adaptation à des houles diverses, fidélité correcte.

D'un autre côté, il ne faut pas oublier que toute houle de laboratoire est entachée d'harmoniques. Le matériel de mesure dont nous disposons nous permettra de procéder à des essais plus fins et d'étudier expérimentalement les lois de réflexion, non seulement pour la houle principale, mais aussi pour toutes ses harmoniques.

## BIBLIOGRAPHIE

- 1 - G.F. Dixon - Contribution du modèle réduit à l'étude des aménagements portuaires. Influence de l'échelle sur l'amortissement, la réflexion et la diffraction de la houle - thèse - Université de Grenoble - 1949.
- 2 - H.W. Iversen - Waves and breakers in shoaling water - Proc. of III - Conference on coastal Engineering - 1952.
- 3 - H. Bouasse - Houle, rides, seiches et marées - Delagrave - Paris - 1924.
- 4 - John H. Carr - Mobiles breakwaters - Proc. of II Conference on Coastal Engineering - 1951.
- 5 - F. Suquet - Etude expérimentale du déferlement de la houle - Houille Blanche n° 3 - 1950.
- 6 - O'Brien - The causes of plunging and spilling breakers (Bulletin of the Beach Erosion Board, vol. 3).

## RESUME

## SPENDING BEACHES FOR A WAVE CANAL

C. Marcou

The principal obstacle to the production of a pure wave in a laboratory wave canal of short length is the presence of a wave reflected from the down-stream extremity of the canal. Different artifices are used to reduce the value of the coefficient of reflexion. It is of importance to see that these setups occupy as small a length of the canal as possible.

We have undertaken the study of a simple mechanism, easily constructed, whose parameters can be defined rigorously and whose action is consequently consistent. The different parameters can be varied systematically so that the values which give a minimum coefficient of reflection for a given incident wave can be determined.

The mechanism consists of a spending beach made of a thin aluminium plate ; the plate has the same width as the wave-canal, its lines of greatest slope being parallel to the plane of symmetry of the canal.

A frame immersed in water, supports the plate which is partially deformed under the wave-action. The parameters which can be varied are the inclination of the plate, its length and the depth of its upper and below the free-surface of the water at rest. The variations of these magnitudes imply also the variation of the height of the lower end of the plate above the bed of the canal.

The incident wave depends also on three parameters : depth, period, amplitude.

The large number of factors to be varied has restricted the number of values tested for each of them. As well as this the amplitude of these variations was often restricted either by the limitation of construction or by the conditions of use of the wave-canal.

The article gives the principal results achieved. In favourable circumstances it has been observed that the coefficient of reflexion was as low as 3 %.

The mechanism of absorption is not yet clear ; it may place either by the energy's being absorbed by the flexion of the plate or by a valve effect which compels the water particles arriving at the surface to return to the bed at low velocity.



PART 3  
COASTAL SEDIMENT PROBLEMS





## Chapter 21

### MIGRATING SAND WAVES OR SAND HUMPS, WITH SPECIAL REFERENCE TO INVESTIGATIONS CARRIED OUT ON THE DANISH NORTH SEA COAST

Per Bruun  
Technical University of Denmark.  
Associate Professor, University of Florida.

Abstract- The transport of sediment by flowing water commands great interest in connection with the control of floods, land reclamation, and the construction of harbours and coast protection works. A distinction can be drawn between littoral drift in rivers and in the sea.

The sediment transportation in rivers has been investigated by several authors, e.g. Shields, Meyer Peter, Kalinske, and Einstein, see (16) pp. 769-834. Einstein's latest theories have given reliable results in practice (9).

As pointed out by Einstein (7), there cannot be much difference, physically, between transportation of sediment in rivers and longshore drift at sea shores, apart from the littoral zone with its extremely complex conditions.

In the attempt to understand the complex problem of sea shores the practice so far has been to split them up into several reaches and investigate them separately. This work has given a number of results of practical interest in connection with littoral drift and coastal protection technology, see (2), (3), (5), (6), (11), (13), and (16).

According to Einstein, Johnson and Chien (8) there exist two types of sediment load, one that bears a certain relationship with the discharge (bed-material load), and the other which does not (wash load). The result of flume study indicates that the transport rate of wash load, just as that of the bed-material load, can be calculated according to the Einstein bed-load function (9), if the instantaneous bed composition is known. On the other hand, the bed-material load is equally available in the entire bed, but only the surface bed layer contains any significant amount of wash-load material. Any change of flow or of sediment supply may immediately change the composition of the wash-load material in the bed. The bed composition as determined from the instantaneous condition of the channel has no lasting significance so far as the wash load is concerned, and this makes the prediction of the wash-load rate from the bed-load function impossible.



The following deals with a mode of bed-load transportation which, as far as can be seen, takes place in large "waves" or humps.

Introductorily are mentioned investigations made in the United States on migrating sand bars and sand waves in rivers, and investigations in Holland on migrating sand bars on the bottom of the sea.

The major part of the paper deals with migrating sand humps along the North Sea coast of the peninsula of Jutland, Denmark, see Fig. 3.

The following terminology is used:

- |  |   |
|--|---|
| migrating bars                         | are migrating unsymmetrical sand waves at the bottom of the sea, on a river bed or in a test flume  |
| migrating waves                        | are migrating symmetrical sand waves on a river bed or in a test flume  |
| migrating undulations in the shoreline | are migrating waves in the shoreline configuration, which again may be due to a type of transverse bar  |
| migrating humps                        | are migrating sand accumulations at the bottom of the sea. They may be identified as migrating depth contours or as wave-shaped changes in the area of the beach profile down to a fixed depth. |

#### MIGRATING SAND BARS AND WAVES IN RIVERS AND IN TEST FLUMES

##### IN RIVERS

Lane and Eden have written (14) about the transportation of sediment in the Lower Mississippi and stated that 350 mill. tons of sediment is transported per year, mostly by suspension. It had long been known, however, that some of the bed-load material drifted in a series of waves extending across the stream. Generally the upper side of the waves is gently sloping and the downstream side is steep. In the following they are termed bars.

It is generally believed that the particles roll or are swept up the flat upstream slope and over the crest of the bar, and then are deposited on the steeper downstream slope where they are covered by the particles that follow. These particles then remain at rest

**MIGRATING SAND WAVES OR SAND HUMPS, WITH SPECIAL  
REFERENCE TO INVESTIGATIONS CARRIED OUT ON THE  
DANISH NORTH SEA COAST**

until uncovered by the movement of the bar in the downstream direction, when they are again moved up the sloping face and over the crest.

Surveys showed that at Bullerton (Arkansas) the slopes on the upper side were gentle and on the downstream side very steep. The bars crossed the river at angles, usually at approx. 45°, with the axis of the stream. In some cases small bars appeared on the upstream slope of the main bar. Some profiles showed a tendency of bars to travel in groups of two or three. The rate of motion, distance between crests, and height of crests were quite variable. At Bullerton some surveys showed that the rate of travel was much greater on a rising than on a falling stage. The bar height and the distance between the crests were, for instance, 8 ft. and 1000 ft. The maximum height of crests at any stage was found in the locality of swiftest current. For varying stages, the maximum heights were found when the river had been at a high stage for a considerable period of time. The effect of a very rapid rise on the height of the crest was to decrease it and also diminish the distance between crests. In cases of rapid rises of 14 and 18 ft. the bars were flattened so as to be scarcely distinguishable. The distance between crests was also subject to very great irregularities. Generally, it seemed to vary with their height.

Table 1 gives a summary of the dimensions of bars or waves and rates of material movement in average sand bars in different localities.

Table 1. Sand bar and littoral drift data. The Mississippi.

Observed at	Max. height ft.	Wave length ft.	Travel ft./day	Material movement cu.yds./day	Susp.load movement cu.yds./day	Bed-load in per cent of susp.load
Fulton	4.7	1250	22	1600	810 thous.	0.2
Helena	5	3300	17	3500	382 - to 1782 thous.	0.2-0.9
Lake Providence	10.3 <sup>+) )</sup>	2000	19.4	7400	500 - to 1500 thous.	0.5-1.5
Carrollton	10	1000	15	1850	-	0.1-0.4

+ ) average height.

At Helena (Arkansas) the bars decreased in size for a falling river and increased with rising stages.

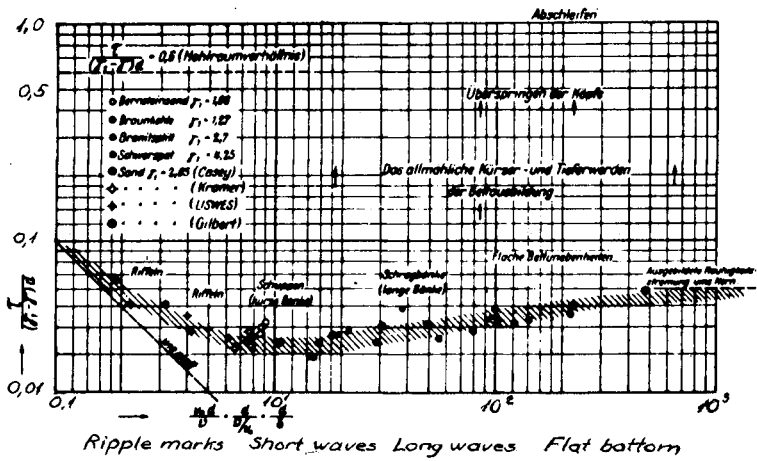


Fig. 1. Shields' experiments.

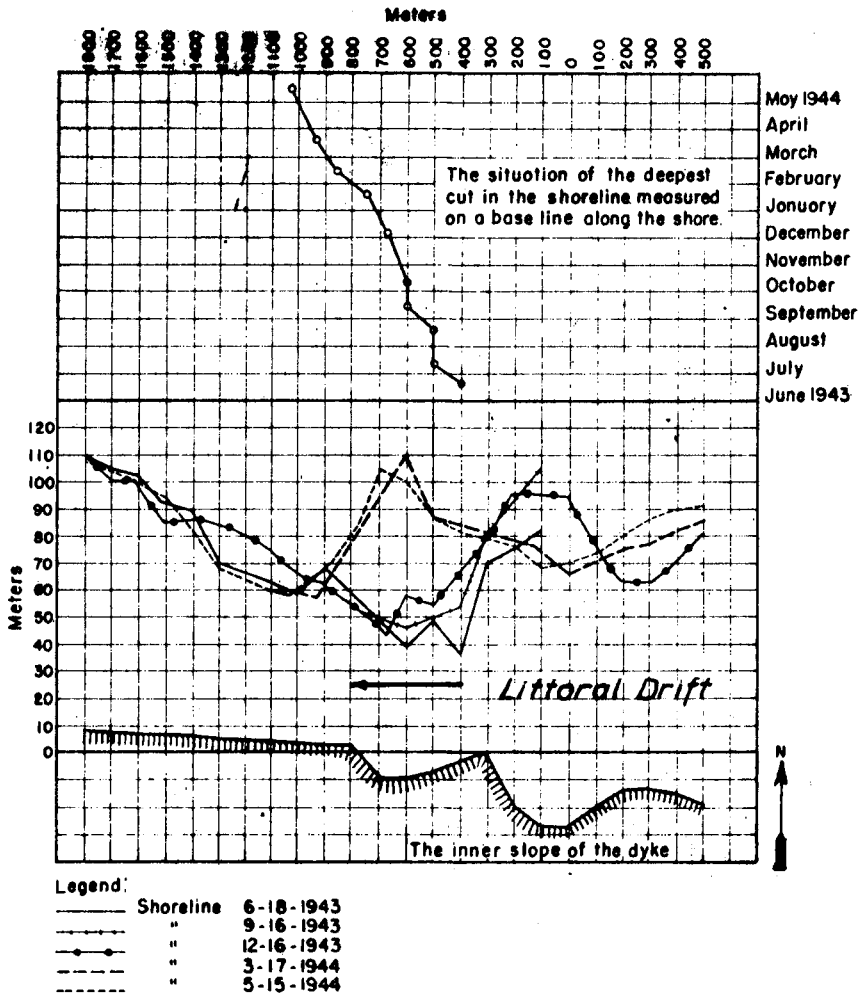


Fig. 2. Migrating undulation in the shoreline. The Northern Nisum Inlet barrier, Denmark, 1943-1944.

At Lake Providence (Louisiana) the condition was such that when a constant stage was maintained for some time, the bars formed at regular intervals and moved most rapidly, their height increasing with the stage, a later repetition of that stage producing the same wave height, shape, and spacing. If the stage changed slowly they gradually changed their size to correspond with the new stage but in a sudden rise of considerable magnitude they were destroyed by erosion and replaced by a new series appearing when the crest of the rise was reached. In case of a sudden fall of considerable size they were obliterated by deposits and were replaced by a smaller set corresponding to the lower stage. The amount of material moved was thus greatest at the time of a sudden increase in velocity and least when the current suddenly decreased.

#### IN TEST FLUMES

Shields. In his laboratory investigations on bed-load transportation (20) Shields observed the configuration of the bed. Fig. 1 (Shields) shows the relationship between  $\frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)d}$  and  $\frac{v_* d}{\nu}$  (the Reynold number of grains) where  $\tau$  is the shear stress,  $\gamma_s$  the specific weight of the grains,  $\gamma$  the specific weight of the water,  $d$  the grain diameter,  $v_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$  when  $\rho$  = the mass density of water and  $\nu$  the kinematic viscosity. When  $\frac{v_* d}{\nu}$  was less than 10, ripple marks were formed. With  $10 < \frac{v_* d}{\nu} < 100$ , first, shorter waves and then, longer waves were formed, and with  $\frac{v_* d}{\nu} < 100$  the bottom was level.

Langbein-Gilbert. In his article entitled "Hydraulic Criteria for Sand Waves" (15) Langbein writes the following (cited partially from Gilbert, see (10)).

"When the conditions are such that bed load is small, the bed is molded into hills, called dunes, which travel downstream. Their mode of advance is like that of eolian dunes, the current eroding their upstream faces and depositing the eroded material on the downstream faces. With any progressive change of conditions tending to increase the load, the dunes eventually disappear and the debris surface becomes smooth. The smooth phase is in turn succeeded by a second rhythmic phase, in which a system of hills travel upstream. These are called antidunes, and their movement is accomplished by erosion on the downstream face and deposition on the upstream face. Both rhythms of debris movement are initiated by rhythms of water movement" - and later: "The load carried by Gilbert's flume was at capacity and varied in accordance with hydraulic factors, such as the velocity, depth, and gradient. There are many formulas available connecting these variables. However, it might be expected that some difference would be found

in the relative efficiency for transportation of the phases of collective movement, the dunes, smooth, and the antidunes. If such existed, a break in the relation between capacity and related hydraulic elements would be expected; however, examination of Gilbert's data reveals no such difference in efficiency of transportation. For this reason, studies of sand waves may have little practical significance in fluvial morphology. However, sand waves are indicative of torrential flow and supercritical slopes, which are important factors, for example the same discharge could be carried in a channel of identical shape and material, with the same total energy ( $\text{depth} + \frac{V^2}{2g}$ ), under which conditions it would have a lesser slope and lower velocity and its capacity and erosion ability would be reduced accordingly".

In (10) Gilbert mentions that associated with the "dunes" were greater "debris waves" also travelling downstream and each involving the volume of many dunes (see the remarks above about conditions in the Mississippi). In the bed of the long trough, series of them could be seen; in the short trough, one or two might appear. These secondary waves may also exist with antidunes.

Laboratory tests of recent date have shown that in open channel flow there are two different types of bottom undulation. The first phase occurs at small rates of transport and performs as "sand bars". They are highly unsymmetric with gentle upstream slope and a downstream slope close to the angle of repose of the bed material. The flow lines do not follow the bottom configuration. The water surface remains more or less smooth although separating at the crests of the bars. Because of the separation the bars form a certain slope resistance to the flow.

When the flow increases, the sand bars disappear and the bed becomes level again.

If the flow increases further, another type of bottom undulation appears. It is symmetric in form, and may attain a considerable height. In this case the flow lines follow the bottom configuration and this also results in waves of the water surface.

Owing to the fact that there is no separation, the sand waves on the bed offer no additional resistance to the flow. These waves are highly unstable. They appear for a short time, and may disappear again.

From the above it seems that Shields's and Gilbert's experiments are justified to a certain degree.

The mechanisms causing the formation of sand bars and sand waves are still not elucidated, especially as regards the bars.

MIGRATING SAND BARS AND WAVES ON THE BOTTOM OF THE SEA

MIGRATING UNDULATIONS IN THE PART OF THE BEACH PROFILE ALONG THE  
SHORELINE

Investigations on the Danish North Sea coast seem to show that a distinction may be drawn between three different movements of the shoreline:-

- a. migrating undulations in the shoreline (transverse bars)
- b. seasonal fluctuations of the shoreline, and
- c. long-periodic shoreline movements owing to erosion.

If we examine a map of the shoreline we shall observe that it is not straight but has many undulations or "waves". The length of the "waves" on the Danish North Sea coast is usually between 300 and 2000 m. Sometimes these waves have both a crest and a trough and sometimes only a crest or only a trough. Often they perform as a type of transverse bars, see (19).

Periodical measurements of migrating undulations on the Danish North Sea coast seem to show that the maximum height on the free unprotected coast is 60 - 80 m, on the coast protected by groins somewhat more, owing to the accumulation of material along the groins.

Fig. 2 shows a migrating undulation on the shoreline of the Nisum Inlet barrier on the Danish North Sea coast (Fig. 3) where the point is indicated by insert No. 1, in five different situations. The "wave length" was about 900 m, the height about 60 m and the rate of advance in one year in the direction of littoral drift about 700 m. In that part of the North Sea coast it looks as though the rate will vary between 0 and 1000 m a year. There may be some connection between the migrating undulations and breaches in the longshore bar, possibly due to erosion by rip currents because the wave trough is often formed behind a breach and the crest just ahead.

As soundings and levellings of the beach were not carried out, it is impossible to determine the quantity of material transported in the crest.

The seasonal fluctuation of the shoreline and the retrogradation of the shoreline considered were about 20 m and about 2 m, i.e. much less than the movements caused by the undulations. This again means that it is impossible to draw any definite conclusion about the erosion over many years solely on the basis of shoreline movements.

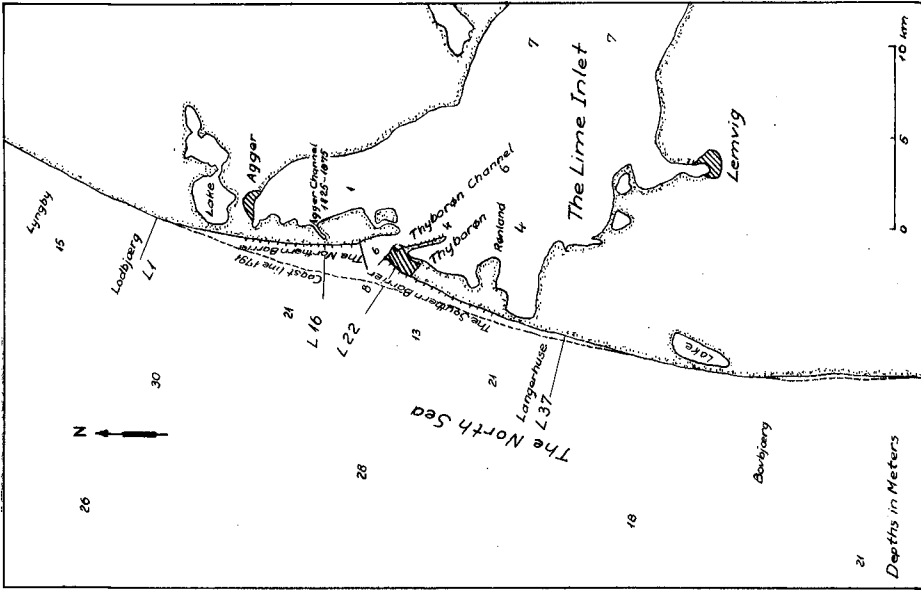


Fig. 5. The Lime Inlet barriers with adjacent coasts.

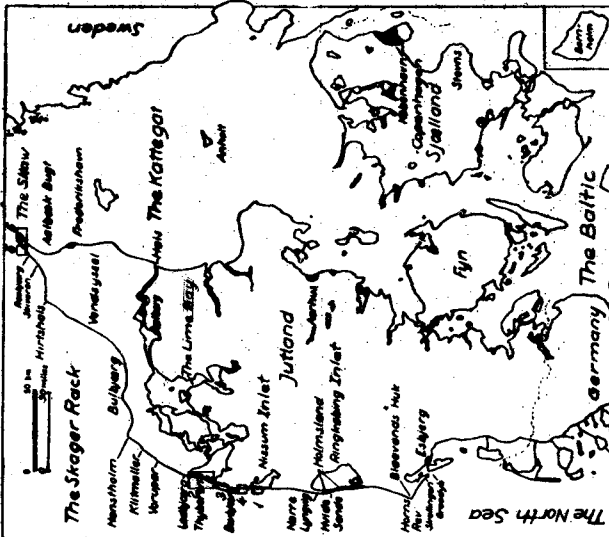


Fig. 3. Map of Denmark

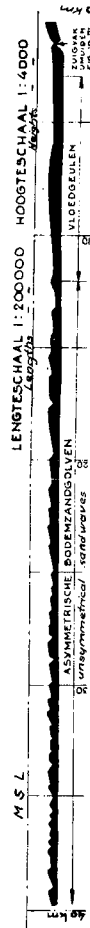


Fig. 4. Migrating sand bars on the bottom off the coast of Holland.

MIGRATING SAND BARS ON THE FAR OFF-SHORE BOTTOM

Thierry and van der Burgt write the following in their report to the XVIIth International Navigation Congress, see (21) and Fig. 4:

"It is quite probable that there is not only a sand drift along the natural coast curve between Hook of Holland and Den Helder and presumably along the other parts of the Netherlands coast, on the beach and in the breaker zone, but also that sand is being carried towards the coast from the sea bottom far off-shore.

The sand drift, which has its resulting component in the northerly direction, may be divided into:-

- a. sea drift from far off-shore - 40 km and more - to about 12 km off-shore, where the slope of the sea bottom is about 1 in 4500, the depth decreasing from 23 to 17 m below low water,
- b. coastal drift from about 12 km to 3 km off-shore, where the slope of the bottom is also 1 in 4500, the depth decreasing from 17 to 15 m below low water,
- c. breaker drift in the breaker zone, wide 2.5 to 3 km from the coast, including the part where the sea bottom slopes under 1 : 225 from 15 m to 4 m below water and the steeper part up to the back shore,
- d. wind drift on the beach, where the elevation is over 1 m above the mean sea level.

The sand which is brought towards the coast by these four kinds of drift, will move north as a local widening of the beach and will, as it passes by, be seen as a temporary advance and retreat of the shorelines".

The above-mentioned bars are probably current-phenomena.

MIGRATING SAND HUMPS ON THE BOTTOM OF THE SEA ALONG THE SHORE

The Lime Inlet barriers, 1897 - 1938:- The Lime Inlet barriers, Fig. 5, are indicated by insert No. 2 in Fig. 3. The Lime Inlet barriers separate the North Sea from the Lime Bay. The barriers are built up of sand to a level of about 5 ft, underlain by low-stressed, inlet-deposited Litorina clay (level - 19 ft). Fig. 5 shows the position of the shoreline in 1791, when the barrier was unbroken, and the shoreline of to-day. The existing open channel was formed by a barrier-breach in 1862. Immediately after the breach the barriers began curving inwards towards the channel, so that to-day the shoreline at Thyboroen, the fishing



harbour on the point of the Southern Barrier, is situated about 2 kilometers farther landwards than in 1791. The curving of the barriers is caused by erosion in connection with such difference in water level (up to about 5 ft) between the sea and the inlet as exists during westerly gales, the result being that the water with its contents of suspended material is sucked into the inlet, where the solids are deposited in large shoals, see Fig. 5. At present about 1 million cubic yards of sand are deposited annually, whereas the annual average erosion of the barriers is 1 to 2 meters on the Southern Barrier and 2 to 3 meters on the Northern Barrier. The development of the barriers with adjacent coasts is explained in detail in (5). On the barriers soundings have been carried out since 1874 in lines spaced about 600 m.

Tables 2 and 3 show the width of the 0 - 9 m area between depth sounding line No. 1 (in the following indicated by L1) and L16 on the Northern and between L22 and L37 on the southern Lime inlet barrier, see Fig. 5, in 1927, 1934 and 1938. As the shoreline is almost straight, the corresponding Figures 6 and 7 show the configuration of the 9 m-depth contour along the barriers. It can be seen that the depth contour, especially on the Southern Lime Inlet barrier, is provided with "waves", length 2 - 3 km. The surveys are too limited for a detailed analysis of the shape of the wave.

Table 2 Width of the 0-9 m area on the Northern Lime Inlet barrier in meters.

Profile	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Year																
1927	630	510	550	430	490	400	495	640	650	675	610	720	775	740	790	920
1934	545	550	520	455	480	440	530	555	510	490	580	620	570	650	720	870
1938	700	610	580	580	575	555	550	510	560	625	515	580	725	760	840	880

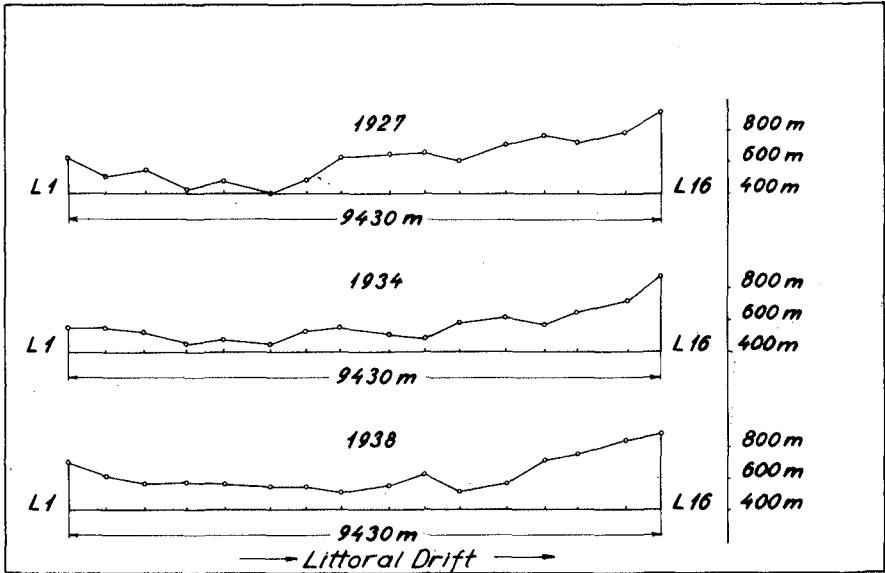


Fig. 6. "Waves" in the 9 m-depth contour of the Northern Lime Inlet barrier, Denmark, 1927 - 1938.

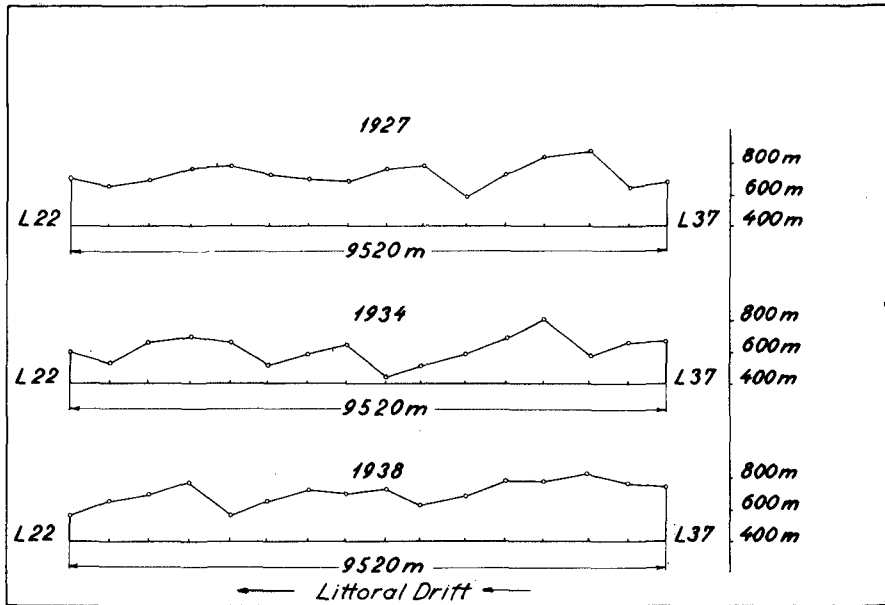


Fig. 7. "Waves" in the 9 m-depth contour of the Southern Lime Inlet barrier, Denmark, 1927 - 1938.

Table 3 Width of the 0-9 m area on the Southern Lime Inlet barrier in meters.

Pro- file	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37
Year																
1927	710	660	690	770	790	735	700	690	770	790	590	730	840	880	650	680
1934	600	535	660	700	660	520	590	650	440	510	595	695	805	580	660	670
1938	575	660	700	770	580	650	720	700	730	630	690	780	780	830	770	755

South of the Southern Lime Inlet barriers, 1921 - 1934 - Fig. 10 shows the different total movements of the shoreline and the 10 m-depth contour 1921 - 1934 on the coast indicated by insert No. 3 in Fig. 3. It can be seen that the movement of the 10 m-depth contour has taken place in "waves" of 2 - 3 km length. There seems to be no connection between the shoreline movements and the 10 m-depth contour.

In Table 4 is indicated the average annual vertical erosion (minus sign) or deposition (plus sign) in cm up to 9 m-depth in different lines of soundings between L 1 and L 16 on the Northern Barrier and between L 22 and L 37 on the Southern Barrier, see Fig. 5, in several periods between 1897 and 1938. These vertical scours are calculated as indicated in Fig. 16. The corresponding Figures 8 and 9 show that the erosion or deposition is "wave-shaped" along the barriers, which may be due to migrating wave-shaped sand humps along the coast. The wave length is again between 1.5 and 3 to 4 kilometers.

MIGRATING SAND WAVES OR SAND HUMPS, WITH SPECIAL REFERENCE TO INVESTIGATIONS CARRIED OUT ON THE DANISH NORTH SEA COAST

Table 4 Annual scour in the 0-9 m area, the Northern and Southern Lime Inlet barriers (cm).

Years	1897	1903	1909	1916	1921	1927	1934	1938
Coast	1903	1909	1916	1921	1927	1934	1938	1942
1-2	0	2.5	3.5	18	5.5	9	1	
2-3	2	3.5	2.5	21	5.5	5.5	7.5	
3-4	8.5	8	0.5	13	4	8.5	13.5	
4-5	14.5	8.5	4.5	13.5	-1.5	10	10	
5-6	20	11.5	1.5	19	-2	7.5	-4	7.5
6-7	20	10.5	0	16	2	7.5	2.5	5.5
7-8	7.5	10	3.5	10.5	2.5	7.5	0	11.5
8-9	2	12	8.5	-4.5	5.5	7	-2.5	
9-10	10.5	5.5	10	-0.5	4.5	8	-2.5	
10-11	17	3.5	10	3.5	1.5	11	-2	
11-12	16	7	12.5	-5	6.5	8.5	1.5	
12-13	19.5	4.5	17	-8.5	5.5	10	-1.5	
13-14	19.5	8.5	13	-0.5	3.5	8.5	-2.5	
14-15	13.5	10	9	3	8	6	-5.5	
15-16	10.5	8	12.5	1	4	8	-6	
L <sup>16</sup> <sub>1</sub>	12.5	7.4	7.9	5.5	4.1	8.1	0.2	
22-23	4.5	10.5	6.5	-8	14.5	9	-8	
23-24	6	8	4.5	-3.5	9	6	-12	
24-25	6.5	6.5	-1	3.5	5	4.5	-10	
25-26	8.5	3	2	-2	5.5	5	-5.5	
26-27	6	6	-2.5	2	2	10.5	-1.5	
27-28	0	5.5	-4.5	8.5	2.5	11.5	-5	
28-29	0	3	-1	1.5	11	6	-8.5	
29-30	8.5	2.5	2	-5	8	7.5	-5	1938
30-31	11	3	0.5	-0.5	4.5	9	-2	1950
31-32	7.5	4	-2	6	6.5	5	-4	8
32-33	1.5	3.5	-1	9.5	3.5	4	-6	7
33-34	0	4	1	6	2	5.5	-2.5	4
34-35	2	-2	4	1	4.5	5	-1.5	
35-36	-1.5	4	0.5	8	3.5	4	-1	
36-37	-5	11	1.5	5	3.5	8	-4	
L <sup>37</sup> <sub>22</sub>	3.8	4.9	0.7	2.1	5.8	6.6	-4.9	

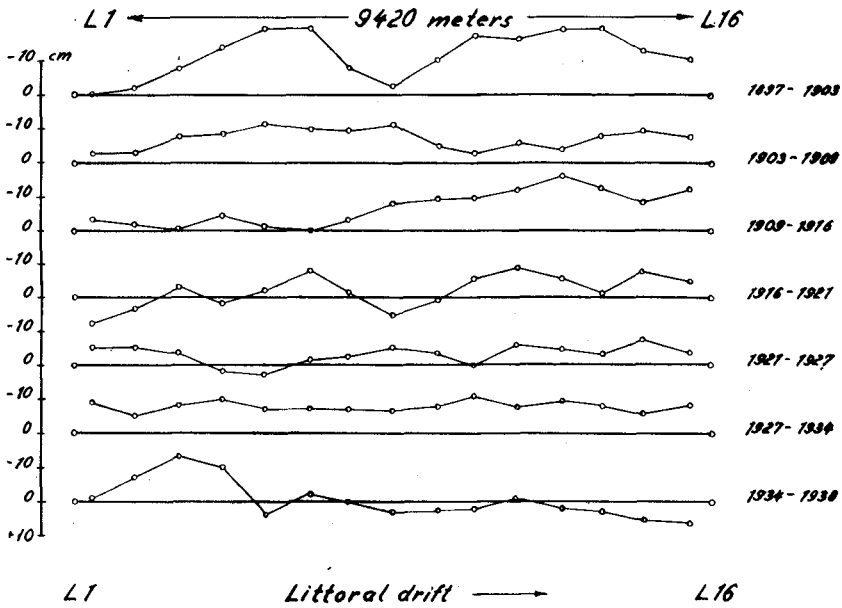


Fig. 8. "Waves" in erosion or deposition up to - 9 m on the Northern Lime Inlet barrier.

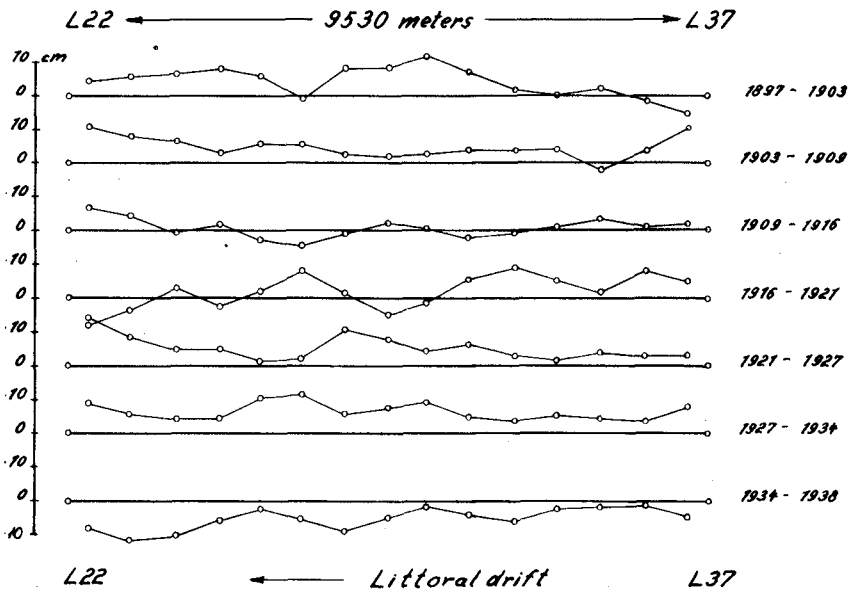


Fig. 9. "Waves" in erosion or deposition up to - 9 m on the Southern Lime Inlet barrier.

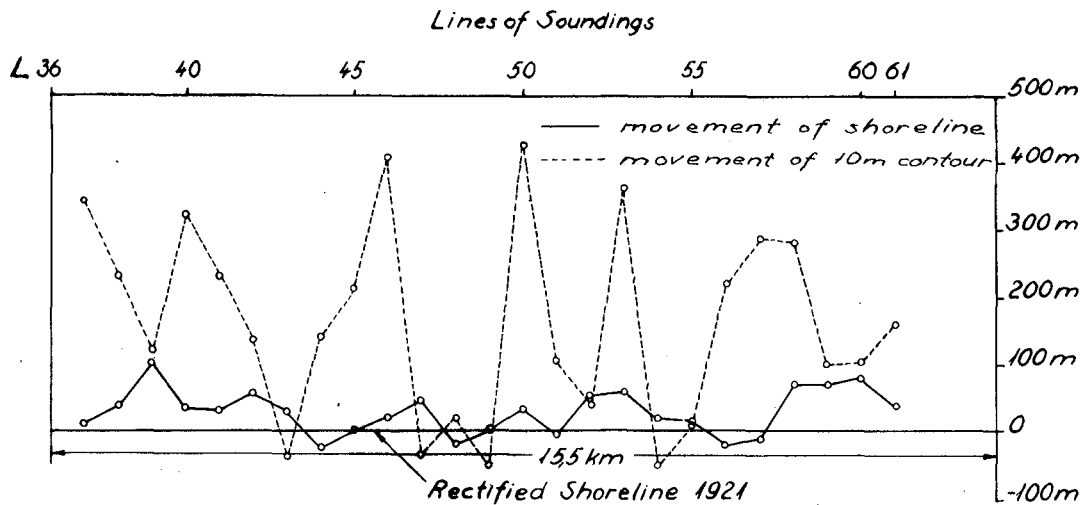


Fig. 10. Movements of the shoreline and the 10 m-depth contour of the coast south of the Southern Lime Inlet barrier, 1921 - 1934.

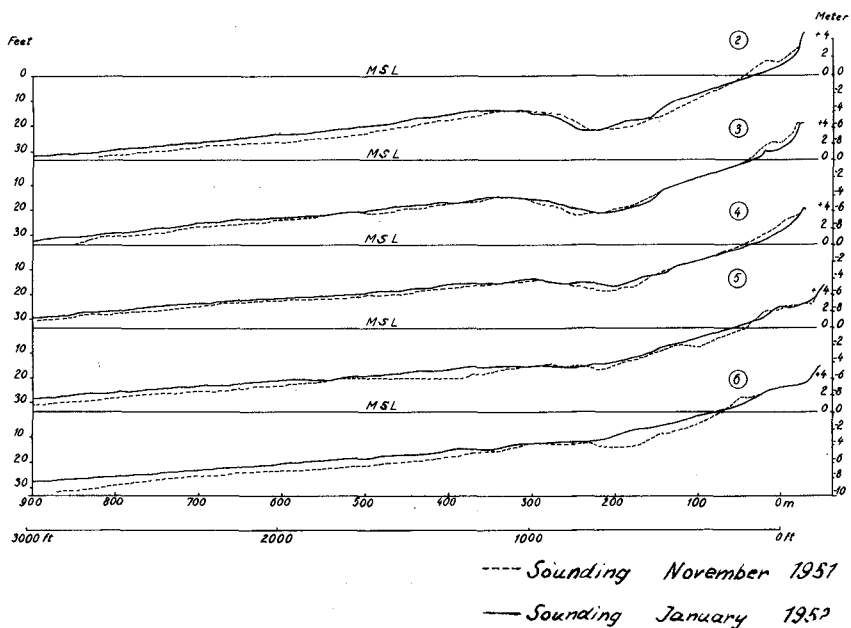


Fig. 11. Fluctuations of beach profiles south of Bovbjaerg, Denmark, between 11/15, 1951 and 1/25, 1952.

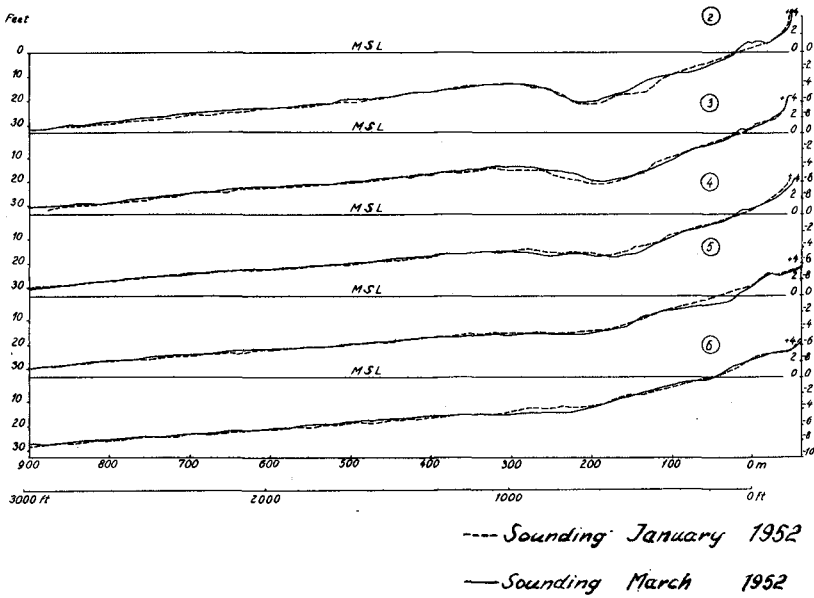


Fig. 12. Fluctuations of beach profiles south of Bovbjaerg, Denmark, between 1/25, 1952 and 3/28, 1952.

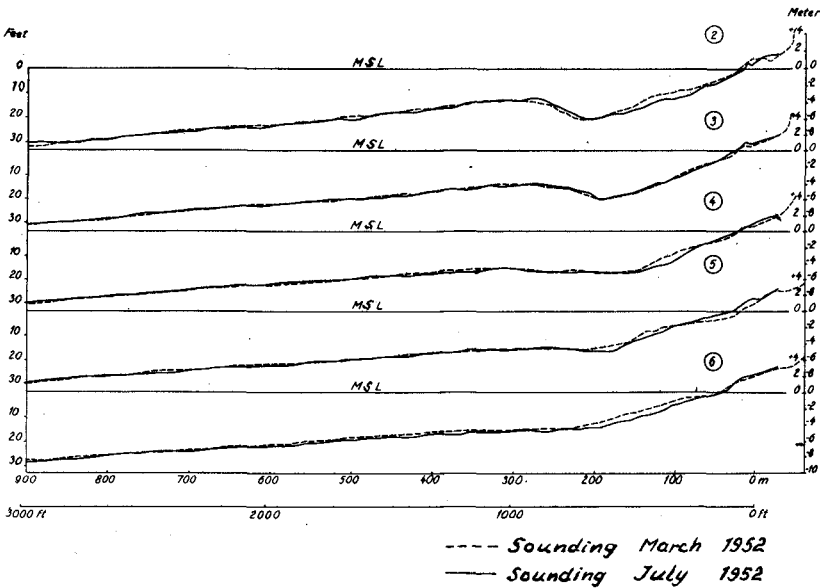


Fig. 13. Fluctuations of beach profiles south of Bovbjaerg, Denmark, between 3/28, 1952 and 7/15, 1952.

MIGRATING SAND WAVES OR SAND HUMPS, WITH SPECIAL  
 REFERENCE TO INVESTIGATIONS CARRIED OUT ON THE  
 DANISH NORTH SEA COAST

Bovbjaerg, 1951-1952 - Four soundings were carried on the West Coast in lines spaced 100 m. In Fig. 3 the point is indicated by insert No. 4. The results of these soundings are shown in Figs. 11 - 13. A comparison of the soundings in November 1951 and January 1952 (Fig. 11) shows that the profiles of November 1951 are summer profiles with "beach ridges". It can be seen that the longshore bar has migrated away from the shore during the winter season. The soundings in January 1952 and March 1952 (Fig. 12) show very similar winter profiles. A comparison of the soundings in March 1952 with those of July 1952 (Fig. 13) shows that the March profiles are winter profiles and the July profiles summer profiles with "beach ridges". It can be seen that the longshore bar has migrated towards the shore (compare with Fig. 11).

It is difficult to tell how far from the shoreline seasonal fluctuations take place ( 9 m ? ). In Figs. 11 - 13 there is no equilibrium between the quantities eroded from the beach and those deposited on the sea bottom and vice versa. The accumulations in the outer sections of the winter profiles may be caused, however, by supplies of sand from the bottom outside the 9-m depth contour.

It seems as if material migrates on the bottom along the shore in "waves" or humps.

Table 5 Width of the 0-6 m area south of Bovbjaerg in meters.

Profile Period	2	3	4	5	6	7
11/15 1951	430	420	415	335	370	
1/25 1952	455	475	480	475	485	
3/28 1952	490	470	470	480	505	460
7/15 1952	465	455	470	470	470	410

Table 6 Width of the 0-9 m area south of Bovbjaerg in meters.

Profile Period	2	3	4	5	6	7
11/15 1951	730	785	815	805	740	
1/25 1952	775	815	880	880	885	
3/28 1952	850	850	860	895	895	
7/15 1952	860	820	850	870	900	900



Tables 5 and 6 show the width of the 0 - 6 m and 0 - 9 m bottom areas. The corresponding Figures, 14 and 15, show the configuration of the 6 and 9 m-depth contours.

Fig. 14 gives the impression, although not very clearly, that the 6 m-depth contours have the shape of a wave progressing slowly in the direction of the littoral drift. The wave seems much more distinct in the 9 m-contour, Fig. 15. The wave length is difficult to state, but it may be 1.5 - 2 km.

In an attempt to prove the existence of a sand hump on the bottom the cross sections corresponding to the beach profiles were calculated. In Fig. 16 the area to the 9 m-depth contours is  $A_1$  m<sup>2</sup>, and the distance from a fixed point (indicated by ●) to the 9 m depth contour is  $a_1$  m. If another sounding of the same beach profile gives the corresponding figures  $A_2$  and  $a_2$  the variation,  $\Delta S_9$  m, in the 0 - 9 m area is

$$\Delta S_9 \text{ m} = (a_1 - a_2) \times 9 + A_2 - A_1$$

Table 7 Erosion and deposit in the single beach profiles in square meters.

Profile Period	<u>0 - 6 m area</u>						7	Volume change $\frac{3-6}{1000}$ m <sup>3</sup>
	2	3	4	5	6	- Erosion + Deposit		
11/15-1/25	+ 29	-124	+ 50	+238	+347		+ 38	
1/25-3/28	+189	+270	- 8	-155	- 61		+ 31	
3/28-7/15	- 42	+ 12	+ 88	-235	-162	- 50	- 22	

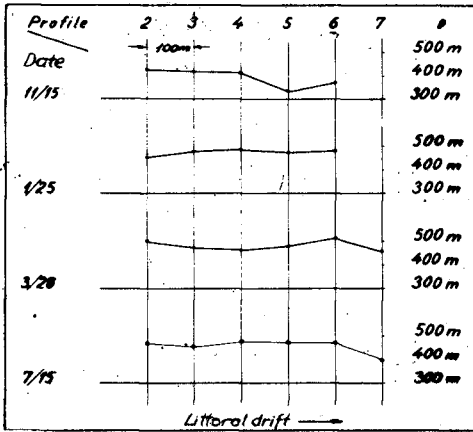


Fig. 14. Migrating "wave" in the 6 m-depth contour south of Bovbjaerg, Denmark, 1951-1952, owing to a progressing sand hump.

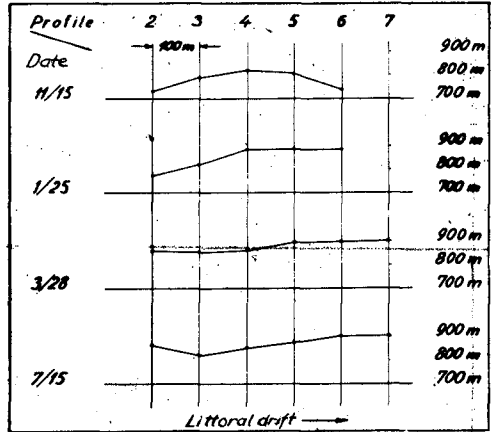


Fig. 15. Migrating "wave" in the 9 m-depth contour south of Bovbjaerg, Denmark, 1951-1952, owing to a progressing sand hump.

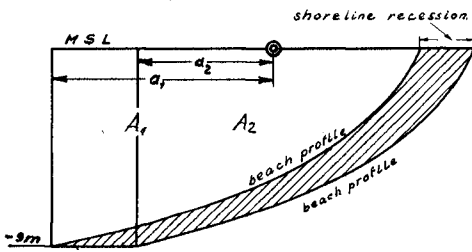


Fig. 16. Calculation of fluctuations in areas of the beach profile up to a fixed depth.

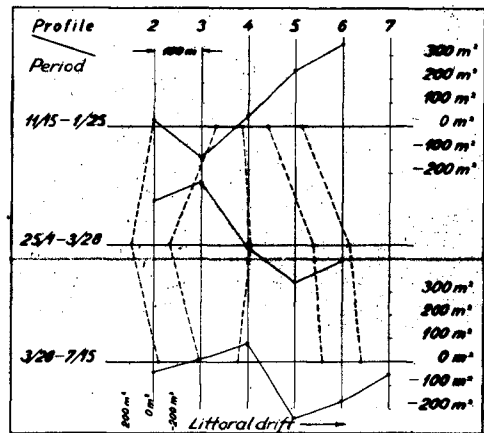


Fig. 17. Migrating "wave" in the 0-6 m area south of Bovbjaerg, Denmark, 1951-1952, owing to a progressing sand hump.

Table 8 Erosion and deposit in the single beach profiles in square meters.

Profile Period	<u>0 - 9 m area</u>						- Erosion + Deposit
	2	3	4	5	6	7	Volume change $2\frac{6}{1000}$ $m^3$
11/15-1/25	+155	+ 72	+312	+565	+817		+144
1/25-3/28	+411	+258	- 96	- 88	-103		+ 23
3/28-7/15	- 48	- 16	- 96	-143	-131	-234	- 34

Tables 7 and 8 show the calculated erosion or deposition. Plus signs indicate that deposits have taken place, minus signs that erosion has occurred. In the last columns of Tables 7 and 8 the volume change is calculated, and it can be seen that deposits have taken place in the winter season, November 15, 1951 to March 28, 1952, while erosion has occurred in the summer season, March 28, 1952 to July 15, 1952. Yet, as can be seen from the following, these fluctuations are not really seasonal fluctuations.

Fig. 17 shows the erosion or deposition up to - 6 m. In this figure the full lines indicate the changes along the shore, while the dotted lines indicate the fluctuation of the single profile. The full lines show that the changes have the shape of a wave migrating in the direction of the littoral drift. At the same time, the dotted lines show just the fluctuation which might be expected from the migration of the wave indicated by the full lines.

Fig. 18 shows just the same features for the area of the beach profile up to - 9 m. The wave-shaped fluctuations are here even more distinct than for the 0 - 6 m area. The above proves that a wave-shaped sand hump migrates along the shore in the direction of the littoral drift.

The Old Skaw, 1952-1953 - In Fig. 3 the point is indicated by insert No. 6.

On the coast three to four longshore bars exist and the littoral drift is very strong in a northward direction.

Four soundings were carried out on the Skager Rack coast in lines spaced about 100 m. Two of these soundings are shown in Fig.

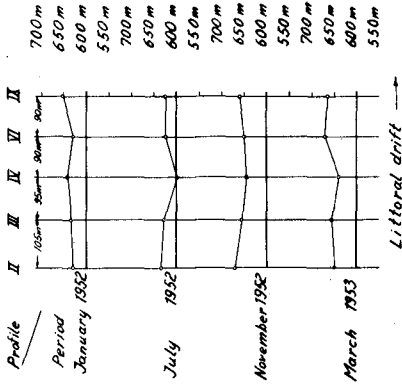


Fig. 20. "Wave" in the 5 m-depth contour at The Old Skaw.

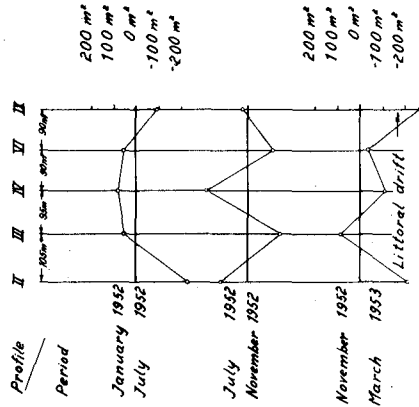


Fig. 21. Migrating "wave" in the 0-5 m area at The Old Skaw, Denmark, 1952-1953.

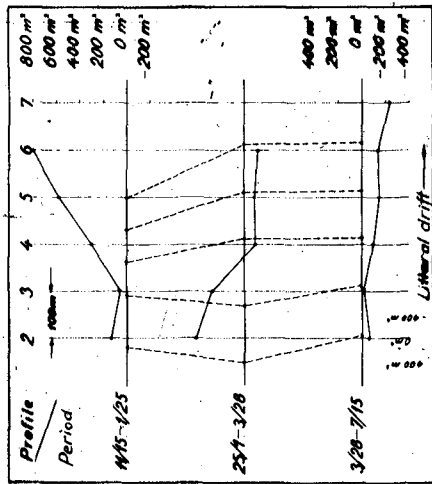


Fig. 18. Migrating "wave" in the 0-9 m area south of Bovbjaerg, 1951-1952, owing to a progressing sand hump.

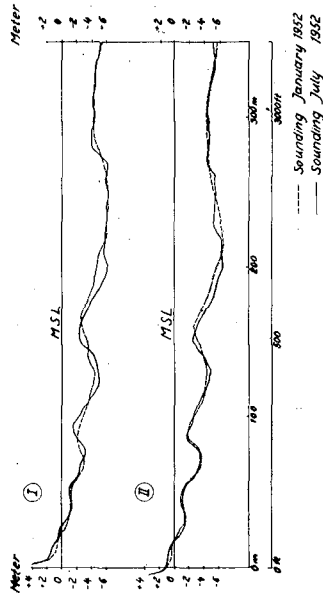


Fig. 19. Beach profiles at The Old Skaw, January and July, 1952.

19. The sounding in January 1952 (dotted lines) shows winter profiles, the sounding in July 1953 (full lines), summer profiles. It can be seen that the longshore bars have migrated towards the shore in the summer season and that the summer beach is higher than the winter beach, cf. Fig. 11.

It is difficult to tell how far from the shoreline seasonal fluctuations occur, but they do occur at least up to the 6 m depth contour. Erosion takes place in the winter season, in the 380 m long test-area and amounted to about 30 thousand cubic meters between November 1952 and March 1953, i.e. about 80 cubic meters per running meter of the coastline. In the summer season no erosion takes place.

As mentioned above the profiles are provided with three or four longshore bars and are, therefore, very irregular and there may be only slight chances of recognizable migrating humps. Fig. 20 shows the configuration of the 5 m-depth contour and may suggest migration in the littoral drift direction but as the time intervals are comparatively great, it may not be the same wave that appears in different situations in Fig. 20.

Fig. 21 shows erosion or deposition in the beach profile up to - 5 m. Depositions have plus signs, erosions minus signs. The figure suggests migrating humps along the shore but it is difficult to establish the direction of travel.

#### WAVE-SHAPED BARS

Fig. 22 is an aerial photo taken from 3000 m height at the Skaw (the northernmost spit of Jutland on the Kattegat coast, see Fig. 3, insert No. 5). There are two longshore (lunate) bars, the outer one of which is wave-shaped, with 200 to 300 m from crest to crest. No observations of gradual changes are available.

Fig. 23 is an aerial photo of a lunate bar formed off the barrier island near Panama City, southwestern Florida, see (19). The lunate bars appear to be a modification of longshore bars, since they may be traced laterally into ordinary longshore bars and are not directly connected with the beach. The author does not know of any investigations of a possible migration of lunate bars.

#### APPLICATION OF THE RECOGNITION OF MIGRATING BARS, WAVES OR HUMPS IN COASTAL ENGINEERING

It very often happens that shipways or other channels and canals in the sea bottom shoal very fast, but it is impossible to



Fig. 22. Lunate bars in the bottom configuration at the Skaw, Denmark. (Phot. The Danish Army).

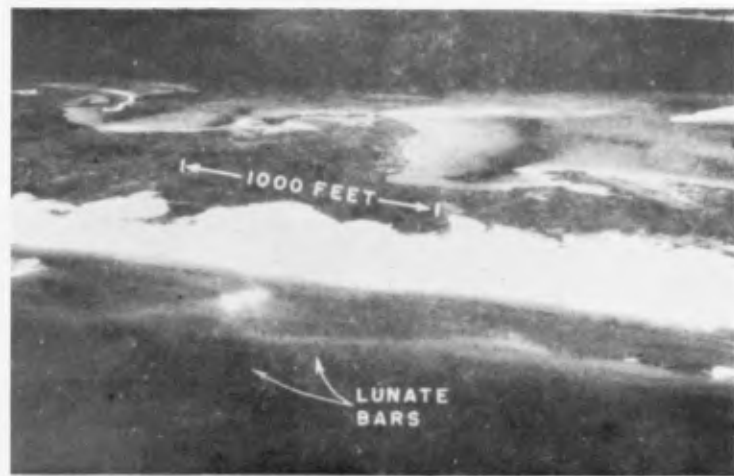


Fig. 23. Lunate bars formed off barrier island near Panama City, northwestern Florida. (Phot. D.L. Inman).

offer any plausible explanation, for instance, change in weather conditions. This has been the case with Grådyb on the Danish North Sea coast, the fairway to Esbjerg, the important outport for agricultural produce to England in southwestern Jutland (see Fig. 3). This phenomenon may be due to one or more very large migrating sand humps, but no surveys are available at present to confirm the theory.

In any case it is important to know whether shoaling is a temporary "wave" phenomenon or it is of a more permanent nature since in the latter case the construction of another fairway will have to be considered.

The sudden and "unaccountable" accumulations at some groups of groins may be explained as a wave phenomenon.

#### CONCLUSION

(1) Investigations in rivers have shown that under certain hydraulic criteria the bottom is molded into hills or waves. When the waves are unsymmetrical they are termed bars. They migrate in the direction of flow motion. The height, length and rate of travel depend on water depth, velocity and material available and are quite variable.

In test flumes with movable bed, similar wave phenomena appear. At lower velocities unsymmetrical "bars", at higher velocities symmetrical "waves", appear. Some investigations in test flumes showed that the bottom configuration does not give rise to a break in the relation between capacity and related hydraulic elements but the waves were indicative of torrential flow and supercritical slopes.

(2) Investigations in the sea tend to indicate that large bars migrate in deep water towards the shore in Holland, but more detailed data of this phenomenon are not available at present.

On the Danish North Sea coast large undulations in the shoreline migrate along the shore in the direction of the littoral drift in the area of the beach profile near the shoreline. The "wave length" seems to be 0.5 - 2 km, the "wave height" 60 - 80 m.

More detailed investigations on the Danish North Sea coast have proved that large wave-shaped sand humps migrate on the bottom along the shore. The "wave length" seems to be 1.5 - 3 km. The "wave height" may be 1 - 2 meters. Data which might give more detailed information about the quantity transported and the rate of advance are not available at present. There may be a connection

MIGRATING SAND WAVES OR SAND HUMPS, WITH SPECIAL  
REFERENCE TO INVESTIGATIONS CARRIED OUT ON THE  
DANISH NORTH SEA COAST

293

between migrating bars in rivers and migrating humps in the sea but the extremely complicated nearshore current circulation systems make it questionable whether offshore sand humps or bars are formed and activated by the same forces as those in streams.

The recognition of the existence of migrating sand humps may be of great practical importance, e.g. for the maintenance of shipways and for coastal engineering in general, because of the short time during which filling may occur.

Hence it seems as if more detailed investigations, including current observations for the purpose of detailed hydraulic investigations, ought to be carried out because of the economic interest involved.

REFERENCES

- (1) Beach Erosion Board (1933). Interim Report.
- (2) Beach Erosion Board (1952). Bulletin No. 1: Corps of Engineers, Washington, D.C.
- (3) Bruun, Per (1950). Littoral Drift on Sea Shores. "Ingeniøren" No. 10/1951, pp. 219 - 228.
- (4) Bruun, Per (1953). Coastal Protection. The Dock and Harbour Authority, Vol. XXXIV, November-December 1953.
- (5) Bruun, Per (1954). Coast Stability.
- (6) Eaton, R. O. (1951). Littoral Processes on Sandy Coasts. Coastal Engineering No. 1, Council on Wave Research, U.S.A.
- (7) Einstein, H. A. (1948). Movement of Beach Sand by Water Waves. Transactions American Geophysical Union, October 1948, \* pp. 653 - 655.
- (8) Einstein and Johnson (1950). The Laws of Sediment Transportation. Trask's Applied Sedimentation, Wiley, New York. See also: Einstein and Chien: Can the Rate of Wash Load be predicted from the Bed-load Function. Transactions American Geophysical Union, December 1953, pp. 876 - 882.
- (9) Einstein, H. A. (1950). The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows. U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.
- (10) Gilbert, K. G. (1914). The Transportation of Debris by Running Water. United States Geological Survey, Professional Paper 86, Washington, 1914.
- (11) Inman, D. L. (1953). Areal and Seasonal Variations in Beach and Nearshore Sediments at La Jolla, California, Beach Erosion Board, Techn. Memorandum No. 39.



- (12) Johnson, J. W. (1949). Scale Effects in Hydraulic Models Involving Wave Motion; Transactions American Geophysical Union, August 1949, pp. 517 - 525.
- (13) Johnson, J. W. (1953). Sand Transport by Littoral Currents. Proceedings of the Fifth Hydraulic Conference, pp. 89 - 109, Iowa Inst. of Hyd. Research.
- (14) Lane and Eden (1940). Sand Waves in the Lower Mississippi River. Journal, Western Society of Engineers, Vol. 44-45, No. 6, December 1940, pp. 281 - 291.
- (15) Langbein, W. B. (1942). Hydraulic Criteria for Sand Waves, Transactions American Geophysical Union, Part II, November 1942.
- (16) Rouse, Hunter (1950). Engineering Hydraulics; Wiley, New York.
- (17) Saville, Thorndike (1950). Model Study of Sand Transport along an Infinitely Long, Straight Beach, Transactions American Geophysical Union, August 1950, pp. 555 - 565.
- (18) Schou, Axel (1945). The Marine Foreland, H. Hagerup, Copenhagen.
- (19) Shepard, Francis P. (1952). Revised Nomenclature For Depositional Coastal Features, The Bulletin of the American Association of Petroleum Geologists, Vol. 36, No. 10, October 1952.
- (20) Shields, A. (1936). Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Mitteilungen der Preuss. Versuchsanst. f. Wasserbau u. Schiffbau, Berlin, Heft 26.
- (21) Thierry and van der Burgt (1949). Report to the XVIIth International Navigation Congress, S II, C I, pp. 135 - 156.

## RESUME

## ONDES DE SABLE MIGRATRICES ou DUNES DE SABLE

Per Bruun

Les problèmes de transport de sédiment sont d'un grand intérêt pour la régularisation de la marée, la récupération des terres, la construction des ports et la défense des côtes.

Il faut distinguer entre le transport dans les fleuves et dans la mer, mais physiquement, il ne peut y avoir beaucoup de différence entre le transport des dépôts dans les fleuves et le transport le long des côtes de mer, exception faite de la zone littorale avec ses conditions extrêmement compliquées.

Jusqu'à présent, il a été de pratique courante de diviser le problème compliqué des côtes de mer en plusieurs problèmes, et cela a donné des résultats qui ont une valeur pratique au point de vue de la technologie du transport le long du littoral et de la défense des côtes.

Conformément à Einstein, Johnson et Chien, il y a deux types de charriage des matériaux : un qui a une certaine relation avec la décharge (transport de matériaux de fond), et un autre qui ne l'a pas (charriage en suspension).

Le mémoire traite d'un type du transport des matériaux de fond près des côtes de la mer ; le phénomène, à ce qu'on peut constater, se présente sous la forme de larges "ondes" ou dunes.

Dans l'introduction sont mentionnées quelques recherches faites aux Etats-Unis quant aux "ondes" de sable dans les fleuves et aussi quelques investigations en Hollande quant à des "ondes" de sable migratrices au fond de la mer à la hauteur des côtes de la Hollande.

La plus grande partie de la communication traite des "ondes" de sable migratrices le long de la côte de la mer du Nord de la péninsule jutlandaise du Danemark. Ces "ondes" cheminent partiellement le long de la côte dans la direction du transport littoral dans la zone du contour de la côte voisin de la ligne de celle-ci. Il semble que la longueur de l'onde soit de 0,5-2 km., la hauteur de l'onde de 60-80 mètres.

D'ailleurs, des sondages détaillés jusqu'à 9 mètres ont démontré que les larges "ondes" de sable ou dunes cheminent au fond de la mer le long des côtes. On peut voir ces dunes comme des "courbes de profondeur migratrices" : Cf. p. ex. fig. 1 qui montre la ligne de profondeur de 9 mètres à Bovbjaerg, à la côte danoise de la mer du Nord, en quatre positions différentes.

Elles peuvent aussi être interprétées comme des chargements en forme d'onde dans la zone d'eau près du contour de la côte - en bas jusqu'à une profondeur fixée.

Il apparaît que la longueur de l'onde est de 1,5-3 kilomètres. Actuellement, on ne dispose pas de renseignements certains quant à la longueur d'onde, la hauteur d'onde, la quantité transportée et la vitesse d'avancement, mais il semble qu'il s'agisse de grandes quantités (de l'ordre de 50.000 mètres cubes) dans une onde.

La reconnaissance de l'existence des dunes de sable migratrices peut être d'une grande importance pratique, par exemple pour le maintien de la navigation et pour la défense des côtes en général. Les accumulations soudaines de quelques groupes à'épis peuvent être interprétées, comme des phénomènes d'ondes.

On devrait effectuer des recherches plus détaillées - justifiées par des intérêts économiques impliqués.

## Chapter 22

### TRANSPORT LITTORAL FORMATION DE FLECHES ET DE TOMBOLOS

M. G. SAUVAGE DE SAINT MARC - Directeur Adjoint du Laboratoire  
Dauphinois d'Hydraulique à Grenoble

et

M. G. VINCENT - Ingénieur au Laboratoire Dauphinois  
d'Hydraulique à Grenoble

#### INTRODUCTION

L'importance de cette question du transport littoral dans les problèmes *de la technique maritime*, nous a conduits, après d'ailleurs beaucoup d'autres auteurs, à étudier le mécanisme de ces phénomènes de transport et à présenter à ce 5° congrès du "COSTAL ENGINEERING" les premiers résultats de notre étude encore en cours.

Certes c'est une banalité d'affirmer qu'en l'absence de courants marins il ne saurait exister de mouvement des matériaux le long d'un rivage. Mais en revanche jugera-t'on peut-être surprenant d'ajouter que ces courants marins ne sont généralement pas capables d'engendrer seuls le transport d'un sable d'une plage. La raison en est simple: avant d'être véhiculé d'un point à un autre de la côte, le matériau de cette plage doit être arraché du fond. Ce rôle d'agitateur et de mise en suspension est rempli le plus souvent par la houle, principalement dans la zone à forte turbulence créée par son déferlement. Cette zone limite une bande relativement étroite le long du rivage, siège des mouvements littoraux de beaucoup les plus importants.

En raison donc du rôle essentiel joué par le déferlement dans cette question, nous avons limité notre exposé à l'étude de l'action de la houle et des courants, qu'elle engendre, sur le transport des matériaux le long d'une côte.

Une telle étude comprend nécessairement, à son origine, une observation attentive. Or le coût élevé et les difficultés techniques des observations en nature ont conduit les chercheurs à essayer d'aborder l'étude par l'expérience sur modèle. C'est cette dernière méthode que nous avons suivie : elle ne reproduit pas évidemment les phénomènes de la nature dans toute leur complexité, elle accepte obligatoirement certaines schématisations ; mais elle n'en reste pas moins un moyen d'investigation particulièrement fructueux et souvent un outil de travail efficace pour résoudre des problèmes pratiques. Deux exemples

présentés en fin de communication apporteront la preuve de ce que nous avançons ici.

## A - LE TRANSPORT LITTORAL SOUS L'ACTION DE LA HOULE -

### I - GENERALITES -

Lorsqu'une houle arrive obliquement sur une plage, l'observateur, même non averti, voit nettement une lame déferlante labourer cette plage mettant en mouvement les grains de sable qui sont ensuite aisément entraînés par un courant quelconque.

Parmi le grand nombre de courants marins, deux d'entre eux engendrés par le déferlement oblique de la houle vont jouer un rôle tout particulier dans ces transports littoraux ; ce sont le "jet de rive" et le "longshore current". Le premier se décompose en deux mouvements successifs : un mouvement de flux oblique par rapport à la plage qui est à proprement parler le jet de rive, et un mouvement de reflux suivant les lignes de plus grande pente de la plage qui constitue le flot de retour. Il présente donc un caractère pulsatoire très marqué ; c'est lui qui impose un parcours en feston des matériaux, désigné couramment sous le nom de "*Beach drifting*" dénomination proposée par M. D. W. Johnson (a).

Le deuxième courant est désigné communément sous le vocable américain de "longshore current", il se produit en pleine eau, entre l'estran et la ligne de déferlement ; il est en moyenne dirigé parallèlement au rivage, car il n'est pas absolument régulier, mais ses pulsations restent assez faibles.

Entre ces deux natures de courants la délimitation n'est pas très nette et l'on peut même considérer le "*Beach drifting*" comme le bord extrême du "longshore current".

Précisons bien cependant que ces deux courants s'ils jouent un rôle très important dans les transports littoraux ne sont pas les seuls à intervenir. Citons par exemple le courant "d'expansion latérale" conséquence de la décroissance progressive de l'amplitude de la houle, le long d'un rivage, décroissance engendrée soit par réfraction sur le fond, soit par diffraction. Nous aurons d'ailleurs à reparler de ce dernier courant lors de l'étude des formations des flèches ou des tombolos.

Pour l'instant nous nous bornons à étudier un cas certes idéal, mais il nous paraît indispensable de commencer ainsi pour mieux analyser l'influence de différents facteurs sur le transport littoral. Nous précisons donc que nous avons fait nos premières expériences dans un bassin à fond plat sauf évidemment dans la partie constituant la plage ;

nous supposons l'absence de marée ; une houle régulière arrive obliquement sur un rivage rectiligne et engendre ainsi un mouvement des matériaux de ce rivage.

Disons tout de suite que les observations faites sur notre bassin d'études de plage conduisent à des résultats conformes à ceux trouvés par T. SAVILLE (b) J.W. JOHNSON (c) KRUMBEIM (d) et d'autres auteurs américains, à savoir : pour des houles faiblement cambrées, le transport littoral se fait plus particulièrement par charriage dans la partie supérieure de la plage (par les houles dites de beau-temps) alors que le transport littoral par suspension est plus abondant au sein même du déferlement, à fortiori si celui-ci est plus "concentré", déferlement du type "plunging breaker", par exemple, propre aux houles relativement cambrées. En fait l'allure du déferlement, c'est-à-dire pour une plage donnée, la cambrure de la houle semble jouer un rôle déterminant sur le mode et l'intensité du transport solide littoral.

## II - INTENSITE DU TRANSPORT LITTORAL SOUS L'ACTION DES COURANTS DUS AU DEFERLEMENT DE LA HOULE -

Les différents chercheurs, qui ont abordé ce problème, reconnaissent tous l'influence de certains facteurs principaux : les caractéristiques de la houle incidente (amplitude, longueur d'onde), l'inclinaison des crêtes déferlantes par rapport à la direction générale du rivage, les caractéristiques des matériaux (granulométrie, densité..) et également l'allure locale du littoral. Mais les résultats restent encore incomplets, aussi avons nous essayé d'apporter un début de complément à leurs différentes investigations.

Nous nous sommes donc proposés d'étudier, pour un matériau donné, l'influence sur l'intensité du débit solide littoral des facteurs suivants : longueur d'onde de la houle, amplitude, inclinaison des crêtes déferlantes sur le rivage, puis d'aborder l'étude de l'influence des caractéristiques du matériau.

Pour ces essais nous opérions de deux manières distinctes selon l'importance de l'inclinaison des crêtes de vagues sur le rivage (fig. 1):

1) pour les faibles inclinaisons nous déterminions quel était le débit solide à introduire à la limite amont d'un rivage rectiligne d'inclinaison donnée pour conserver un régime d'équilibre le long de celui-ci. En régime établi le débit solide introduit était alors considéré comme égal au débit littoral. L'opération était reprise pour différentes inclinaisons, celle-ci étant au cours d'un essai le seul paramètre.

2) pour les fortes inclinaisons, le débit solide était fixé a priori égal à une valeur raisonnable et maintenu constant, un certain

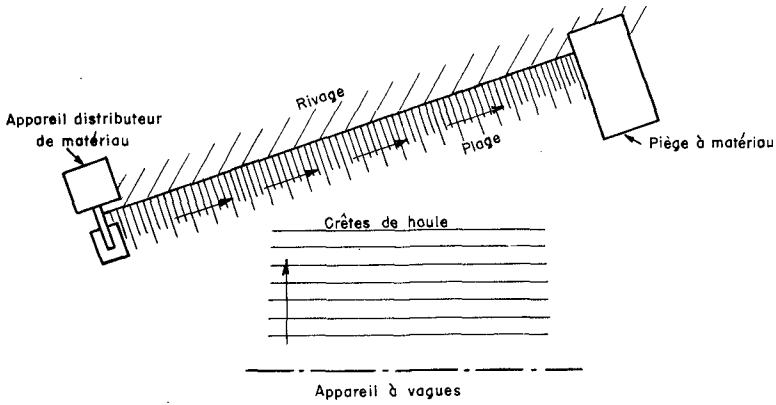


Fig. 1. Mesure de l'intensité du transport littoral : dispositif expérimental.

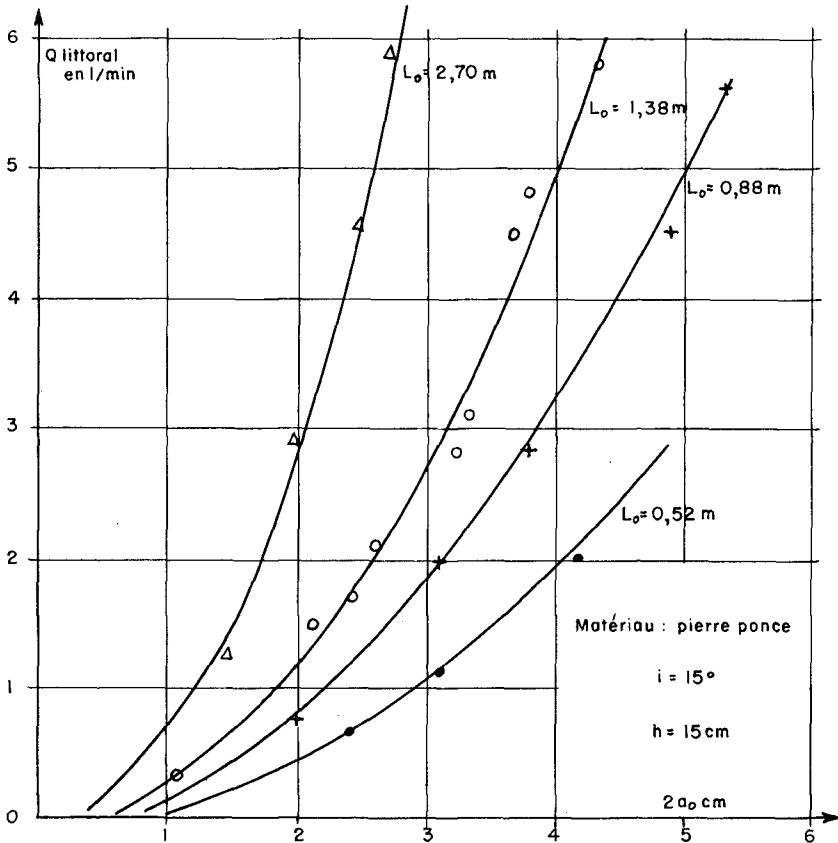


Fig. 2. Débit solide littoral rapportée aux caractéristiques de la houle en eau profonde, l'inclinaison des crêtes de houle sur le rivage ainsi que la profondeur étant constantes.

régime de transport s'établissait le long du rivage formé ; lorsque son inclinaison demeurait inchangée, celle-ci était notée.

### Première série d'essais -

Au cours de cette première série d'essais nous nous sommes proposés d'étudier l'influence de l'amplitude de la houle, de la longueur d'onde et de la nature du matériau sur l'intensité du transport littoral : l'inclinaison des crêtes déferlantes sur le rivage était maintenue constante, égale à  $15^\circ$  - la profondeur d'eau était également maintenue constante, égale à 15 cm.

Le matériau principal utilisé était de la pierre ponce de granulométrie moyenne 1,5 mm. et de densité moyenne 1,4 environ.

#### a - Influence de l'amplitude de la houle -

Les valeurs de l'intensité du transport littoral mesurées au cours des essais ont été rapportées aux caractéristiques de la houle en eau profonde ; en effet, en supposant la conservation du débit d'énergie entre deux orthogonales du réseau des crêtes de houle, on peut relier l'amplitude  $2a$  et la longueur d'onde  $L$  à  $2a_0$  et  $L_0$ , caractéristiques en eau profonde.

C'est ainsi que nous avons tracé (fig. 2) le graphique traduisant la variation de l'intensité du débit solide littoral  $q_{litt}$  en litres par minute en fonction de l'amplitude  $2a_0$  de la houle pour 4 valeurs de la longueur d'onde  $L_0$ . Les caractéristiques de la houle ont été respectivement : pour  $L_0$  : 0,52 m. - 0,88 m. - 1,38 m. - et 2,72 m. ; les valeurs de  $2a_0$  s'échelonnaient entre 1 et 5 cm.

Afin d'essayer d'exprimer ces résultats expérimentaux par une relation empirique simple, la courbe expérimentale obtenue a été assimilée à une parabole dont le degré a été déterminé en traduisant les résultats expérimentaux en coordonnées logarithmiques (fig. 3).

On remarquera d'après ce graphique que le transport littoral commence par une certaine valeur de  $2a_0$ , cette valeur remarquable paraît être, pour un matériau donné également fonction de  $L_0$ .

Les points expérimentaux portés sur le diagramme de la fig. 3 se placent bien sur une droite de pente 2. Il semble ainsi que le débit solide littoral peut, dans le domaine expérimenté, s'exprimer en fonction de l'amplitude  $2a_0$  de la houle en eau profonde par une relation de la forme :

$$q_{litt} \sim (2a_0)^2$$

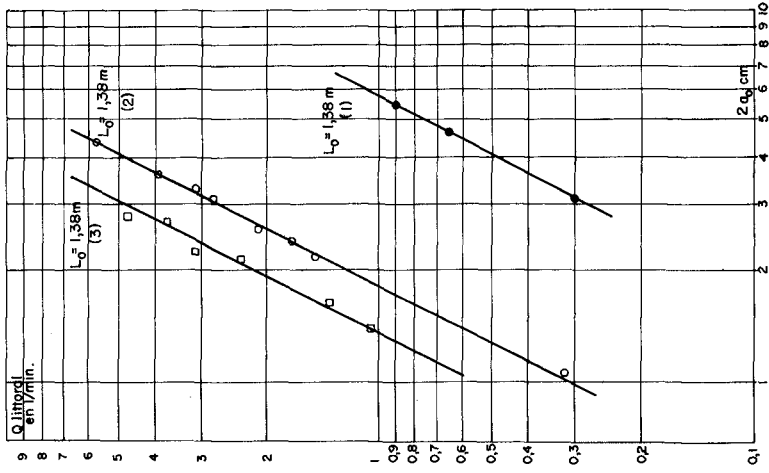


Fig. 3. Variation du débit solide littoral avec l'amplitude en eau profonde ( $2 a_0$ ).

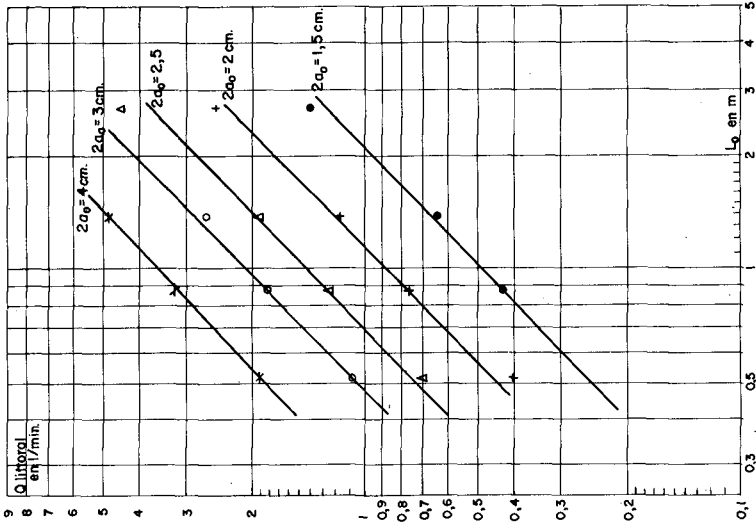


Fig. 4. Variation du débit solide littoral avec la longueur d'onde en eau profonde ( $L_0$ ).

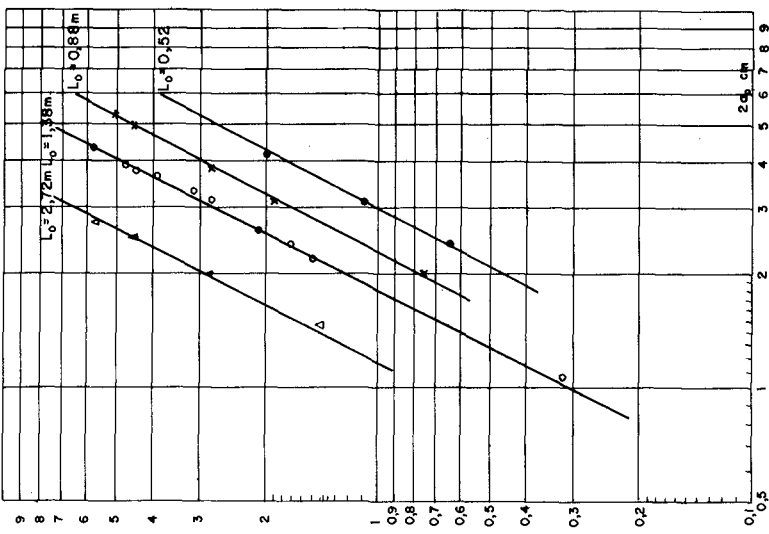


Fig. 5. Variation du débit solide littoral avec la nature du matériau de la plage.



*b - Influence de la longueur d'onde*

De même les points expérimentaux traduisant la variation du débit solide littoral en fonction de la longueur d'onde en eau profonde  $L_0$  pour différentes valeurs de l'amplitude  $2 a_0$  (fig. 4) se placent, assez correctement dans le domaine de nos expériences, sur une droite de pente unité.

Il semble ainsi que le débit solide littoral puisse s'exprimer en fonction de  $2 a_0$  et de  $L_0$  par une expression de la forme :

$$Q_{litt} \sim (2 a_0)^2 L_0$$

Ainsi il apparaît de ces premiers résultats de l'étude expérimentale que l'intensité du débit solide littoral, le long d'un rivage rectiligne constitué d'un matériau homogène et soumis à l'action d'une houle à caractère permanent dont la crête présenterait une inclinaison constante par rapport à la direction générale de celui-ci, serait directement proportionnelle à l'énergie contenue dans une longueur d'onde de la houle en eau profonde.

Il est intéressant de noter que cette expression est voisine de celle proposée par les ingénieurs du *Beach Erosion Board*.

Néanmoins présentée sur cette forme, la relation exprimant l'intensité du transport littoral risque de perdre une partie de son intérêt étant donné la difficulté matérielle qu'il y a en réalité à apprécier les caractéristiques de la houle en eau profonde.

Il peut y avoir intérêt à exprimer  $Q_{litt}$  en fonction des caractéristiques de la houle près du rivage, pour ce faire on rappellera, selon les hypothèses précisées précédemment, que sur la profondeur  $h$  on a en première approximation :

$$L_0 = \frac{L}{\operatorname{th} \frac{2 \pi h}{L}} ; (2 a_0)^2 = (2 a)^2 \operatorname{th} \frac{2 \pi h}{L} \left( 1 + \frac{4 \pi h/L}{\operatorname{sh} \frac{4 \pi h}{L}} \right)$$

soit

$$Q_{litt} \sim (2 a)^2 L \left( 1 + \frac{\frac{4 \pi h}{L}}{\operatorname{th} \frac{4 \pi h}{L}} \right)$$

Expression qui, avec une approximation suffisante pour l'usage pratique, peut être simplifiée pour les valeurs très faibles de la

profondeur relative  $\frac{h}{L}$  ; pour celles-ci on peut en effet admettre

$$\frac{4}{L} \frac{\pi h}{L} \approx \text{th} \frac{4}{L} \frac{\pi h}{L} \text{ et } L = T \sqrt{gh}.$$

L'expression du débit solide littoral s'écrit donc finalement

$$Q_{\text{litt}} \sim (2 a)^2 T$$

Nous remarquerons là encore que cette relation est voisine de celle proposée par les ingénieurs du Laboratoire de DELFT. (LAVAL, Cours de Travaux Maritimes).

*c - Influence de la cambrure de la houle sur le débit solide littoral -*

Il nous est apparu intéressant de comparer nos résultats expérimentaux avec ceux obtenus par T. SAVILLE (b) et J.W. JOHNSON (c). Pour ce faire nous avons tracé (fig. 6) les courbes  $q_{\text{litt}}$  en fonction de  $\gamma$  (cambrure) à énergie constante et à égalité d'inclinaison des crêtes de houle, à partir des résultats obtenus au cours de nos essais.

Il est intéressant de noter, selon ces résultats, que, dans le domaine expérimenté et pour une houle d'énergie donnée  $q_{\text{litt}}$  varie en raison inverse de la cambrure. Néanmoins pour des valeurs très faibles de la cambrure, le débit littoral est nul ou presque nul.

Si l'on admet (comme cela paraît naturel) que la variation  $q(\gamma)$  est continue on conçoit aisément que la loi  $q(\gamma)$  passe par un maximum.

Le débit littoral serait donc pour une inclinaison des crêtes déferlantes sur le virage de la forme

$$q_{\text{litt}} = (2 a_0)^2 L_0 f(\gamma, \text{matériau})$$

la fonction  $f$  affecterait pour les matériaux étudiés sur notre modèle l'allure représentée sur la fig. 7. Le maximum du débit littoral, serait d'ailleurs fonction de l'énergie de la houle au large.

Pour essayer de comprendre l'allure de ces courbes, il faudrait porter son attention sur le mécanisme même du déferlement ainsi que sur sa position par rapport à l'estran en fonction de la cambrure de la houle afin de déterminer la portion d'énergie restant disponible après déferlement pour engendrer le transport littoral. Cette étude reste quantitativement très délicate; un examen qualitatif permet cependant de ne pas trouver surprenante l'allure des courbes de la figure 7.

Les points expérimentaux obtenus au cours de nos essais semblent indiquer que les valeurs remarquables de la cambrure pour

laquelle se produit un maximum relatif de  $q_{litt}$  sont relativement faibles. En fait la comparaison des deux séries de résultats expérimentaux obtenus les uns avec du sable (SAVILLE et JOHNSON), les autres avec de la pierre ponce n'est pas aisée. Il est en effet vraisemblable, en particulier pour les faibles cambrures, que les proportions entre les quantités de matériau transportées par charriage et par suspension soient assez différentes pour les deux matériaux.

Nous avons indiqué sur le schéma fig. 8, la proportion apparente de matériau transporté par charriage et par suspension, pour la pierre ponce et pour les conditions d'essai. Il est probable que pour le sable utilisé par MM. SAVILLE et JOHNSON les courbes correspondantes soient, à égalité d'énergie, étalées vers des valeurs de  $\gamma$  plus importantes, de telle manière que les valeurs de  $\gamma_q = q_{max}$  soient sensiblement les mêmes que celles pour lesquelles il se produit un changement caractérisé du type de déferlement.

Il résulterait donc de nos résultats, quoique légèrement différents de ceux de MM. SAVILLE et JOHNSON, qu'à égalité d'énergie et à égalité d'inclinaison des crêtes déferlantes sur le rivage, les houles de faibles cambrures seraient susceptibles de transporter de plus grandes quantités de matériaux le long d'un rivage. Il ne faut toutefois pas perdre de vue que les houles peu cambrées, généralement longues, sont bien souvent celles qui se réfractent le plus en abordant le rivage et dont, par conséquent, les crêtes sont souvent faiblement inclinées sur le rivage.

Etant donné l'importance que prend l'inclinaison des crêtes déferlantes sur le transport littoral il pourrait être erroné de dire que généralement, à égalité d'énergie, les houles faiblement cambrées sont à l'origine d'un transport littoral plus intense ; aussi faut-il ajouter à égalité d'inclinaison de leurs crêtes déferlantes sur le rivage.

Il est intéressant de noter que, corrélativement, ce maximum relatif de transport littoral s'effectuera généralement sur des plages à pente relativement forte étant donné précisément que, pour un matériau donné, l'action de houles faiblement cambrées entraînera assez rapidement de telles pentes.

#### *c - Influence de la nature du matériau -*

Les essais expérimentaux répétés pour trois matériaux (1) (2) (3), respectivement de densité moyenne 2,6 - 1,4 - 1,1 et de granulométrie moyenne 0,5 mm., 1,5 mm., 1 mm., ont permis de rendre compte de l'influence de la nature des matériaux.

Les résultats obtenus sont encore très incomplets pour que nous ayons pu mettre en évidence l'influence des diverses caractéristiques

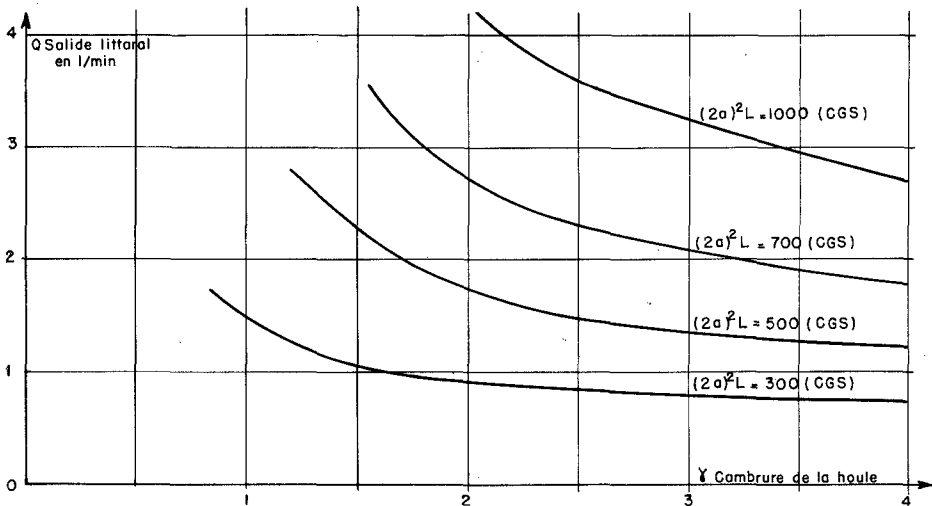


Fig. 6. Influence de la cambrure de la houle près du rivage sur le débit solide littoral.

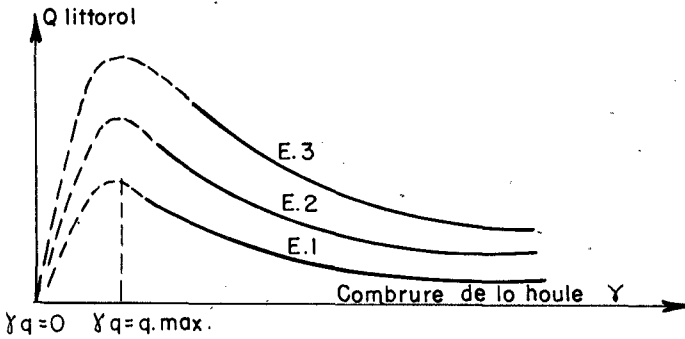


Fig. 7. Influence de la cambrure de la houle près du rivage sur le débit solide littoral.

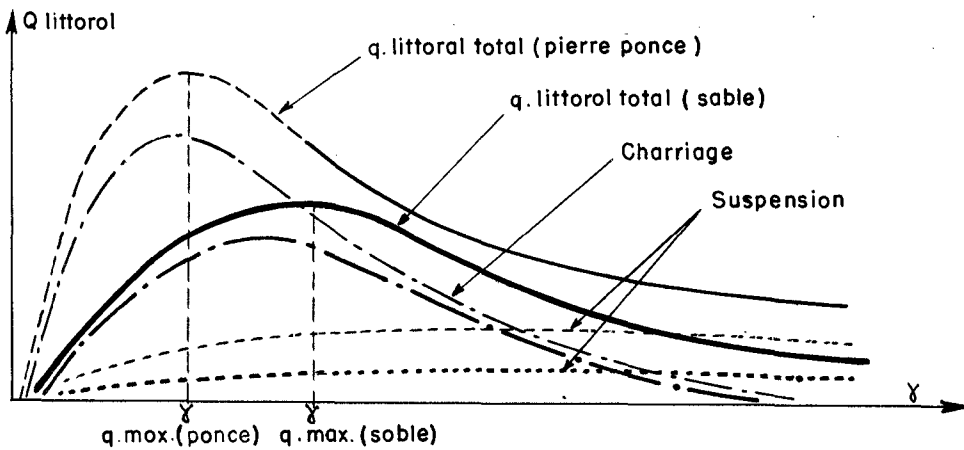


Fig. 8. Influence de la cambrure de la houle près du rivage sur le débit solide littoral.

des matériaux : densité, granulométrie, forme des grains... ; néanmoins les points expérimentaux portés sur le graphique (fig. 5) permettent de tirer certaines conclusions valables dans le domaine expérimenté :

1 - L'allure de la fonction  $q_{\text{litt}} = f(2 a_0, L_0)$  semble rester la même quel que soit le matériau.

2 - Le débit solide du matériau (2) est sensiblement 10 fois plus intense que celui du matériau (1) alors que le débit solide du matériau (3) l'est environ 18 fois.

Enfin si l'on réfléchit à l'importance du rôle joué par le déferlement dans cette question de transport des matériaux, on peut penser que le matériau d'une plage peut également agir d'une façon indirecte sur l'intensité du débit littoral ; en effet suivant sa pente d'équilibre sous l'action d'une houle oblique le point de déferlement varie et par là le débit solide également.

### Deuxième série d'essais -

#### *e - Influence de l'inclinaison (i) des crêtes déferlantes par rapport au rivage sur l'intensité du transport littoral -*

Les résultats les plus caractéristiques trouvés au cours de nos premiers essais ont été indiqués (fig. 9) dans le système de coordonnées polaires (courbes  $Q_{\text{sol. litt.}}(i)$ ). Pour ces essais, la profondeur d'eau était toujours 15 cm. et les caractéristiques de la houle, pour la courbe 1 ( $2 a_0 = 2,6$  cm.,  $L_0 = 1,38$  m.), pour la courbe 2 ( $2 a_0 = 3,7$  cm.  $L_0 = 1,38$  m.).

Nous remarquerons la dissymétrie des courbes par rapport à la valeur remarquable de l'inclinaison  $i_r$ , pour laquelle le débit solide littoral est maximum. Cette inclinaison remarquable est, pour les conditions d'essais, voisine de  $53^\circ$ .

Pour les valeurs de l'inclinaison comprises entre  $90^\circ$  et  $i_r$ ,  $\frac{\partial Q_{\text{sol. litt.}}}{\partial i}$  est relativement plus important que dans le domaine des valeurs de  $i$  comprises entre 0 et  $i_r$  ; en particulier pour les valeurs de  $i$  telles que  $20^\circ < i < i_r$ , le gradient de variation du débit solide littoral est relativement faible.

Cette influence de l'obliquité des vagues sur le transport littoral a été remarquée par plusieurs auteurs, MM. BLOSSET et PELNARD-CONSIDERE (e) ont été à notre connaissance, les premiers à donner quelques précisions sur ce sujet.

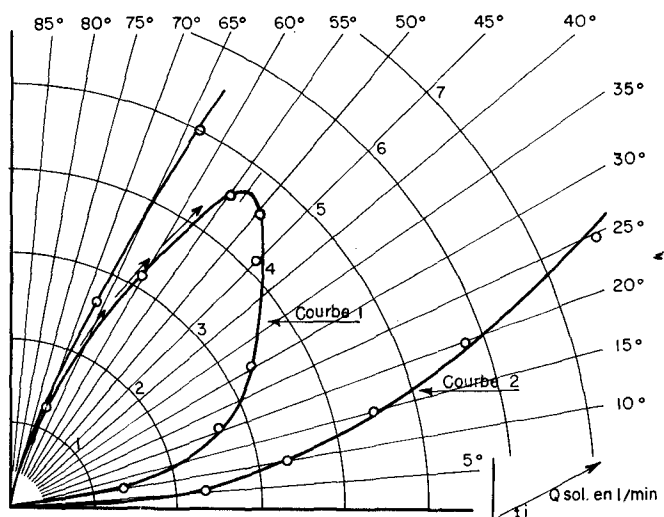


Fig. 9. Influence de l'inclinaison des crêtes de houle près du rivage sur le débit solide littoral.

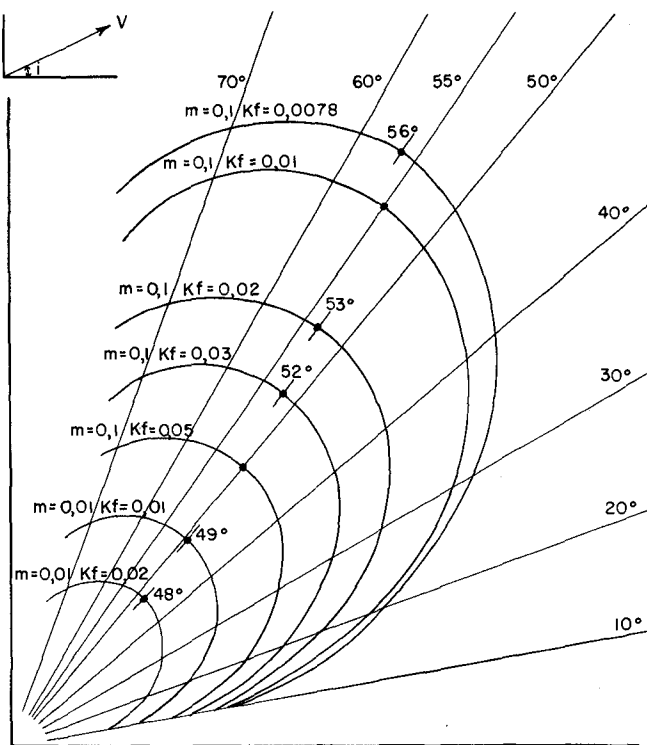


Fig. 10. Influence de l'inclinaison des crêtes de houle près du rivage sur l'intensité du "longshore current" d'après l'expression de MM. PUTNAM, MUNK et TRAYLOR.

Les résultats donnés par ces auteurs, d'après des expériences qui ont été faites au Laboratoire de DELFT, mettent en évidence une augmentation du transport solide avec l'inclinaison des crêtes de houle sur le rivage, passant par un maximum pour  $65^\circ$  dans les conditions de leur étude. Au-delà de cette inclinaison le transport solide décroît ou plutôt la situation serait instable en ce sens que la moindre saillie du rivage donnerait naissance à une flèche de sable inclinée à  $65^\circ$  par rapport aux crêtes de houle.

Le fait que les auteurs cités aient indiqué pour la valeur remarquable de l'inclinaison à laquelle correspond un maximum de débit solide littoral un chiffre légèrement différent de celui trouvé au cours de nos essais n'est pas en lui-même inquiétant; la différence provient probablement de la direction retenue pour les crêtes de lame, généralement variable du large vers le rivage par suite de la réfraction si le fond n'est pas horizontal ce qui n'était pas le cas pour nos essais.

Nous concluons en indiquant que pour les valeurs de  $i > i_r$  l'équilibre est particulièrement instable, par contre lorsque les crêtes de houle sont relativement peu inclinées sur la direction générale du rivage, l'équilibre est plus stable, la meilleure stabilité correspondant aux valeurs de  $i$  voisines de  $i_r$ .

Il peut paraître intéressant de rattacher la notion de transport littoral à celle de courant littoral.

Dans la première partie de cet exposé nous avons vu que le transport littoral global était essentiellement l'oeuvre d'un courant littoral de déferlement agissant dans un milieu généralement très turbulent.

Par analogie à ce qui se passe dans un écoulement en rivière, par exemple, où l'on connaît assez bien le rôle que joue la vitesse moyenne de l'écoulement sur le transport solide il paraît particulièrement utile, chaque fois que l'occasion se présente, d'essayer de lier le transport littoral au courant littoral.

Il est à ce sujet un fait remarquable à noter c'est la coïncidence que l'on peut constater entre la valeur de l'inclinaison trouvée au cours de nos essais pour le maximum de débit solide littoral et les valeurs que l'on peut obtenir pour le maximum du "longshore current" à partir de l'expression proposée par MM. PUTNAM, MUNK et TRAYLOR (f).

Néanmoins il ne faut pas perdre de vue, ainsi que nous l'indiquions précédemment, que le transport littoral ne résulte pas seulement de l'action du "longshore current" dans le milieu turbulent du déferlement mais également de l'action du "beach drifting" c'est-à-dire du "jet de rive" de la houle.

Notons simplement que l'existence de cette coïncidence pourrait renforcer l'idée admise au début de cette communication sur l'interdépendance étroite des deux phénomènes qui ont en fait une origine commune : le déferlement de la houle.

Nous avons tracé fig. 10  $V_L$  (i) d'après l'expression donnée par les auteurs américains pour les valeurs de  $m = 0,1$  et  $0,01$  ;  $k_f$  variant de  $0,0078$  (\*) à  $0,05$  ( $k_f$  étant considéré ici indépendant de  $V_L$ ) (\*\*) - caractéristiques de la houle  $T = 10$  sec.,  $2a = 1,80$  m.,  $L = 55$  m.

Les valeurs remarquables de l'inclinaison ont été indiquées (fig. 10) ; on remarquera que lorsque  $k_f$  ou  $m$  varient dans de fortes proportions,  $V$  varie de manière importante alors que  $i_p$  oscille autour de  $53^\circ$ .

Nous n'avons pas l'intention d'insister, dans cet exposé, sur l'applicabilité de l'expression considérée, mais nous remarquerons que, du point de vue de l'influence de l'inclinaison, l'expression du courant littoral donnée par MM. PUTNAM, MUNK et TRAYLOR présente à première vue une certaine analogie avec les résultats obtenus expérimentalement, particulièrement pour les inclinaisons critiques.

### III - PREMIERES IDEES D'INTERPRETATION DES PHENOMENES DE LA NATURE -

#### a - Erosion et engraissement d'un rivage -

D'une manière générale il paraît intéressant de lier le transport solide global le long d'une zone littorale à un certain pouvoir de transport de la houle. Nous avons vu l'influence sur le débit de transport de l'inclinaison des crêtes de houle par rapport au rivage. La cambrure de la houle joue également un rôle important ; les houles longues se réfractent fortement en approchant du rivage abordent souvent l'étrave avec une faible inclinaison et ne donnent pas nécessairement de forts transports littoraux, alors que des houles cambrées peuvent modifier profondément l'allure des profils de plages.

Un rivage rectiligne et continu recevant à une extrémité un débit littoral constant en moyenne sera généralement le siège d'un régime de transport littoral tel que le débit solide dans une section soit indépendant de la position de celle-ci. Le rivage sera alors en régime d'équilibre dynamique.

(\*) Valeurs empruntées à MM. PUTNAM, MUNK et TRAYLOR.

(\*\*) D'après D.L. INMAN et H. QUINN (g)  $k_f$  varierait avec  $V$  selon une loi voisine de :

$$k_f = 0,024 V^{-3/2}$$



Mais on conçoit aisément que si les mêmes conditions naturelles de débit solide et de houle se présentent le long d'un rivage irrégulier, il se produira des discontinuités de transport se traduisant par des engraissements ou des érosions locales du rivage. Il en sera de même si le rivage rectiligne et continu précédent est soumis à des houles d'inclinaison et caractéristiques variables ou s'il reçoit un débit solide d'apport irrégulier. Ce sera d'ailleurs le cas le plus fréquent dans la réalité. Cependant on observe parfois une alternance, entre les diverses inclinaisons de houle par exemple, qui permet de conclure qu'en moyenne, sur une période de temps suffisamment longue la plage est dynamiquement stable.

On pourrait en première analyse comparer le "pouvoir de transport d'une houle" sur un matériau à celui d'un courant en rivière. Nous avons vu précédemment que l'analogie pouvait porter sur les modes de transport (charriage et suspension) ; nous pourrions être tentés de l'utiliser également pour expliquer certains phénomènes d'engraissement et d'érosion d'un rivage.

En effet, de même que des singularités dans le profil en long d'une rivière peuvent provoquer des dépôts ou des affouillements, en diminuant ou en augmentant localement l'intensité du courant soit le transport des matériaux, le découpage d'une côte ou la présence d'ouvrage artificiels peuvent entraîner des engraissements ou des érosions locales du rivage par variation de l'intensité du pouvoir de transport de la houle. Une pointe rocheuse ou un épi artificiel perpendiculaire à la côte jouera le même rôle qu'un seuil en rivière occasionnant des dépôts en amont et une érosion de la plage à l'aval. Les baies ou les bassins de port peuvent se comparer aux plaines d'alluvionnement ou aux émissaires et peuvent être sujets à ensablement.

#### *b - Formations littorales particulières -*

Les irrégularités d'une côte, les ouvrages artificiels construits par les hommes peuvent être à l'origine d'évolutions importantes dans la configuration d'un rivage. Parfois même, comme nous l'avons vu, les variations non cycliques des conditions naturelles suffiront à amorcer de telles évolutions, par exemple l'augmentation brusque du débit d'apport occasionné par une forte crue d'une rivière avoisinante.

Nous n'avons pas l'intention d'entrer ici dans l'analyse détaillée des différentes formes possibles d'évolution littorale entraînant une modification de la configuration d'un rivage. Celles-ci sont en effet multiples et nous n'en retiendrons que deux parmi les plus fréquentes, à savoir les flèches littorales et les tombolos.

Les premières sont des langues de sables s'avancant en mer à partir d'une singularité du rivage (pointe rocheuse, changement d'inclinaison de la côte, ouvrage artificiel enraciné au rivage), dans une

direction souvent différente de la direction générale du rivage et se terminant de ce fait en eau libre. Les seconds sont des seuils sableux reliant au rivage un obstacle isolé à une certaine distance de celui-ci (flot ou brise-mer).

Nous allons maintenant, à la lumière de différentes recherches expérimentales, essayer d'analyser comment naissent et évoluent ces deux types de formations littorales.

## B - ETUDE DES FLECHES LITTORALES -

### - POSITION DU PROBLEME -

S'il est rare qu'un rivage reçoive en permanence une houle de caractéristiques et direction peu variables, il est néanmoins souvent possible de définir, sur un rivage déterminé, un régime de transport littoral avec cheminement résultant dans un certain sens s'étendant sur une période relativement longue ; régime littoral correspondant, par exemple, à la houle moyenne au cours d'une année.

Considérons (fig. 11) le schéma simple d'un port construit sur un littoral sableux, rectiligne, continu, homogène et supposons que le long de ce littoral se manifeste un tel régime. L'ouvrage nouvellement construit jouera tout d'abord, par sa partie a b, le rôle d'une barrière littorale. Il y aura engraissement du rivage en amont et érosion en aval de la singularité. A partir du moment où l'ouvrage aura terminé son rôle d'épi, des modifications substantielles des fonds pourront intervenir le long de (b c) et au-delà. Il s'établira alors le long de (b c) un régime de transport correspondant à un certain équilibre dynamique moyen, puis des matériaux se déposeront au voisinage de l'extrémité de (b c), constituant ainsi l'amorce d'une flèche.

L'étude expérimentale effectuée récemment au Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique avait pour but de préciser le processus de la naissance puis de l'évolution d'une telle flèche et de déterminer les paramètres particulièrement influents sur cette formation.

L'exposé des conclusions de cette étude a été divisé en deux parties ; dans la première nous analyserons plus spécialement comment s'amorce la flèche, en deuxième partie nous verrons comment elle se développe.

### I - NAISSANCE DES FLECHES -

Pour cette étude expérimentale nous opérions dans un bassin sensiblement rectangulaire de dimensions  $14 \times 10 \times 0,3$  m. environ. Le

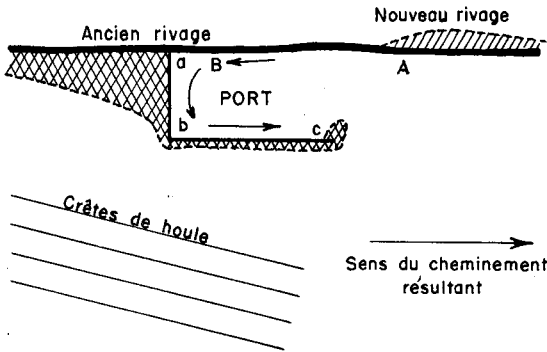


Fig. 11. Schema de l'ensablement d'un port.

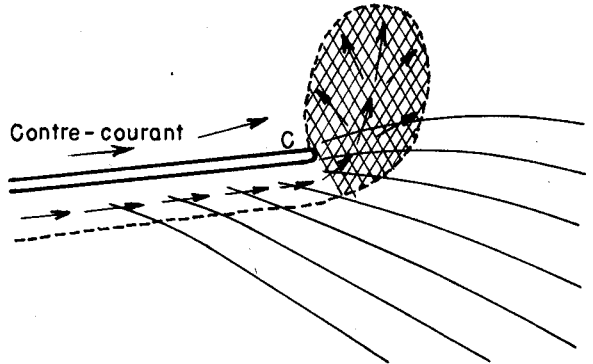


Fig. 12. Epanouissement du courant littoral a l'extremite d'une jetee artificielle.

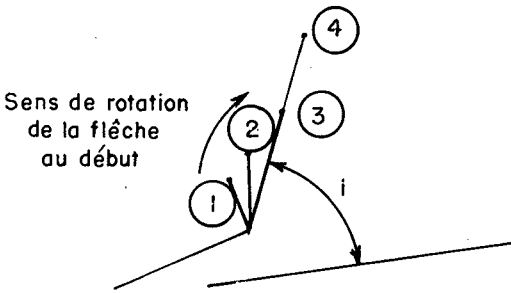


Fig. 13. Changement de direction d'une flèche littorale dès son émerision.

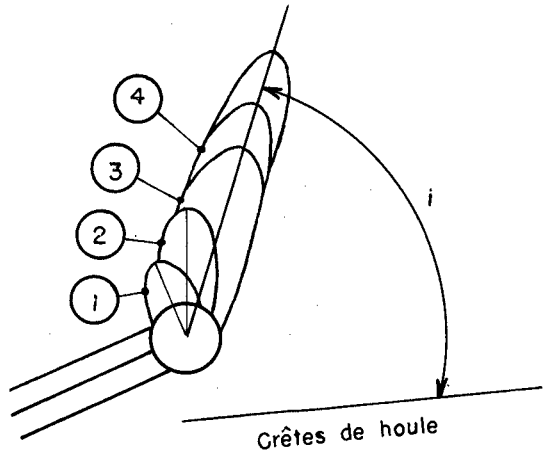


Fig. 14. Changement de direction d'une flèche littorale dès son émerision.

matériau employé était de la sciure de sapin ; ce matériau, très mobile, avait l'avantage de permettre la réduction de la durée des essais sans que ceux-ci perdent leurs valeurs comparatives.

Le générateur de houle permettait de produire des houles de directions et caractéristiques réglables à volonté. Après avoir déterminé approximativement l'amplitude et la période de la houle entraînant un déplacement raisonnable du matériau, celles-ci furent maintenues constantes tout au long des essais. La direction de houle, également maintenue invariable au large, était telle que l'inclinaison des crêtes déferlantes au voisinage de la laisse restait, pour cette phase de l'étude, en permanence égale à  $15^\circ$ .

Un distributeur de matériau à vis d'Archimède, mis au point pour ce genre d'étude, permettait l'introduction sur la plage, à une certaine distance de l'extrémité de la jetée, d'un débit constant de matériau ; nous eûmes soin de le répartir au mieux sur toute la largeur du profil intéressé par le transport.

Ne connaissant pas exactement la loi de répartition du débit solide dans un profil, nous introduisîmes probablement une certaine erreur dont l'importance disparaissait rapidement lorsque le matériau se déplaçait vers l'extrémité de la jetée.

Au cours de cette première phase de l'étude expérimentale les conditions d'essais ont été les suivantes :

profondeur d'eau constante égale à 20 cm.  
houle : amplitude  $2a = 4$  cm.  
période  $T = 0,75$  sec.

Le débit solide maximum de sciure introduite était environ de 8 l./min.

*a - Observations du phénomène -*

Le premier phénomène important observé est la décroissance rapide de l'amplitude de la houle franchissant l'extrémité de la jetée par suite de la diffraction, de la réfraction et autres phénomènes secondaires. Cette décroissance locale de l'énergie des vagues entraîne une réduction notable des forces hydrodynamiques dans le voisinage immédiat de l'extrémité de la jetée qui facilite la sédimentation des matériaux.

Le deuxième phénomène remarquable est la naissance le long du rivage abrité, opposé à la jetée, d'un contre-courant qui a son origine le long du rivage de A vers B ; ce courant de houle peut être considéré comme une conséquence de la décroissance progressive de l'agitation de A vers B (fig.11). Ce courant donne naissance dans le bassin, à l'abri de la jetée ac, un vaste tourbillon dont l'influence

peut être appréciable sur la sédimentation des matériaux et par conséquent sur la formation de la langue de sable.

Ce tourbillon peut être notablement amplifié s'il se superpose à un tourbillon de même sens induit dans cette zone par les courants de marée ou le débouché d'un exutoire.

*b - Influence du courant de houle au voisinage de l'extrémité de la jetée -*

Dans le détail on remarque que le courant de houle qui se manifeste au voisinage immédiat de l'extrémité de la jetée joue un rôle important au moment de la naissance de la flèche (fig. 12). Ce courant longitudinal de déferlement, dont nous avons eu l'occasion de parler au cours de la première partie de cette communication et qui est, le long de la jetée, à l'origine du transport solide, diminue avec l'importance du déferlement. Corrélativement les forces hydrodynamiques qui sont la cause essentielle du mouvement des particules solides décroissent rapidement.

En fait il semble que la plupart des particules "charriées" s'arrêtent là où prend fin le jet de rive. Les particules solides "en suspension" sont entraînées à partir de l'extrémité de la jetée par la composante horizontale du courant de houle qui, par analogie avec un courant ordinaire, diffuse dans une zone telle que celle hachurée (fig. 12) et dépose de ce fait les particules dans cette zone.

On conçoit donc que, pour une certaine configuration des fonds et pour une houle de caractéristiques et direction données, par rapport à celle de la jetée artificielle, il existe une amplitude critique de l'agitation à l'abri de la jetée pour laquelle il y a dépôt des particules solides et par conséquent amorce de la flèche.

*c - Influence du contre-courant de la houle -*

Le contre-courant qui prend naissance à l'abri de la jetée a une importance notable, en particulier sur les particules solides en suspension. Il donne, là où la suspension est abondante, un transport local *sensiblement opposé* à celui de la houle. Cette action tend à réduire les forces hydrodynamiques du mouvement horizontal des particules et par là à créer un *front de sédimentation* qui est probablement à l'origine de la netteté de la limite de la langue de sable côté port.

Au début, ce contre-courant qui peut atteindre la face intérieure de la jetée varie peu en intensité avec le développement de la langue de sable ; au fur et à mesure que celle-ci se développe, la limite extérieure du rouleau s'éloigne de la jetée dont il est détourné par les hauts-fonds qui apparaissent progressivement autour du musoir, en même temps son intensité diminue.

En résumé, quoique cette analyse soit schématique, elle fait apparaître un certain nombre de paramètres prépondérant, dans cette formation.

1) Le courant de houle au voisinage de l'extrémité de la jetée - lui-même lié à l'inclinaison respective de la jetée et des crêtes de vagues, aux caractéristiques des vagues, à la forme de la jetée ainsi qu'à la présence éventuelle de courants marins ordinaires.

2) L'allure locale des fonds à laquelle sont liés étroitement l'espace de diffusion de ces courants, ainsi que l'agitation due à la houle ;

3) Le contre-courant de houle dit "*d'expansion latérale*" ;

4) L'intensité du transport littoral à l'amont.

*d - Résultats obtenus au cours de cette première partie de l'étude -*

Nous constaterons en nous reportant à la (fig. 13) que le sous-bassement immergé de la flèche se développe tout d'abord en tournant vers la zone abritée. Il présente vers le large une pente douce qui est sensiblement celle de la plage qui s'est développée le long de la face extérieure de la jetée en amont. Du côté port, la langue de sable est limitée par une pente plus abrupte correspondant sensiblement à la pente d'équilibre en eau calme du matériau immergé.

On verra sur la dernière photo de la figure 13 la flèche qui commence à émerger, cette direction initiale d'émergence se trouve très à l'abri de l'extrémité de la jetée. Si on poursuit l'essai toujours dans les mêmes conditions, le développement de la flèche proprement dite devient plus lent par suite de son étalement et en même temps la flèche tourne lentement de (1) vers (3) (fig. 14). Pour un certain angle (i) correspondant aux conditions locales il y a "allongement" de la flèche suivant cette direction qui reste alors invariable tant que n'intervient pas un autre facteur tel que haut-fond ou raccordement au rivage (fig. 15). Il est à remarquer que si le débit solide introduit à l'amont reste constant, comme c'était le cas pour nos essais, le développement de la flèche est continu. Nous n'avons pas observé au cours de ces essais, ainsi que certains auteurs l'ont constaté, la formation et la disparition plus ou moins périodique d'un bourrelet en tête de la flèche.

Nous avons remarqué, par contre que, si avant d'atteindre la position (4) le débit solide de transport littoral est réduit à l'amont la partie émergente de la flèche rétrograde ; il y a alors rotation de la flèche de la position (3) vers (2) puis vers (1). Lorsque le débit solide amont reprend sa valeur primitive le cycle de progression recommence c'est-à-dire que l'on constate à nouveau le passage de la

position (1) aux positions (2) et (3) ; en quelque sorte, au début de sa formation l'inclinaison de la flèche dépend de son état de maturité et du débit littoral momentané à l'amont.

Ces diverses observations font apparaître une étroite relation entre les directions successives de la flèche et l'importance des apports solides littoraux. De même l'existence d'une direction favorable à l'allongement pose le problème de l'existence d'une inclinaison préférentielle des flèches - problème dont nous parlerons dans le paragraphe suivant.

## II - EVOLUTIONS DES FLECHES -

Les résultats expérimentaux relatés précédemment mettent en évidence l'existence d'une relation étroite entre l'intensité du transport littoral et l'inclinaison des rivages en général ou des flèches en particulier dès l'origine de leur formation ; il paraît intéressant de confronter ces résultats avec ceux obtenus au cours des recherches expérimentales liant l'influence de l'inclinaison des crêtes de vagues au transport littoral le long d'un rivage supposé rectiligne.

Il y aurait, d'après ces résultats expérimentaux, deux positions d'équilibre remarquables : l'une serait une position d'équilibre stable obtenue pour  $i = 0$ , la deuxième serait, selon MM. BLOSSET et PELNARD-CONSIDERE, la direction privilégiée que tendrait à prendre directement, c'est-à-dire sans passer par d'autres stades intermédiaires d'équilibre, tout dépôt de sable dans le cas où l'obliquité de la houle serait supérieure à une valeur remarquable qui pour ces auteurs serait voisine de  $65^\circ$ .

Cependant, tout en remarquant que si une telle position d'équilibre remarquable existe, nous croyons que sa valeur n'est pas *unique*, elle dépend vraisemblablement de différents paramètres encore mal précisés. Nos essais montrent en effet qu'à un certain apport littoral dans des conditions déterminées (action continue d'une houle constante en moyenne) correspond un certain transport littoral et par voie de conséquence une certaine orientation de la flèche, (ou du rivage libre à l'aval). L'équilibre obtenu est un équilibre dynamique stable ; il est *arbitraire* en ce sens que si l'intensité de l'apport littoral change, le transport solide littoral change lui-même et un nouvel équilibre apparaît.

La direction de la houle étant fixe, l'inclinaison du rivage se trouve modifiée selon l'importance de l'apport en sables sur le rivage.

Il semble ainsi que l'inclinaison critique remarquée par les auteurs cités, pour laquelle le débit littoral perd sa valeur maximum

## EVOLUTION D'UNE LANGUE DE SABLE

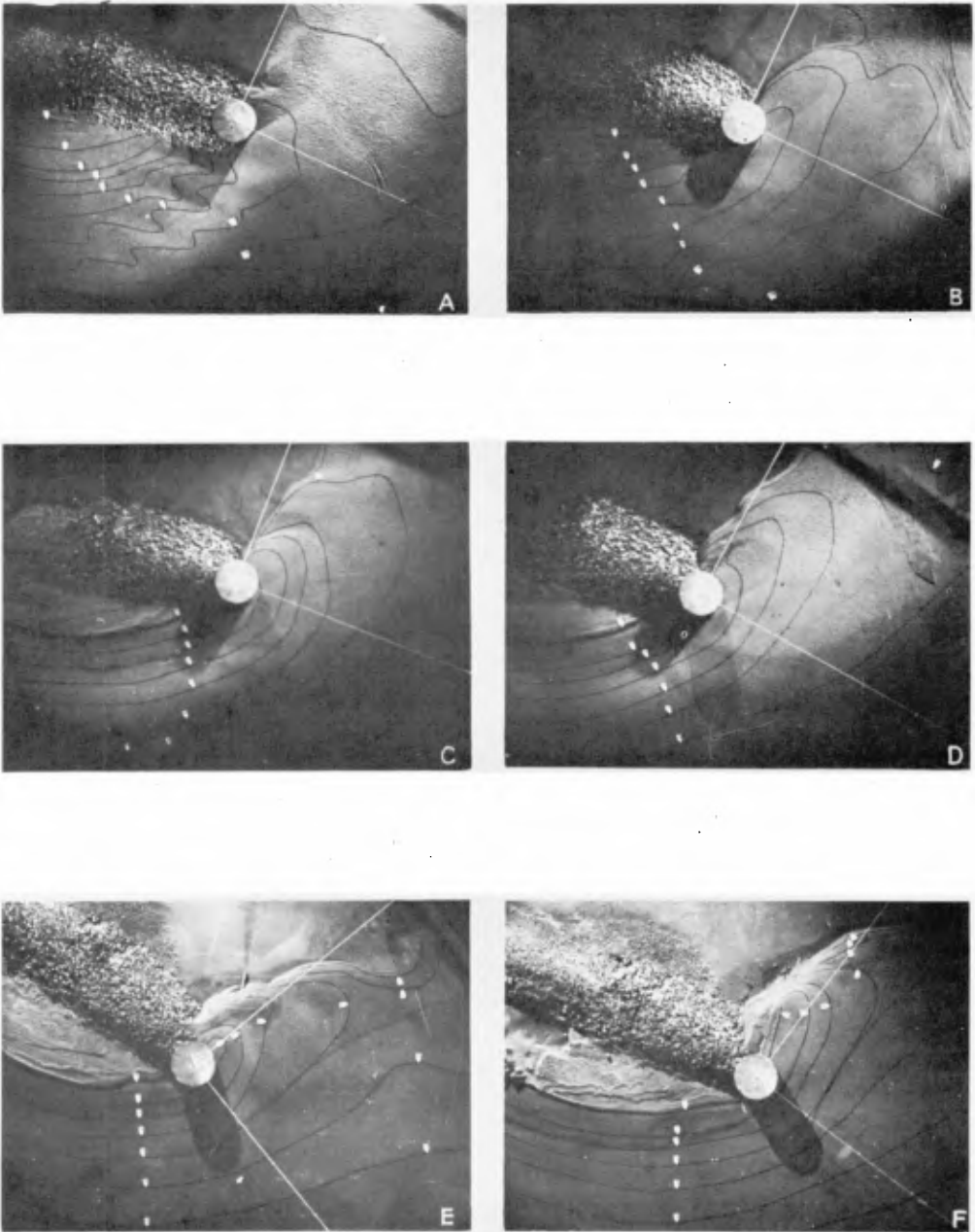


Fig..15. Différentes phases de la naissance d'une flèche avant son émergence.



serait atteinte en régime saturé. Si donc on disposait en un point d'un rivage (à l'aval du débouché d'un exutoire par exemple), d'une quantité "surabondante" de matériau, une flèche de sable pourrait s'amorcer à l'aval de ce dépôt et son inclinaison prendrait la valeur critique indiquée ; - ce qui supposerait que le pouvoir de transport moyen de la houle reste sensiblement constant et agisse en permanence ou presque.

C'est-à-dire lorsque l'intensité de l'apport littoral serait supérieur à l'intensité du transport littoral maritime compatible avec la houle atteignant le rivage.

Enfin il paraît intéressant de noter, comme nous l'indiquions précédemment, que des valeurs de l'inclinaison du rivage ou de la flèche telles que  $i > i_r$ , l'équilibre paraît particulièrement instable, par contre lors les crêtes de houle sont relativement peu inclinées sur la direction générale du rivage l'équilibre est plus stable, cette stabilité étant particulièrement marquée pour les valeurs de l'inclinaison voisines de  $i_r$  pour lesquelles les variations

$$\frac{\partial q_{sol. litt.}}{\partial i}$$

sont faibles.

Ce résultat est à rapprocher des phénomènes constatés lors de la formation d'une flèche. Si on observe en effet que la flèche émerge au moment de sa naissance selon une direction sensiblement normale aux crêtes de vague, donc pour une valeur de  $i > i_r$ , très vite celle-ci tourne vers les indécroissants (passage de la position (1) aux positions (2), (3) figure 15) lorsque la fraction du transport littoral qui contribue directement au développement de la flèche va en croissant pour atteindre finalement la valeur du débit littoral d'amont.

Les essais montrent bien qu'au début l'équilibre de la flèche est particulièrement instable ; ce "régime" se traduit sur la courbe de la fig. 9 par un déplacement suivant le sens indiqué. Par contre si, lorsque la flèche s'est orientée selon la direction correspondant au transport littoral maximum, la quantité de sédiments arrivant à l'enracinement de la flèche est réduite, la flèche a tendance à s'orienter vers les directions primitives, à la recherche d'un nouvel équilibre correspondant à un point sur la même branche de la courbe. Au cas limite, si le débit solide est annulé pendant un temps suffisamment long, la flèche se rompt à l'enracinement, elle se comporte en "flèche morte" ; on peut constater alors une translation en bloc de la flèche si la position (4) fig 15 a été atteinte depuis un certain temps. Une nouvelle flèche s'amorce si l'introduction de débit solide est de nouveau abondante.

Nous reproduisons fig. 16 le résultat d'un essai de formation d'une flèche par apport continu et surabondant de matériau littoral à son enracinement. On remarquera la continuité du rivage obtenu, l'inclinaison de la flèche est égale à  $53^\circ$  correspondant donc au régime de transport littoral maximum avec le matériau et les caractéristiques de houles adoptés. La fig. 17 représente la même flèche après suppression de l'alimentation, la flèche s'est rompue à l'enracinement.

### **III - PROTECTION DU DEBOUCHE D'UN CHENAL CONTRE LA FORMATION D'UNE FLECHE -**

Bien souvent la formation d'une flèche, surtout à l'extrémité d'un ouvrage artificiel, constitue une gêne considérable pour la navigation, soit qu'elle vienne obturer le débouché d'un chenal faisant communiquer une lagune avec la mer, soit qu'elle provoque l'ensablement de la passe d'entrée d'un port en se développant à partir de l'extrémité d'une des jetées de celui-ci.

Nous n'avons pas la prétention de passer en revue les différentes solutions susceptibles d'éviter ce dépôt ou de le repousser dans une zone où il ne gênera plus la navigation, nous donnerons seulement à titre d'exemple sur les figures 18 et 19 un procédé applicable lorsqu'il est possible de disposer d'un débit de chasse suffisant. On réalise alors un véritable "soufflage" hydraulique de la flèche qui avait tendance à obturer l'extrémité du chenal. Si le débit de chasse est faible, la flèche est seulement repoussée légèrement vers le large (v. fig. 18) mais s'il est suffisamment important la flèche est alors reportée à l'enracinement de la 2<sup>e</sup> jetée (fig. 19).

### **IV - CONCLUSIONS RELATIVES AU TRANSPORT LITTORAL ET AUX FLECHES -**

De cette étude nécessairement rapide, nous retiendrons :

- l'action prépondérante de la cambrure de la houle sur le transport littoral le long d'un rivage.
- l'influence de l'inclinaison des crêtes de vagues déferlantes sur le rivage quant à leur pouvoir de transport ;
- l'existence d'une inclinaison remarquable pour laquelle le pouvoir de transport d'une houle est maximum et au-delà de laquelle l'équilibre n'est pas instable à proprement parler mais peu stable pratiquement.

Nous remarquerons encore que le contre-courant qui prend naissance à l'abri de l'amorce de la flèche peut avoir une importance

notable sur l'inclinaison générale du dépôt sableux.

Il est utile d'attirer l'attention sur le fait que nous avons effectué nos expériences avec une houle relativement régulière tant en caractéristiques qu'en inclinaison et agissant presque continuellement ; or la houle ne présente pas cette régularité dans la nature. On pourrait évidemment dire que cette houle régulière représente la houle moyenne au cours d'une année. Mais rien ne prouve que de telles vagues auront les mêmes effets que des vagues de direction et de caractéristiques sans cesse changeantes.

## C - ETUDE DES TOMBOLOS -

### GENERALITES SUR LES TOMBOLOS -

Nos connaissances actuelles sur les mouvements littoraux permettent certaines explications schématiques des évolutions littorales dont le tombolo est un cas particulier.

Qu'est-ce qu'un tombolo ?

L'Encyclopédie indique : bande étroite de terre, de galets ou de sable qui, dans certains cas, relie une île à la terre ferme.

Cette définition apparaît suffisamment complète. Pour mieux distinguer flèche littorale et tombolo, nous pourrions encore l'appeler : remblai de terre se terminant finalement sur une île. Que celle-ci soit naturelle ou artificielle, dans la plupart des cas il y aura effectivement passage à la "presqu'île".

D.W. JOHNSON (b) donne une terminologie particulièrement complète et significative des différentes sortes de tombolos rencontrés sur les rivages actuels : ce sont les "tombolos simples", les "tombolos doubles" (MONT ARGENTARIO) les "tombolos en y" pour lesquels le MORRO del PUERTO SANTO (VENEZUELA) est un exemple type ; enfin les "tombolos complexes". Nous ajouterons à cette liste le tombolo que constitue en FRANCE la presqu'île de GIENS sur la côte Méditerranéenne.

La différence entre la flèche et tombolo n'est pas toujours très nette. Les "cusate-bars" de D.W. JOHNSON ont, semble-t-il, une formation se rattachant aux premières pour aboutir finalement à une proéminence du rivage se rapprochant par leur forme, de celle des tombolos. Pourtant ces deux "accidents littoraux" diffèrent totalement quant à leur formation.



Fig. 16



Fig 17

Fig. 16. - Formation d'une flèche littorale par alimentation surabondante en amont de son enracinement, la direction générale de la flèche fait avec celle des crêtes de houle près du rivage un angle voisin de  $53^\circ$ .



Fig. 17 bis.

Fig. 17. - La même flèche littorale après suppression momentanée de l'alimentation ; la flèche s'est rompue à l'enracinement.

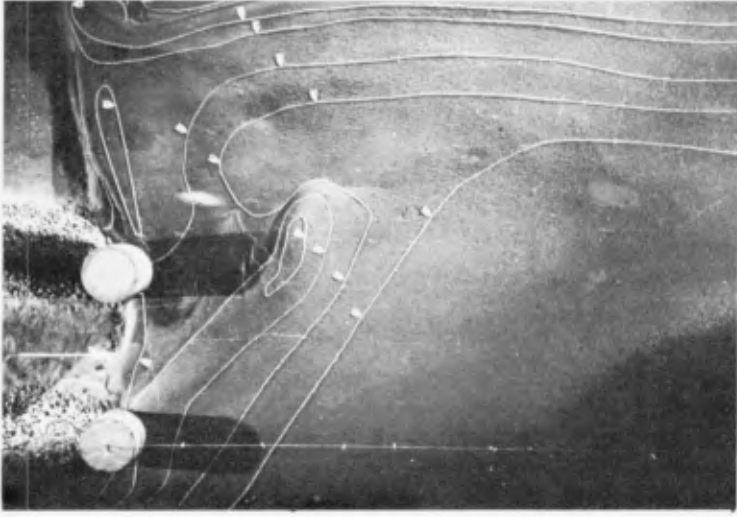


Fig. 18. Déviation d'une flèche par un courant de chasse.



Fig. 19. Transport de la flèche d'une jetée à l'autre par courant de chasse plus important.

I - FORMATION D'UN TOMBOLO SIMPLE -

Etudions plus particulièrement comment se forme un tombolo simple ; le plus classique : tombolo se formant à l'abri d'une île relativement peu importante et suffisamment rapprochée du rivage, île qui peut éventuellement être artificielle.

Considérons pour simplifier une plage rectiligne devant laquelle à une certaine distance, un brise-mers vient d'être construit parallèlement au rivage.

En supposant que les conditions soient requises pour que puisse se développer un tombolo (nous verrons plus loin quelles sont ces conditions), l'allure même du tombolo dépendra du régime de la plage.

Si le cheminement le long de la plage, au-delà de la zone perturbée par le brise-mers, est nul en permanence (crêtes de houles en permanence parallèles au rivage) ou nul en moyenne (houles symétriques par rapport à la normale au rivage), il y a de fortes chances pour que le tombolo soit symétrique. On aura très probablement l'un des deux schémas indiqués sur les fig. 20 et 21.

Dans le 3ème cas où il y a transport littoral résultant dans un certain sens le long de la plage, le tombolo sera généralement dissymétrique ; le phénomène s'accompagnant d'un engraissement du rivage à l'amont et d'une érosion à l'aval de l'amorce de tombolo (fig. 22). Le brise-mers agira en somme comme un simple épi d'efficacité croissante (barrière littorale). Un tel ouvrage peut être d'une application pratique particulièrement importante.

II - ETUDE EXPERIMENTALE - DETAILS SUR LA FORMATION D'UN TOMBOLO -

Les essais effectués au Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique (GRENOBLE) mettent en évidence des détails intéressants sur la formation des tombolos. Pour ces essais, le matériau mobile était de la sciure de sapin de densité très peu supérieure à 1 donc facilement mis en mouvement même par une houle de faibles caractéristiques. Ce matériau a, répétons-le, l'avantage de conserver aux essais leurs valeurs comparatives tout en permettant de réduire considérablement leur durée.

• La plage sur laquelle nous opérons était stable sans cheminement littoral (les crêtes de vagues abordant le rivage lui étaient parallèles). Sur cette plage nous avons implanté à une distance  $l$  de la laisse un obstacle peu réfléchissant qui peut être caractérisé par sa dimension principale  $d$  les caractéristiques de la houle au voisinage du rivage sont  $2a, L$ .

Pour observer le phénomène de formation du tombolo nous introduisons en permanence en A et en B, dans la zone de déferlement, des quantités égales de matériau. Pour les valeurs de  $l$  supérieures à une certaine valeur remarquable de  $l_c$  la plage se déplaçait parallèlement à elle-même. Lorsque  $l_c$  était atteinte, l'influence de l'obstacle se faisait sentir, le tombolo s'amorçait et se développait, la laisse occupait des positions respectives (2), (3), (4) ... (voir fig. 23 et photographie fig. 26). (\*)

Le même résultat eut été obtenu sans apport latéral de matériau mais en approchant progressivement l'ouvrage du rivage primitif (position (0)) ; le procédé employé n'est qu'un artifice expérimental.

### LII - L'AMORCE DU TOMBOLO -

La formation des tombolos est plus spécialement liée à la notion de courant de houle "d'expansion latérale", le courant d'expansion latérale résultant surtout de la décroissance progressive des amplitudes à l'abri de l'obstacle. Ce phénomène se manifeste ici de manière assez symétrique à partir de chacune des deux autres extrémités du brise-mers par diffraction et réfraction locales combinées de la houle, le phénomène de diffraction étant prépondérant.

Dans la zone abritée de la jetée de longueur relativement faible, le rapport de l'amplitude de la houle diffractée en un point de coordonnées polaires,  $(r, \theta)$  (fig. 24) à l'amplitude de la houle incidente est une fonction de la forme :

$$F(r, \theta) = \psi \left[ \frac{r}{l}, (\theta_0 \pm \theta), \frac{d}{l} \right]$$

ici

$$\theta_0 = \frac{\pi}{2}$$

En particulier en E

$$f(l, \theta_1) = \psi \left[ \left( \frac{l}{l} \right), (\theta_0 \pm \theta_1), \frac{d}{l} \right]$$

(\*) Il paraît intéressant de comparer les résultats obtenus expérimentalement fig. 26 et ceux obtenus dans la nature au breakwater of SANTA MONICA (CALIFORNIA) (proceedings of first conference on coastal engineering, Long Beach California Oct. 1950).

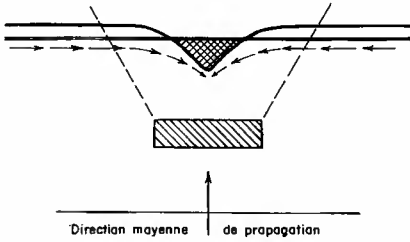


Fig. 20. Schéma d'un tombolo formé par l'action d'une houle parallèle au rivage.

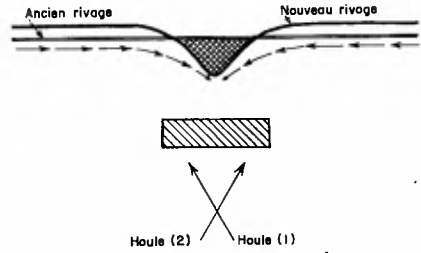


Fig. 21. Schéma d'un tombolo formé par l'action de houles d'inclinaisons symétriques donnant un transport littoral résultant nul.

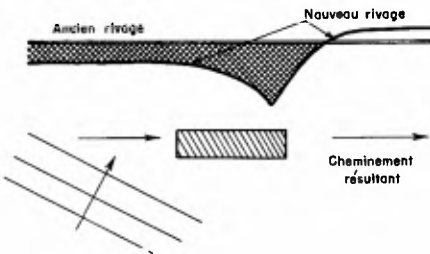


Fig. 22. Schéma d'un tombolo formé par l'action de houles donnant un transport littoral résultant dans un certain sens le long du rivage.

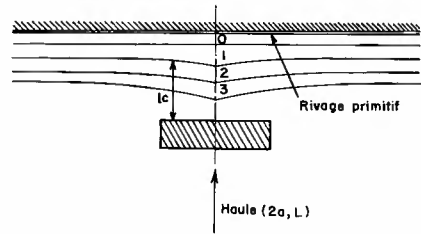


Fig. 23. Position du rivage pour laquelle le tombolo apparaît.

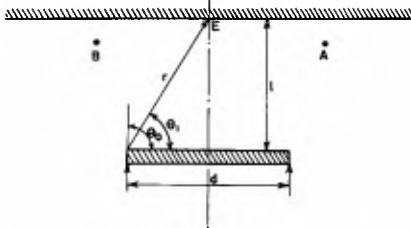


Fig. 24. Paramètres intervenant dans le calcul de la houle diffractée.

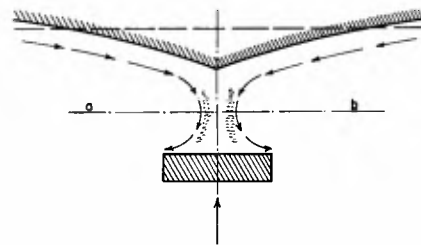


Fig. 25. Contre-courant derrière l'obstacle pouvant entraîner la formation de deux haut-fonds symétriques.

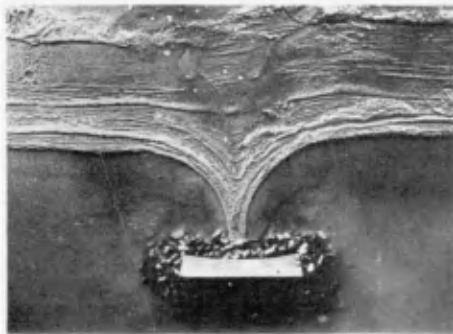


Fig. 26. Etude expérimentale: tombolo formé par l'action d'une houle dont les crêtes sont parallèles au rivage.



Pour une certaine valeur de  $l$ , l'amplitude de la houle en E et le long de la médiatrice Ex atteint une valeur favorisant le dépôt. Le premier résultat de nos essais met effectivement en évidence de manière particulièrement nette l'importance fondamentale, pour un ouvrage de longueur déterminée, du rapport  $\frac{l}{L}$ .

A l'abri du brise-mers, les vagues ainsi que les courants qu'elles engendrent viennent se heurter sensiblement suivant la ligne médiatrice. Le long de cette ligne et dans le voisinage de celle-ci il se crée une zone favorable à la sédimentation des particules apportées par les courants de houle ; sédimentation favorisée, d'une part, par la **rencontre** de deux courants de sens opposés, d'autre part par la décroissance de l'agitation due à la houle donc de la turbulence.

On remarque néanmoins que, lorsque le tombolo est suffisamment formé, contrairement à ce que l'on pourrait croire, les dépôts ne se développent pas toujours rigoureusement le long de la médiatrice de l'ouvrage. On constate tout d'abord à l'arrière de l'obstacle (dans le plan a b fig. 15) deux petits hauts-fonds symétriques pouvant s'expliquer par le fait que les zones à moindre turbulence sont reportées légèrement au-delà de la ligne sur laquelle se produit la rencontre des vagues diffractées à partir des deux extrémités du brise-mers. Cette remarque laisse apparaître le processus de formation des tombolos doubles.

#### Résultats -

Nous avons obtenu une valeur de  $\frac{l_c}{L}$  égale à  $\frac{5}{4}$  pour les conditions d'essais qui étaient :

$$\frac{d}{L} = 1$$

avec  $L = 80$  cm. ( $T = 0,8$  ;  $h = 10$  cm. devant l'obstacle).

#### IV - CONCLUSION RELATIVE AUX TOMBOLOS SIMPLES -

Cette étude rapide, axée plus particulièrement sur le processus de la formation d'un tombolo simple symétrique peut être en fait étendue à la formation de tombolos plus complexes.

Deux phénomènes dominent la formation des tombolos ; le courant local de houle résultant surtout de la diffraction qui contribue d'une part à l'apport latéral des sables, d'autre part à la création d'un front de sédimentation et la zone de calme relatif existant à l'abri du

du brise-mers dans laquelle la sédimentation des particules solides est facilitée.

Cette sédimentation est possible dans certaines circonstances à l'arrière du brise-mers, conditions qui dépendent principalement sur un certain rivage soit de la longueur de l'ouvrage, soit de sa distance au rivage.

On pourra suivre sur la photographie de la fig. 26 l'évolution particulièrement spectaculaire d'un tombolo symétrique. Enfin, une conclusion qui se dégage tout naturellement de cette étude est qu'il n'est pas toujours sans inconvénients de construire un brise-mers au voisinage d'un rivage sableux sans une étude préalable particulièrement soignée.

### BIBLIOGRAPHIE SOMMAIRE

- (a) D.W. JOHNSON - *Shore processes and shoreline development*  
NEW-YORK : JOHN WILLEY and Sons 1938.
- (b) THORNDIKE SAVILLE IR - "Model study sand transport along and  
infinitely long, straight beach" - *Transactions,  
American Geophysical union Vol. 31 - 4 - August 1950.*
- (c) J.W. JOHNSON - "Sand transport by Littoral currents - *Proceedings  
of the Fifth Hydraulics Conference June 9/11/1952  
University of IOWA.*
- (d) N.C. KURMBEIN - *Shore currents and sand movement on a model beach -  
Technical memorandum n° 7 - Beach Erosion board,  
Office of the chief of engineers WASHINGTON D.C.  
September 1944.*
- (f) PUTNAM J.A. MUNK W.H. TRAYLOR M.A. - "The prediction of longshore  
currents" - *Transactions American Geophysical Union -  
Vol. 30 - Juin 1949 -*
- (g) D.L. IMMAN and W.H. QUINN - *Proceedings of second conference on  
coastal engineering (HOUSTON, TEXAS Nov. 1951).*
- (e) BROQUAIRE, ETIENNE, BLOSSET - "Tracé des ouvrages extérieurs  
entretien des profondeurs des ports en plage de  
sable et devant les embouchures lagunaires. Résultats  
obtenus. XVIIe Congrès International de Navigation  
BRUXELLES 1953 rapport 70.

## RESUME

LITTORAL DRIFT  
FORMATION OF SPITS AND TOMBOLOSG. Sauvage de Saint Marc  
and  
G. Vincent

This paper, entirely devoted to the study of phenomena connected with the evolution of sand banks, is introduced by a rapid survey of a few basic ideas about littoral drift; we point out the fundamental role of wave currents and more particularly of the currents caused by breaking waves.

We have attempted to determine the influence on littoral drift of such factors as : the wave characteristics, the wave steepness, the inclination of the wave crests breaking onto the beach, the nature of the beach material... The few experimental results given need to be completed and then compared with figures resulting from observations in nature; it is unfortunate that these latter are difficult and expensive to obtain.

After these general remarks on littoral drift, we consider a few aspects of the development of sand banks such as the birth and evolution of littoral spits and tombolos, both of which are littoral formations presenting an obvious practical interest for the engineer responsible for the construction of ports on sandy coasts.

By making use of experimental research carried out at the Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique NEYRPIIC, we have tried to determine the factors playing a part in the processes of birth and evolution of spits, whether they be littoral ones due to some singularity of the sand bank or tongues of sand appearing at the extremity of some artificial construction.

We pay special attention to certain tendencies for spits to take particular directions and to the possibility of their rectilinear growth after they have reached a certain phase of their evolution.

Finally, and using again the experiments carried out in our Laboratory as a foundation, we describe the formation of certain types of tombolos found in nature.

## Chapter 23

### THE HISTORY OF A TIDAL LAGOON INLET AND ITS IMPROVEMENT (THE CASE OF AVEIRO, PORTUGAL)

Carlos Krus Abecasis  
Director Engineer, Maritime Services  
Department of Hydraulics, Ministry of Public Works,  
Lisbon (Portugal)

The described case history is known since the X<sup>th</sup> century, and on a scientific level since the end of XVIII<sup>th</sup>. Origin and free evolution of the inlet up to 1800, as well as results obtained by artificial improvement attempts subsequently undertaken, are analysed, in order to investigate the main features of local physiography and the way it reacts to human interventions intended to meet ever-increasing navigation requirements. The remarkable success of the projects undertaken, especially of that being executed, seems to legitimate the inference of some principles of general interest as long as tidal lagoon inlets' improvement is concerned. Stress is laid upon difference from principles valid in estuaries' amelioration.

#### THE ORIGIN AND DEVELOPMENT OF THE LAGOON

The lagoon of Aveiro (fig.1) is a large body of water, 32 miles long and 1.8 miles wide, in the central west coast of Portugal, separated from the ocean by a sandy barrier beach, 600 to 8.400 feet in width. There is an extensive area tributary to the lagoon, but the only important river draining to it is the Vouga, supplying from 40.000 cusecs during maximum floods to none in the dry season. Crest elevation of the dunes in the barrier beach reaches forty feet above datum (lowest possible low-water). Maximum range of spring tide in the open sea is twelve feet, with semi-diurnal tides. The wetted surface of the lagoon is about 17500 acres and tidal flow through the inlet reaches 3 500 000 000 cu.ft. in a spring tide.

Formation of the lagoon is geologically very recent, so that documents are available to follow its evolution since the beginning, in the X<sup>th</sup> century, when a sandy spit started to proceed southwards from Espinho, progressively isolating from the sea the ancient bay, which extended to the mouth of the Vouga River (see figures 2 and 3). Besides the old charts, many other kinds of documents (judicial, economical, legal, historical) support this evidence, as the whole life of Aveiro and the rich and densely populated country round the lagoon has always been, and still is, intimately connected with the condition of the vast body of water and its inlet.

In the X<sup>th</sup> century, Ovar was an important sea port, and the tides circulated in the estuary of the Vouga, whose bed was at a lower elevation than now. In no one of the documents of this time is there any reference to the existence of a lagoon. Ovar, Aveiro, Vagos, etc. are all described as being on the sea coast.

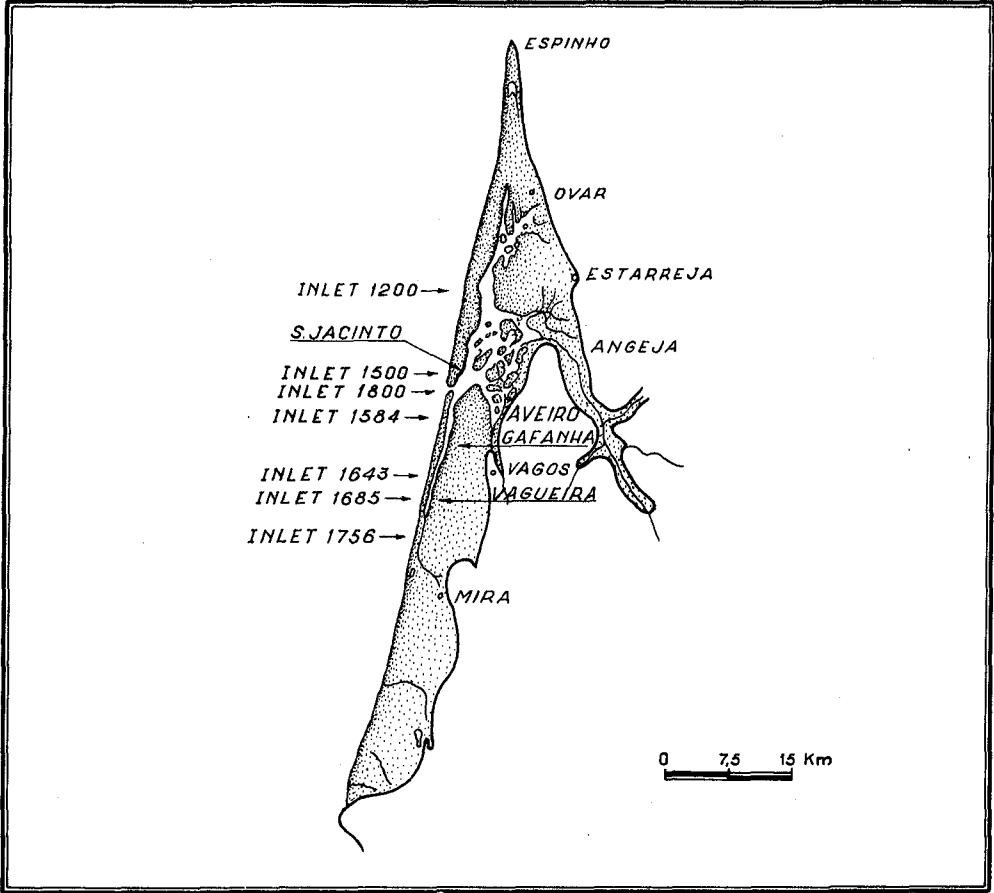


Fig. 1. The lagoon of Aveiro.

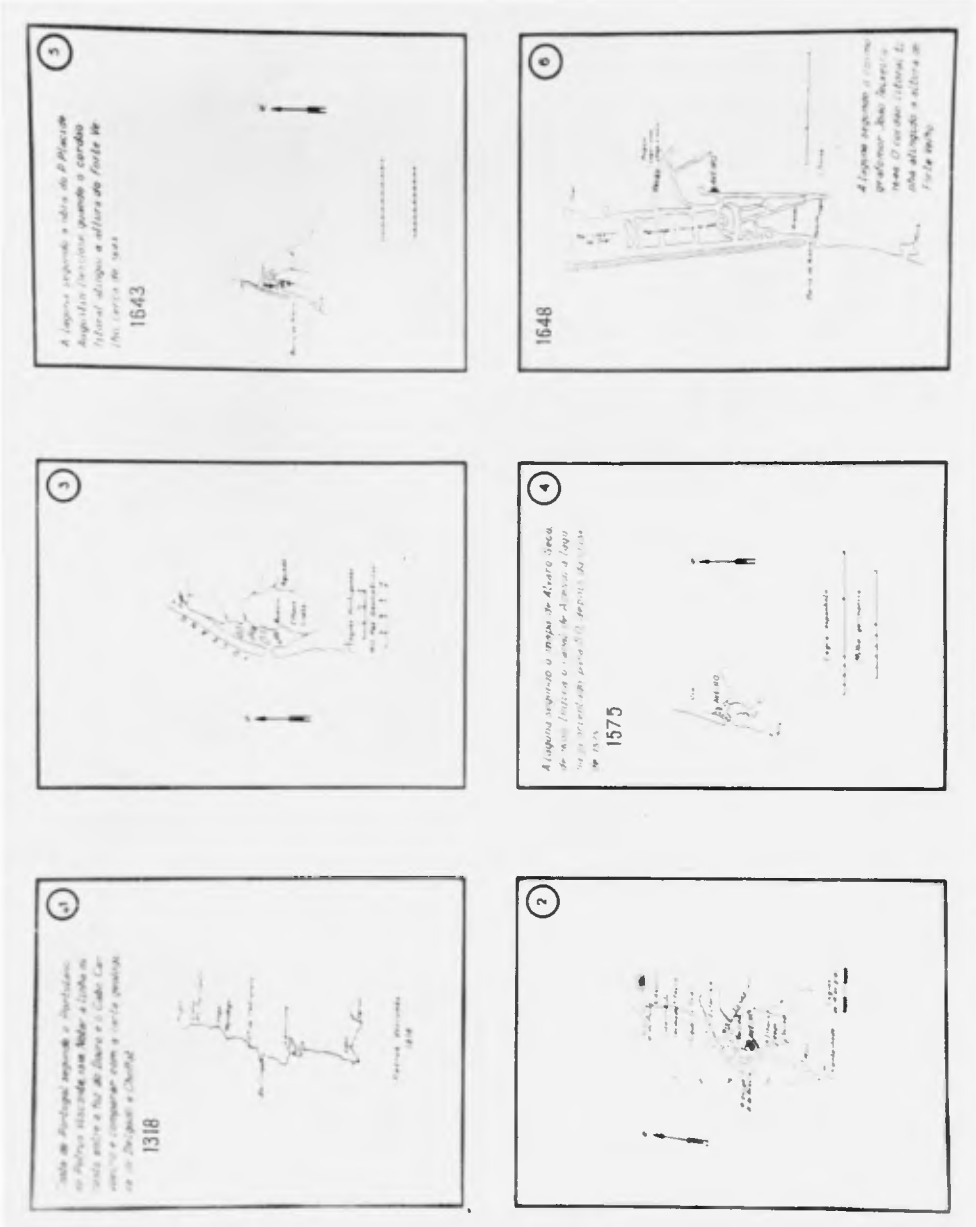


Fig. 2. Charts representing the lagoon up to 1648.

In the XII<sup>th</sup> century, the entrance to the recently formed lagoon still was located to the North of Torreira. Three centuries later, the bar reaches the position of São Jacinto, and in the beginning of the XVI<sup>th</sup> century the situation of present artificial inlet is attained by the migrating sandy point. Preliminary warnings of a deteriorating inlet can be traced in the literature by the third quarter of the century.

This time is the golden age of Aveiro, and the surrounding country. More than 100 commercial ocean ships and 50 caravels for cod fishing in Newfoundland were registered in the port. City's prosperity was at the peak.

The first serious trouble with the inlet happened in winter 1575, when the sandy spit was located to the south of Gafanhas and the channel directed southwestwards: a violent storm caused the bar to be obstructed almost totally. But this first trouble was temporary: three years later, Aveiro still was able to contribute with numerous ships to the Great Fleet of King Sebastião, without disturbing its commercial and fishing activities.

In 1584, the inlet was situated two miles to the south of its present location. By the end of the century it was extremely unstable: three to four times in the year the channel's beacons had to be changed. Notwithstanding, sailing directions in the middle of XVII<sup>th</sup> century mentioned Aveiro as a very safe port. In 1643, the inlet was located near Vagueira, and since then situation rapidly grew worse. By 1685, with the bar near "Quinta do Inglês", navigation in the entrance channel was very difficult and no more than 14 ships were coming to the port in a year.

By this time began the attempts to restore the ancient safe channel. The city of Aveiro called for the assistance of two hydraulic engineers from Holland, whose advice was not encouraging: natural inlet should be closed and a new one artificially opened across the barrier beach near S. Jacinto, the project being hard to undertake, expensive and incertain in its results. The city was disappointed with such an advice, and nothing was done by the time.

In the middle of the XVIII<sup>th</sup> century, the inlet reaches the sands of Mira, so completing the formation of the barrier beach and the lagoon, at the end of an evolution that had started about seven hundred years earlier.

During this century, the mean number of ships coming to the port fell to 2.4 per year. It is interesting to remark that, while in many years no ship at all entered the lagoon, in some years a lot of them succeeded to come in: 10 ships in 1761, 36 ships in 1765, for instance. In spite of a systematic tendency to the obstruction of the inlet as it proceeds to the south, some alternatenesses occur, sometimes during consecutive years, in which the situation improves to the point that people believes the troubles

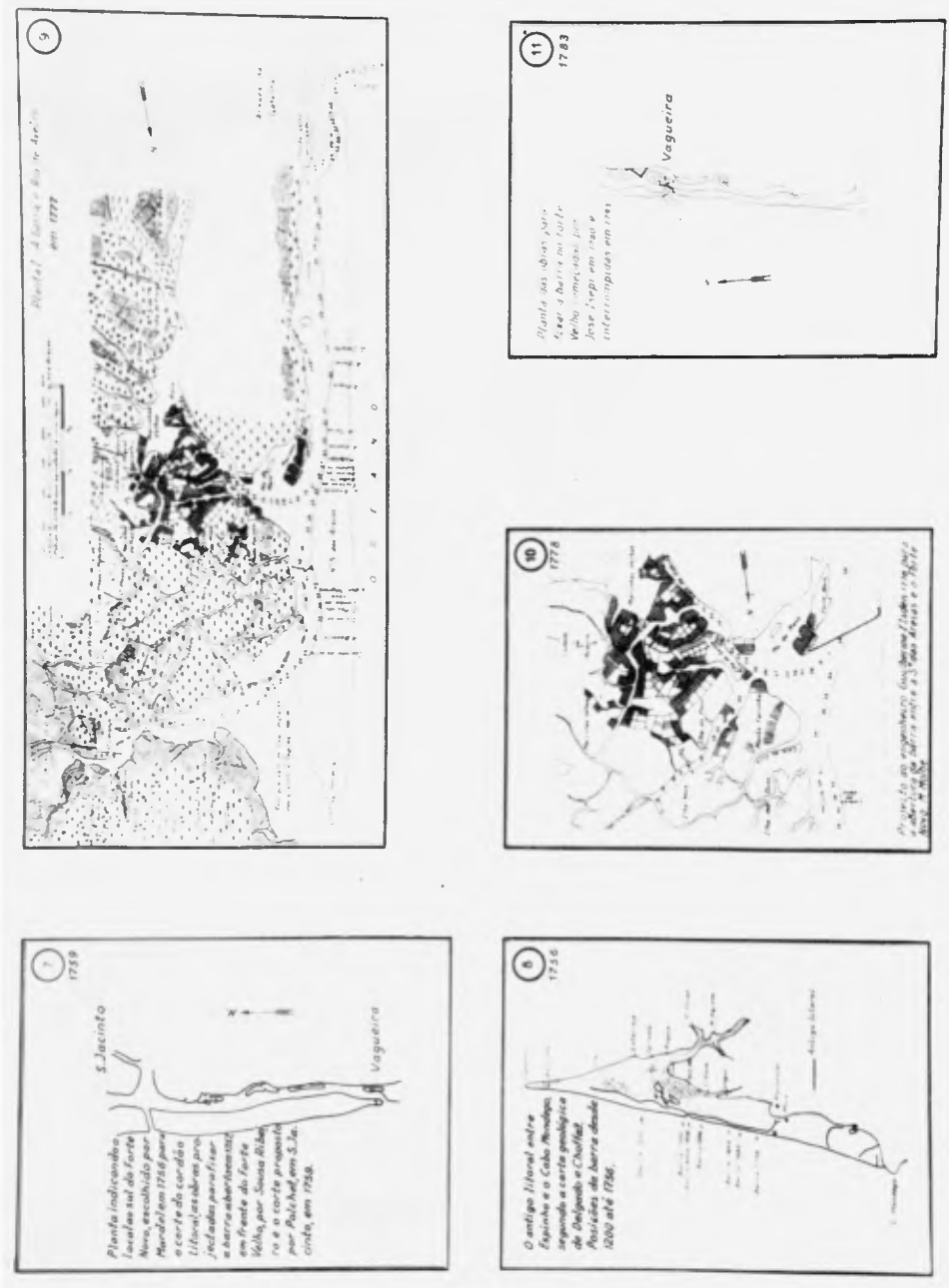


Fig. 3. Charts representing the lagoon from 1759 to 1783.



to be temporary and the port to return by itself to the ancient prosperity.

Even when it became evident that facts would no longer support this opinion, many people sustained that the correct way to restore port entrance conditions should be to improve, by fixing and deepening, the southern natural inlet, according to the location that resulted from the free evolution of littoral processes. This opinion prevailed until the beginning of XIX<sup>th</sup> century, when Reinaldo Oudinot and Luis Gomes de Carvalho choosed the location of the present artificial inlet. Later on, it still was in the base of the criticism exerted against this project in spite of its successfulness.

Obstruction of the inlet was a tremendous disaster, not only to maritime activities but to the whole life of the neighbouring country: Lagoon and open sea fisheries became impossible, fertilizers provided by lagoon weeds disappeared or deteriorated, the low lands were no longer drained, salt-making ceased, naval yards stopped, and above all, due to loss of drainage, the lagoon became an immense swamp and the sanitary condition of the country very poor (the city of Aveiro had no more than 5300 inhabitants in 1736, 4400 in 1767, 3500 in 1797, when the number of deaths became double of that of births).

#### RESTORATION OF THE INLET

It is of interest to mention some attempts made to restore the inlet since the middle of XVIII<sup>th</sup> century, when events became very serious. In 1756 the engineer in charge tried to re-open the closed inlet without getting any success. In the following year, captain Sousa Ribeiro took the same way and, with the help of a big flood, succeeded to widen and deepen an occasional channel, opened by a storm near Vagueira, and the enlarged channel maintained itself for eight years, but, after the unsuccessful efforts to fix the new inlet in its position, it began again to proceed southwards, reaching in 1771 the Mira sands (where the old natural bar had entirely closed in 1757). In 1777, British engineer Elsdon was charged of the project and its execution: he tried, unsuccessfully, to restore the inlet in the position it now occupies. In 1780, Italian master of Hydraulics Iseppi was contracted to solve the problem: he tried unsuccessfully, during three years, to open and fix an inlet near Vagueira. In 1787, the inlet opened by Sousa Ribeiro totally closed, and it was ordered to field-marshal Luis Valleré to elaborate a project for restoring the channel, wich he did'nt succeed to. In 1791, E.Cabral, master of Hydraulics, was charged to open and fix, at least, a small outlet able to assure the drainage, so urgently needed: but the littoral sands did'nt allow even this apparently modest requirement.

Finally, in 1801, engineers R.Oudinot and Luis G. de Carvalho were charged with the project and works to restore and fix the inlet. In the same year this remarkable project was presented and appro-

ved, the works starting in the following months, placed under the exclusive direction of Carvalho since 1803.

According to the project, the artificial inlet should be located as close as possible to the center of masses of the lagoon waters, so that, on the whole lagoon the circulation of tides and drainage of fresh waters should occur in the best hydraulic conditions. Past history of the inlet confirmed that this would be the only reasonable way to succeed in fixing it, it was stated.

Cutting the barrier beach and opening the new inlet was obtained by means of a long and strong dike, which, firmly rooted in the vicinity of Gafanha, ran across the lagoon to the barrier beach, compelling the waters of the northern and most important body of the lagoon and the river flood to flow against and to pierce the littoral barrier, at the same time leading to the inactivity and closure of any natural inlet located to the south (see fig. 4).

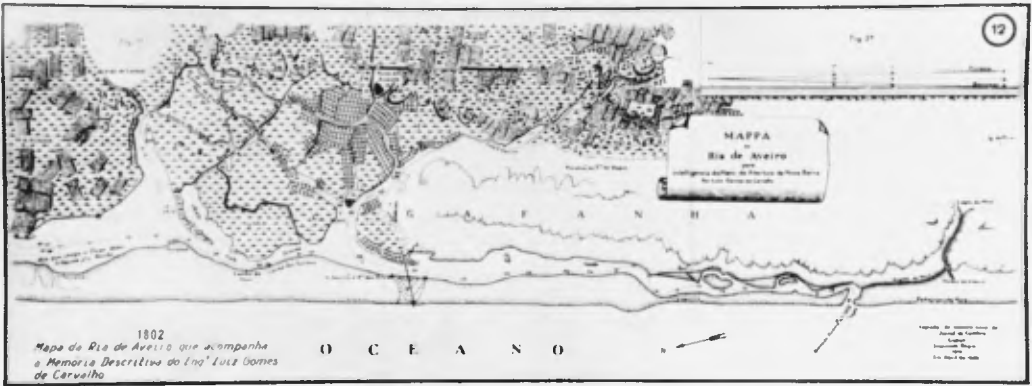
Construction of the dike was extremely hard, especially the last stretches, totally separating the northern and southern bodies of the lagoon. Care had to be taken against a sudden and incomplete cutting of the barrier beach. Works proceeded across all kind of troubles, including the French invasions, until the 3<sup>rd</sup>. April 1808, at 7 p.m.. In this historical moment, when a big flood raised the water level inside the lagoon about seven feet above the outside level, Luis Gomes de Carvalho ordered the demolition of the temporary fascine works that protected the beach in the location chosen for the new inlet and, with the point of his boot, opened the trail through which the accumulated water rushed down to the sea, for ever restoring the lagoon's inlet. Drainage problems were definitively solved and first step given to restore navigation.

For the first time, human intervention overcame natural agents in modelling the inlet. Indeed, Carvalho's works gave satisfaction to all requirements for about one century, as long as maintenance cares were provided and with the only exception of some very anomalous meteorological situations.

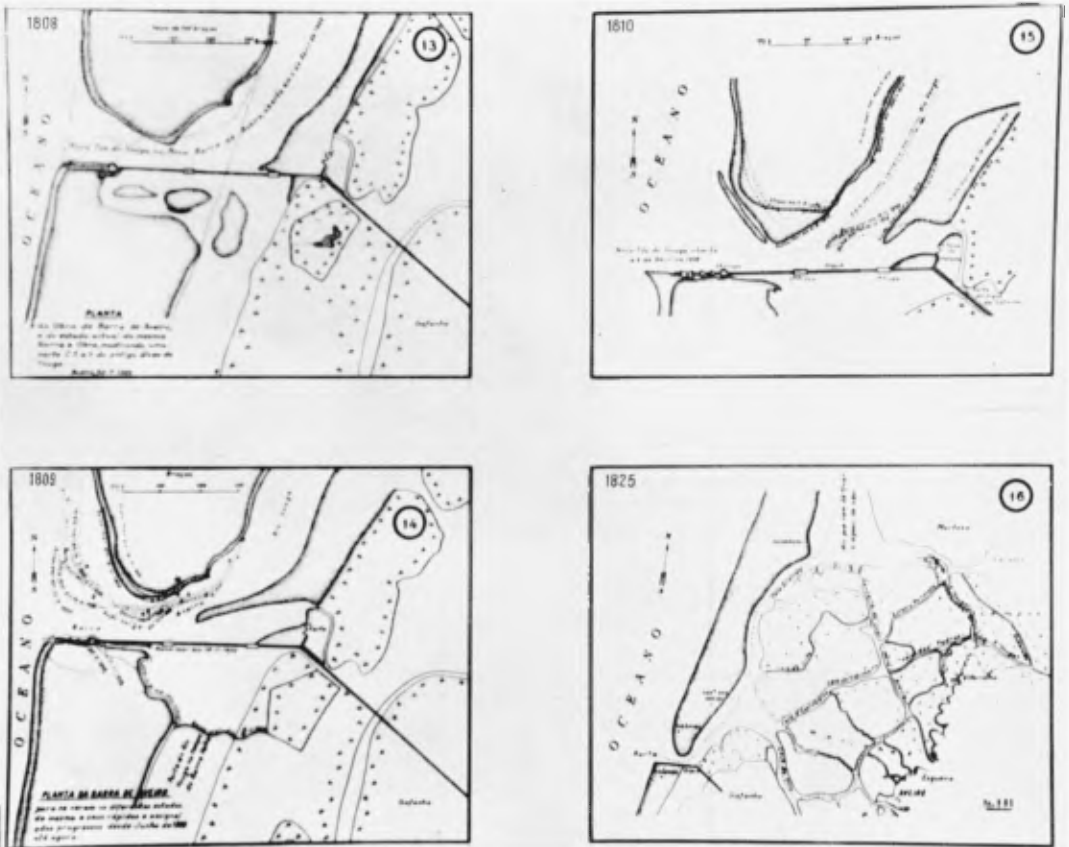
#### BEHAVIOUR OF THE RESTORED INLET

It is of interest to consider the behaviour of the lagoon and its restored inlet during the 120 years elapsed till the following improvement works.

During about 25 years maintenance cares were reasonably provided and inlet's condition very satisfactory (for instance, statistics give 186 sea-going ships entered in the port in 1835). Maintenance was subsequently neglected, so that ten years later the jetty was seriously damaged. (figs 5 and 6).



**Fig. 4. Project of Luiz Gomes de Carvalho for opening the artificial inlet.**



**Fig. 5. Behavior of the artificial inlet up to 1825.**



In 1838, a big flood destroyed the dike near Gafanha and re-opened the ancient inlet in Vagueira. From 1847 to 1856, Carvalho's dike and jetty were rebuilt and at the same time the entrance channel progressively returned to the convenient direction and depths.

In 1859, Silvério Pereira da Silva, director-engineer of the port, proposed to continue Carvalho's jetty to the low-water line in the beach and to build a new experimental jetty on the northern side of the inlet's channel. By this time, the inlet presented one of its very anomalous configurations, running northwards for about 3,000 feet, parallel to the coast-line, then turning to west and southwest in its outer extremity. Silvério's project as mentioned above restored in a few months the convenient westward channel (fig. 7).

Another important measure taken by Silvério was the full reintegration of the southern body in the lagoon unity, which he succeeded by promoting the closure of the Vagueira inlet in 1863 and subsequently restoring a free and large communication between the southern and northern bodies, achieved in 1877. Automatic closure of the southern inlet was ingeniously obtained by allowing the flood tide to be admitted through it and raising difficulties to the circulation of the ebb tide, by means of a number of sluices provided in Carvalho's trans-lagoanar dam near Forte da Barra.

In 1873-1874, an anomalous inlet configuration was again registered, after a very long dry season. This time (see fig. 8), a strong sandy spit, 400 feet wide, emerging in high water, advanced from the north to 1,000 feet south of the Carvalho's jetty, parallel to the coast-line and at a distance of about 1,100 feet opposite to the inlet's mouth. Silvério faced the situation by continuing the jetty towards the sandy spit, which was then cut by the first big flood.

Silvério's project for lagoon and inlet's general improvement is worth to mention for the large scale of the works contemplated (see fig. 9). During 10 years it was carried out by the author, but it still was very far from completion when resources exhausted and Silvério retired in 1886. Notwithstanding, this project remained the basis of all improvement conceptions until 1927.

In 1908-1909, in similar meteorological conditions, an inlet's configuration similar to the one of 1873-1874 occurred. According to a committee of engineers appointed to report on the problem in 1909, documents existing in the archives of the port showed that different configurations and extents of sandy spits advancing southwards, and also northwards, opposite to the inlet's mouth, occurred from time to time since the restoring of the inlet in 1808.

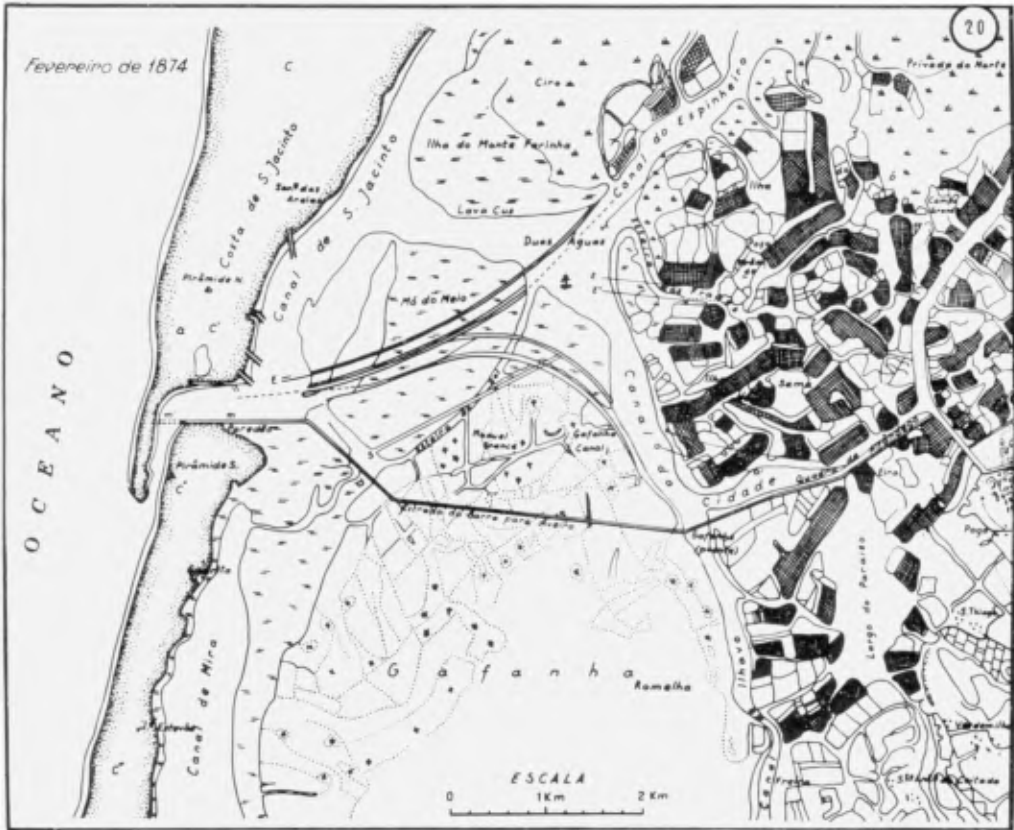


Fig. 8. The inlet's anomalous configuration of 1874.

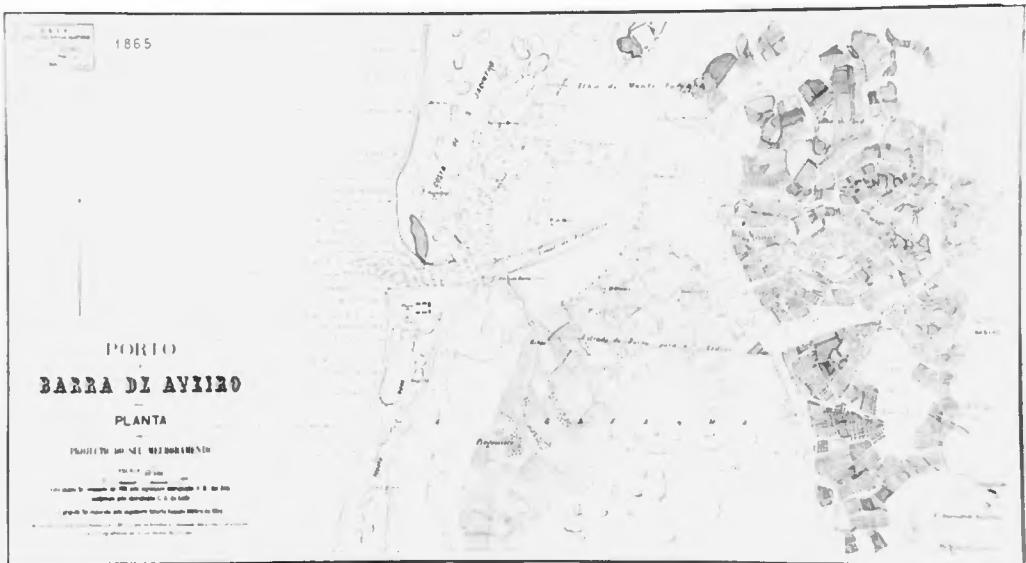


Fig. 9. General Silverio's project for the improvement of the lagoon and its inlet.

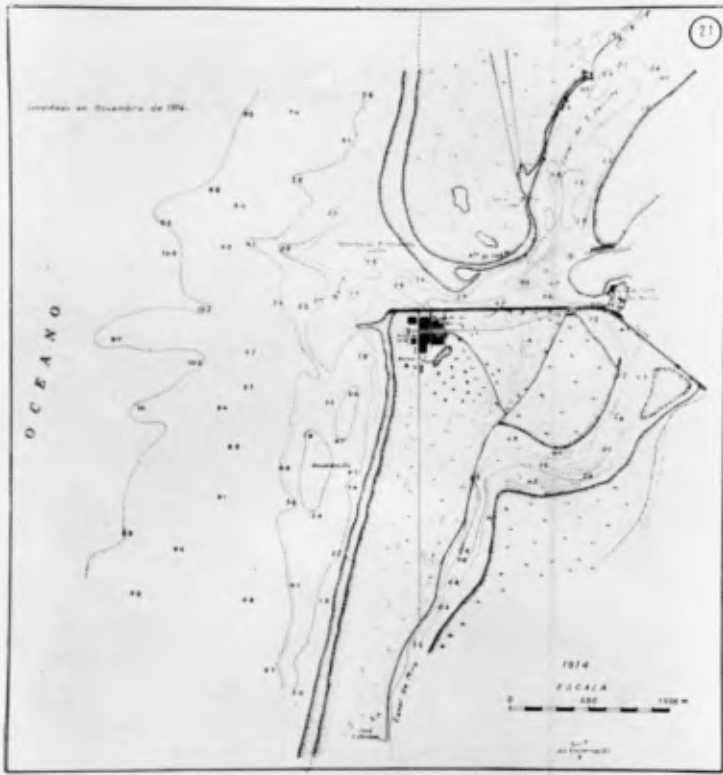


Fig. 10. Configuration of the inlet in 1914.

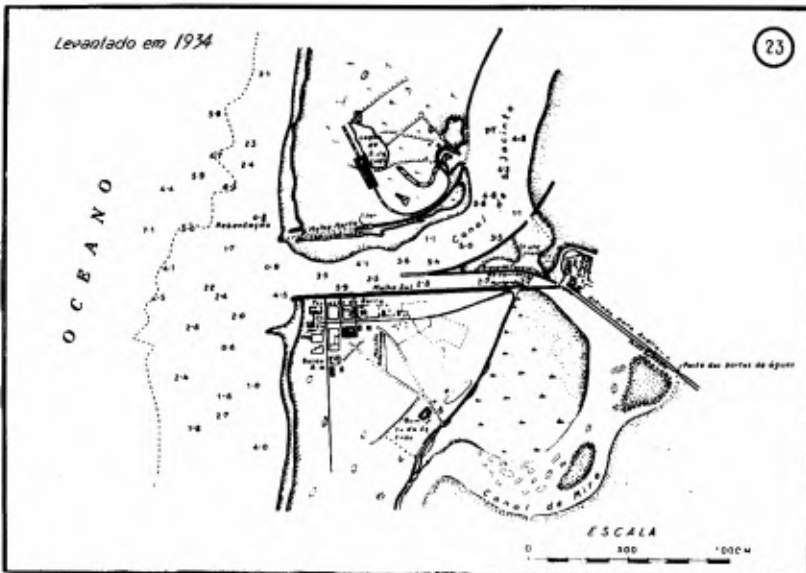


Fig. 11. Configuration of the inlet in 1934.

THE CANALIZATION OF THE INLET

The 1808 inlet channel became unable to meet ever-increasing navigation requirements since the middle of the XIX th. century. Thence, projects have been prepared for further improvement works, all of them being based on Silvério's 1874 plan until 1927.

In April 1927, director-engineer of the port, João von Hafe, presented his project, based on an entirely new conception. Currents from the northern and southern bodies of the lagoon should be harmonized by a triangular system of dikes in the upstream section of the inlet channel, this one should be totally canalized through the barrier beach and the northern jetty would go out on the sea for about 1 000 feet, a substantial dredging should be made in the inlet channel. The author would prefer to build two outer jetties, brought to depths of 30 feet under datum, but for the moment resources were not available and depths of only 10 feet would be enough for the needs contemplated.

In 1930, a committee of British consulting engineers from "Sir Alexander Gibb & Partners" reported on the problem. They gave the preference to von Hafe's conception but they thought fit to introduce some modifications in his project, namely by reducing by 800 feet the length of the northern jetty, by widening the inlet channel from 1 000 to 1 150 feet and modifying the interrelation between the widths of the entrance channels to the northern and southern bodies of the lagoon, as well as by dredging an outer navigation channel 660 feet wide and 1 650 feet long out in the sea.

The Council for Public Works accepted the advice of the British committee, but von Hafe protested against the modifications brought to his project, and especially against the suppression of the outer northern jetty, he thought to be of fundamental importance to the successfulness of the project, as long as a clear inlet channel was to be obtained. But the committee's ideas prevailed, unhappily, as future will show.

Works started in 1932 according to von Hafe's modified project and were concluded in 1936. They consisted in a jetty limiting the northern bank of the inlet channel, continued northeastwards by an interior dike, and in a triangular system of dikes for concording the currents from southern and northern bodies of the lagoon (see fig. 11), as well as in a substantial dredging in the channel for providing the filling between the dikes.

Surveys made in 1934-35 and in 1949 (see figs. 11 and 12) show the results obtained. The entrance channel was sensibly improved, the outer bar was repelled seawards by 1 000 feet, emerging sandy spits



opposite the inlet never reappeared, controlling depth on the outer bar increased from 14 to 16 or 17 feet in mean high-water, tidal range at the entrance of the lagoon increased from 7 to 9 feet in spring tides. But some serious deficiencies were revealed, namely, the instability and subdivision of the outer channel and the strong transverse currents which occurred in it under wave action; moreover, littoral sands entered the inlet channel in big amounts, forming a beach against the inner face of the northern jetty and so narrowing the channel, as foreseen by von Hafe when he sustained the integrity of his project, especially of the northern jetty's length. This was very harmful, not only to the admission of tides into the lagoon, but also to navigation, due to the strong currents in the narrow section of the channel, that prevented ships to cross it at the time required to be on the outer bar at local high water time.

Then, the new channel soon became unfit for the increasing navigation, and a new project had to be studied.

#### THE FIXING AND DEEPENING OF THE OUTER CHANNEL

The new project for the improvement of the entrance channel to the port of Aveiro was presented in 1937. It consists in the lengthening of the northern breakwater for 2300 feet and in the building of a new southern breakwater, 2600 feet long, taking root 1300 feet to the south of the old Carvalho's jetty and slightly convergent with the former (see fig. 12 ).

Purposes of the project were: a controlling depth of 24 feet in mean high-water over the outer bar (i.e., situating the bar's crest at - 4.00 m, under datum); a straight entrance channel, running west-east, free from crosscurrents; and an inlet practicable without restrictions other than depths available, which necessitated the removal of the sandy beach from inside the inlet channel.

It was thought that the designed works, causing the removal of the canal's beach, would improve navigation through it and increase the tidal flow admitted to the lagoon. They would protect the inlet from invasion by sands in the shallow zone and direct the canal to WSW, which is supposed to be the direction of the coastal ebb current. The outer bar would be formed in greater depths, thence more exposed to the littoral currents. The entrance channel would be protected, across the shallow zone, from cross waves currents, highly dangerous to navigation and harmful to the maintenance of depths.

Works started effectively in 1949 and still are on way. Results are shown by the numerous surveys made since then, from which we produce some ones (figs. 13 to 21). As can be seen, the beach inside the inlet's

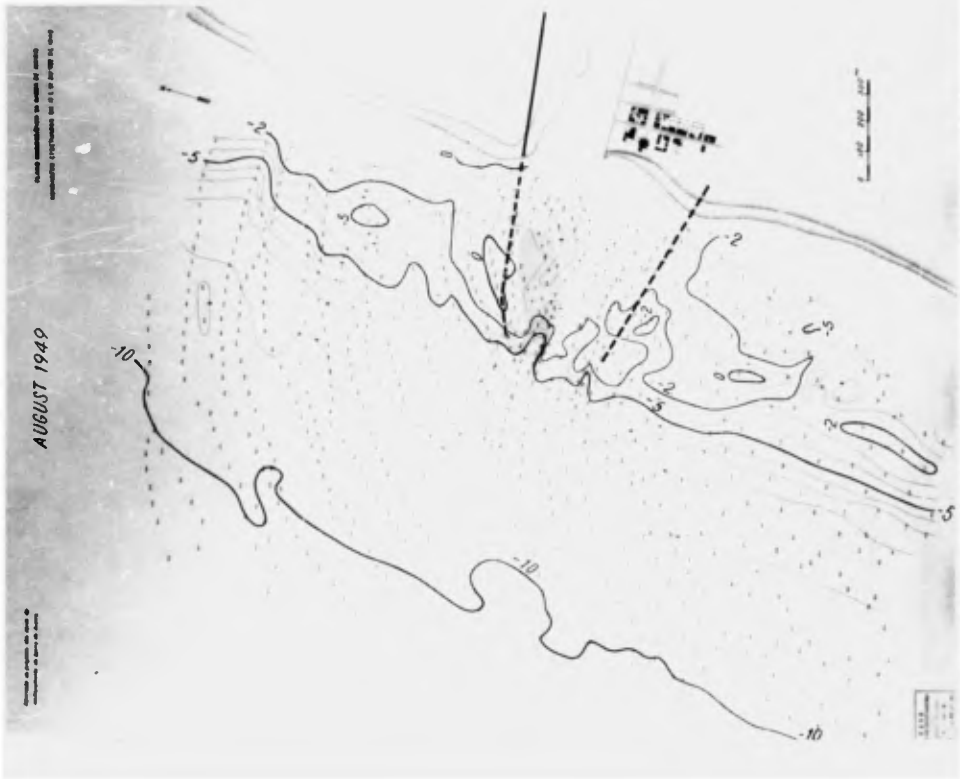


Fig. 12. Hydrographic survey of the inlet in August 1949.

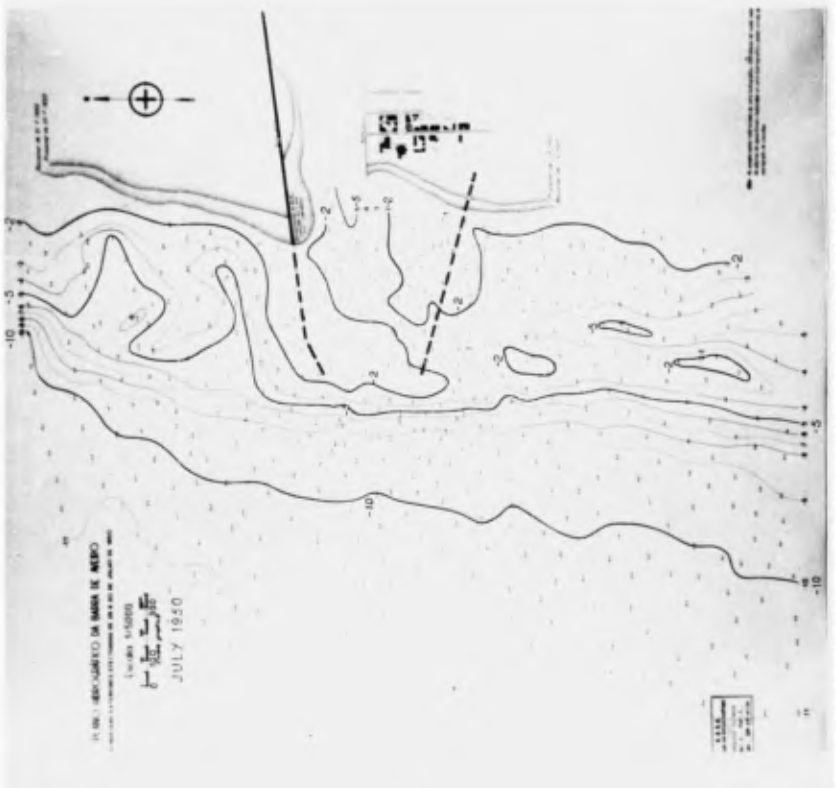


Fig. 13. Hydrographic survey of the inlet in July 1950.

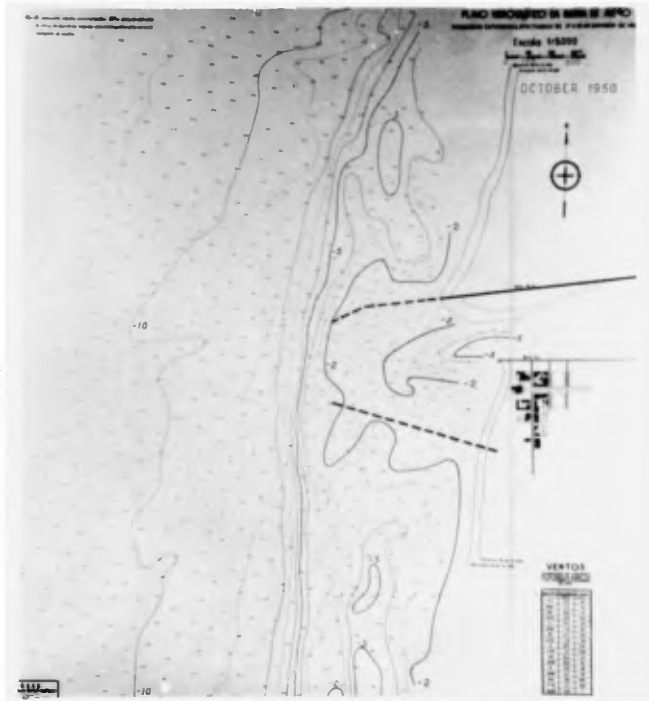


Fig. 14. Hydrographic survey of the inlet in October 1950.

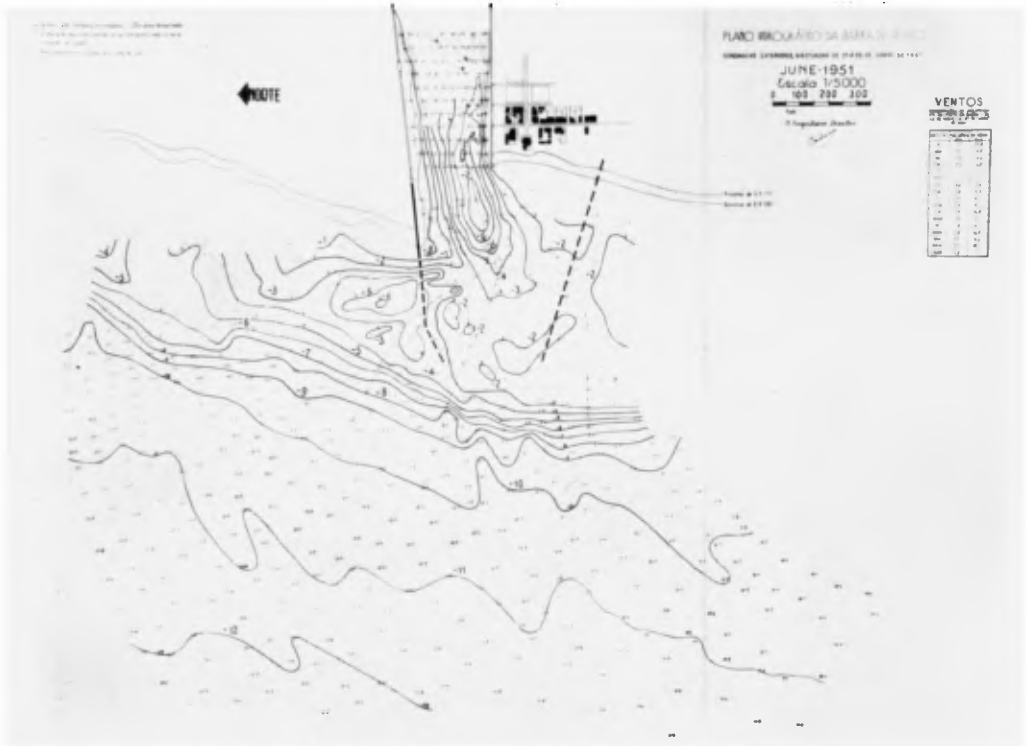


Fig. 15. Hydrographic survey of the inlet in June 1951.

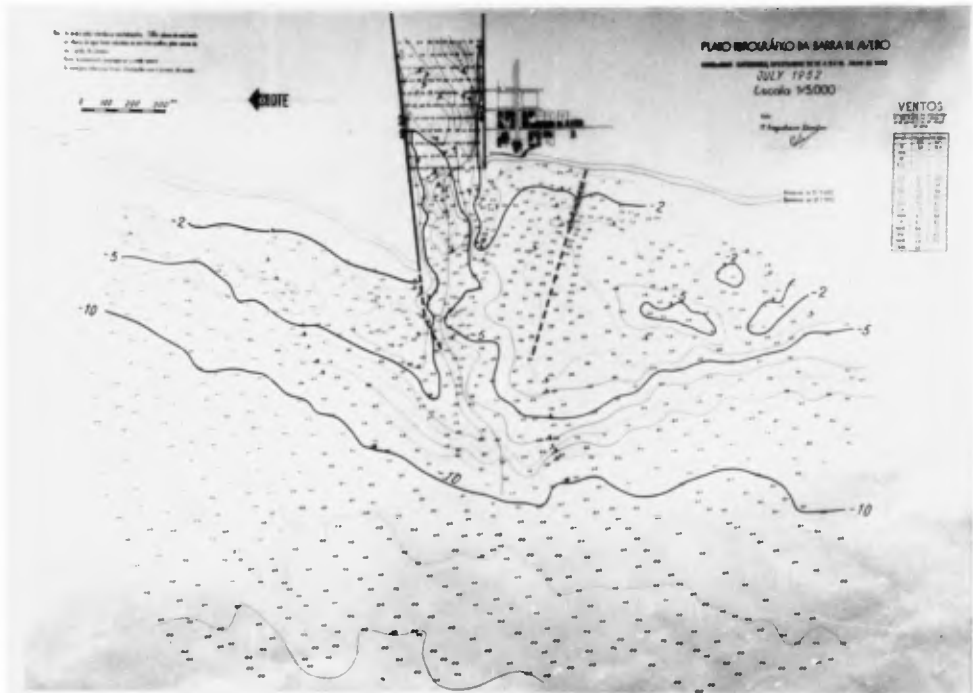


Fig. 16. Hydrographic survey of the inlet  
in July 1952.

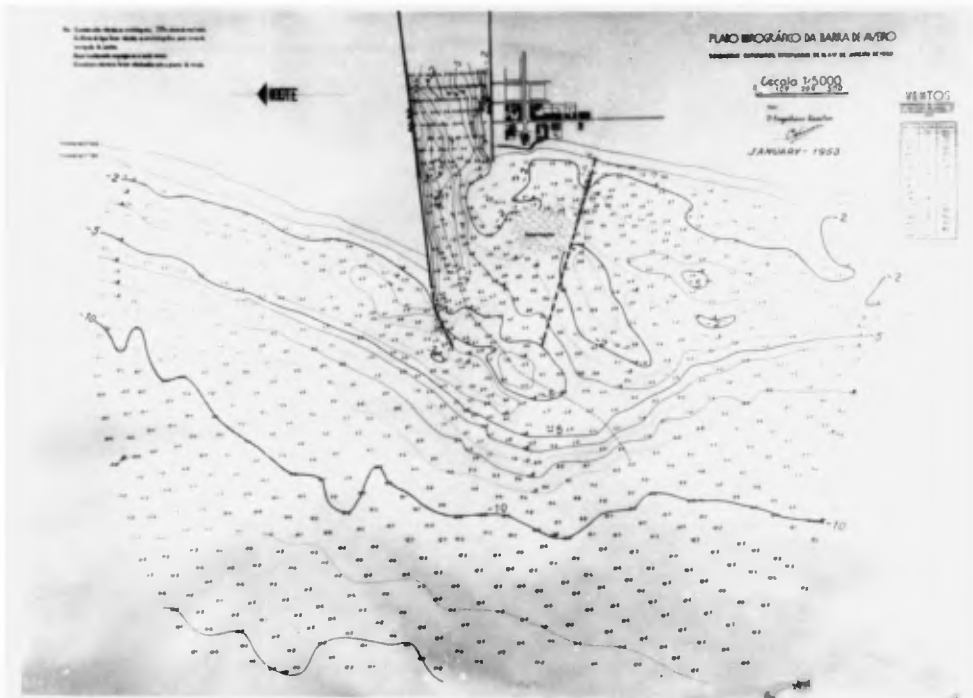
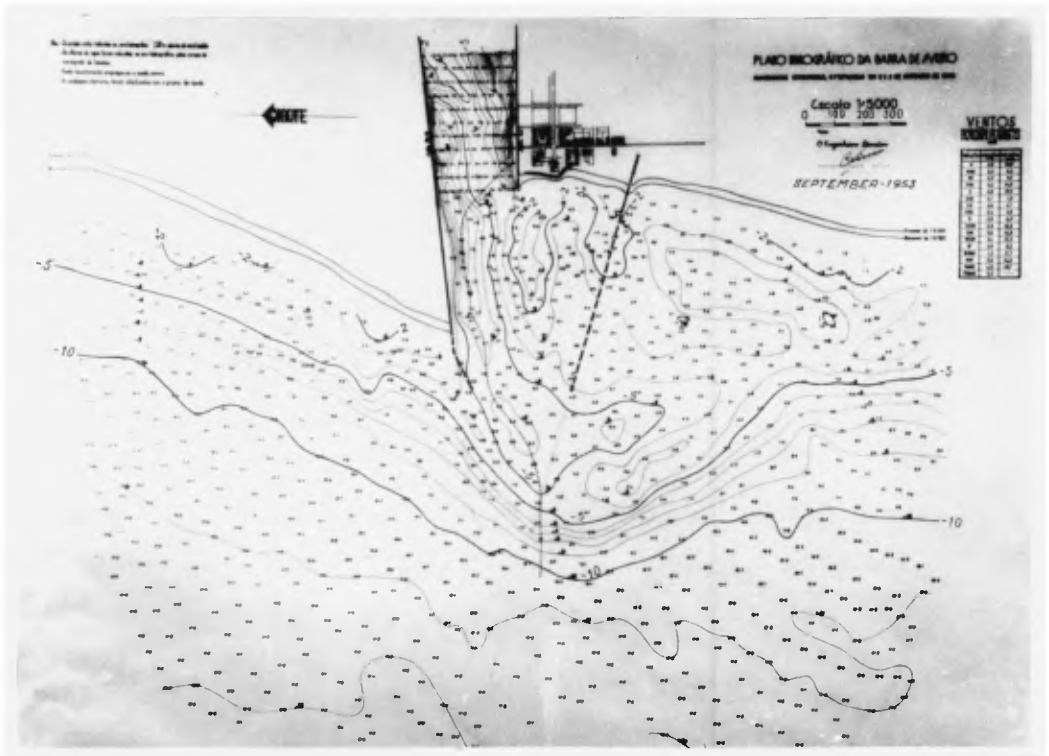
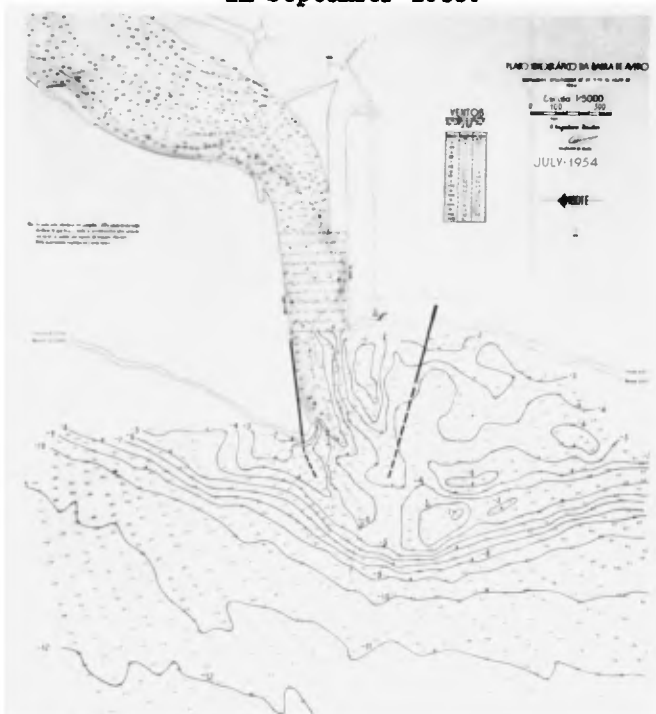


Fig. 17. Hydrographic survey of the inlet  
in January 1953.



**Fig. 18. Hydrographic survey of the inlet in September 1953.**



**Fig. 19. Hydrographic survey of the inlet, July 1954.**

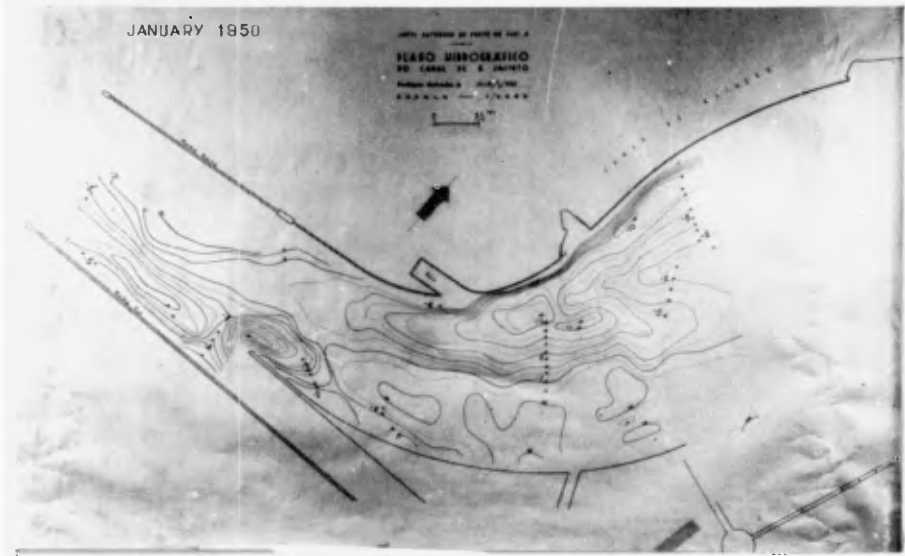


Fig. 20. Hydrographic survey of the inner channel in January 1950.

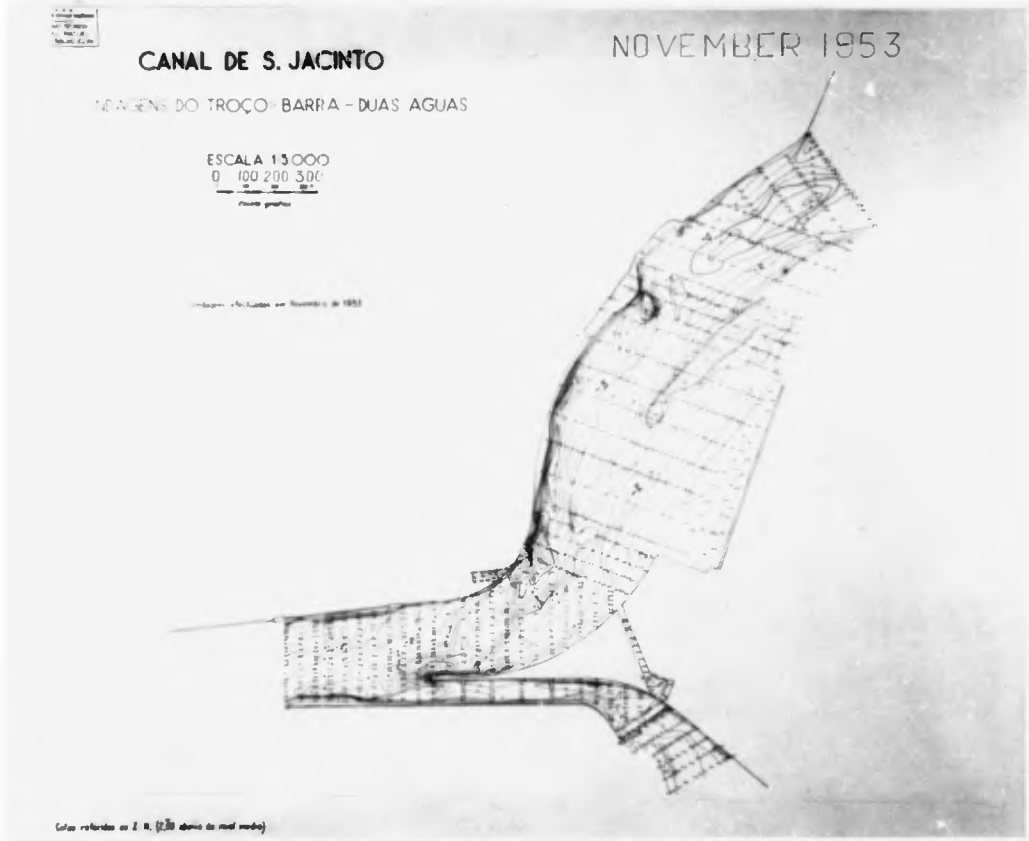


Fig. 21. Hydrographic survey of the inner channel in November 1953.

canal disappeared, greatly improving the situation, when the northern break water reached the length sustained by von Hafe. Depths on the outer bar are beyond those foreseen in the project, having increased as it was being repelled seawards.

#### FEATURES OF LOCAL PHYSIOGRAPHY

From the described evolution of the inlet and the measured results of the works undertaken it is possible to derive the broad lines of the local physiography, concerning the behaviour of the coastal beach, the inlet and the lagoon.

In fact, the collected data show:

i. that the littoral drift is alternative in direction, according to the meteorological season, but the southward drift clearly predominates in normal years;

ii. in those years, the mean southwards balance of the foreshore littoral drift scarcely reaches 200.000 m<sup>3</sup> annually;

iii. in anomalous meteorological epochs, massive accumulations of sands in the beaches and sea bottom adjacent to the inlet can occur, with results that went from total obstruction before the fixing of the inlet, to the formation of strong emerging sand-spits opposite the inlet when this was simply fixed, and to the raising and widening of the outer bar after it has been canalized: so has been the case in 1839, 1859, 1874, 1909, 1949-1950;

iv. anomaly consists in the long-lasting prevalence of a given meteorological feature, which strongly influences the bottom topography;

v. the modelling action of the lagoon's ebb current on the outer bottom can be permanently traced only after the canalization of the inlet;

vi. the greater the importance of the inlet, the bigger the volume of sand in the outer bar, canalization effect under this point of view being evaluated in half a million cubic meters;

vii. changings in the volume of the accumulated sand due to meteorological variations by far exceed this effect, the measured accumulation in 1949-1950 having attained three to four million cubic meters;

viii. reinforcement of the inlet action always causes the ou

ter bar to be repelled seawards and consequently deepened, in spite of the increased volume of sand in the bar platform (fig. 22);

ix. the flow through the inlet is hydraulic, that is, due to the difference of head between the ocean and lagoon water, which accounts for the steep slope of the surface profile along the inlet canal, required for carrying a substantial amount of water in and out the lagoon in accordance with hydraulic laws; this is clearly shown by the instantaneous profiles and other characteristics of the tidal flow through the inlet canal (see figs. 23 and 24);

x. inside the lagoon, through its different channels and bodies, tidal flow may be either hydraulic or governed by tidal wave propagation, according to the geometrical characteristics of the channels and the bodies of water they connect

#### RESULTS OF THE WORKS UNDERTAKEN

Detailed analysis of the results of the performed works will add some knowledge to the foregoing remarks and help to infer some rules valid in the treatment of inlets' problems.

Variation in the volume of sands in the platform of the outer bar, from 1650 feet north of the northern breakwater to the parallel of the southern breakwater's root, is shown in Table 1. When considering the figures therein, it is necessary to retain, besides the date of the different works, the meteorological characteristics of the surveyed years. Meteorological records show that year 1865 is situated in a very rainy period, hence in a period of southwest winds; year 1914 has been normal; in 1934 southwest winds were exceptionally prevailing; in the period 1943 to 1947 an exceptional drought was registered, with a strong predominance of northern winds, slightly attenuated in the following year.

Superposition of the longitudinal profiles of the entrance channel across the outer bar, projected on a vertical plane parallel to the southern jetty (the jetty of Gomes de Carvalho), is particularly instructive. In fact, it reveals some permanent effects of the works carried out, such as the displacement of the outer bar seawards with the reinforcement of the lagoon's ebb current, no matter the volume of the sand deposit (see fig. 25). At the same time the bar platform is widened and the bar crest is deepened, even when comparing situations like that of 1865 (extreme erosion) with that of August 1949 (extreme deposition, with an accretion of about 4.000.000 cubic meters of sand on the bar).

The same fact can be seen in a curve in which abscissae re-



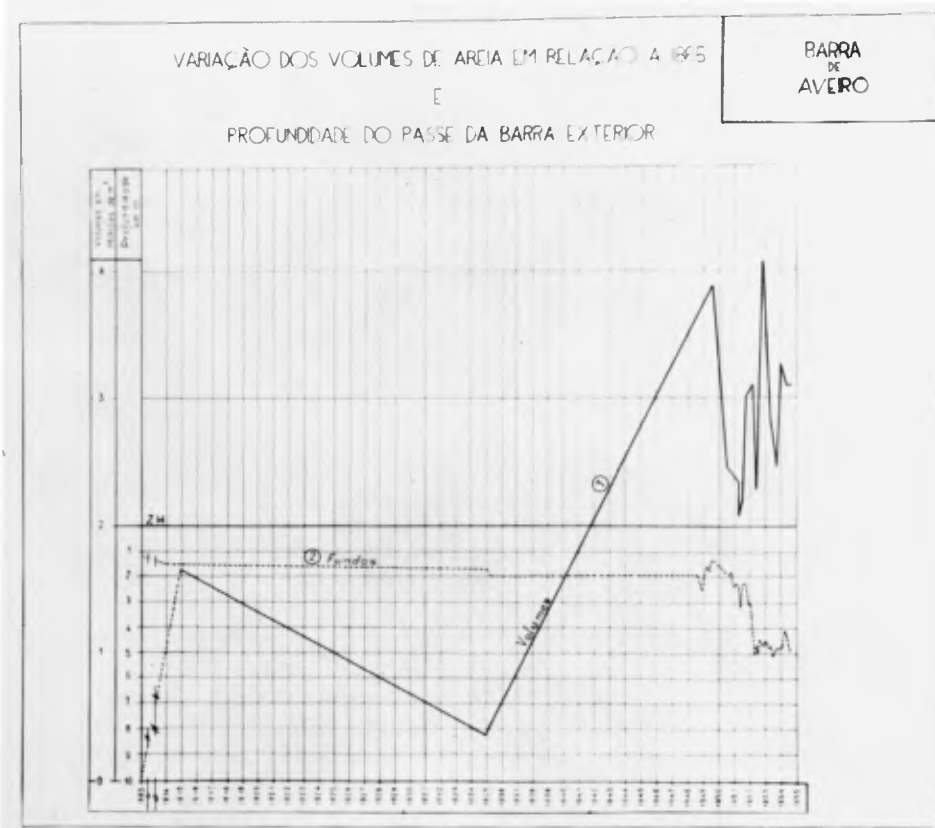


Fig. 22. Variation in the volume of the sand deposits over the outer bar (curve 1) and in the controlling depths over the same (curve 2), from 1865 to 1954.

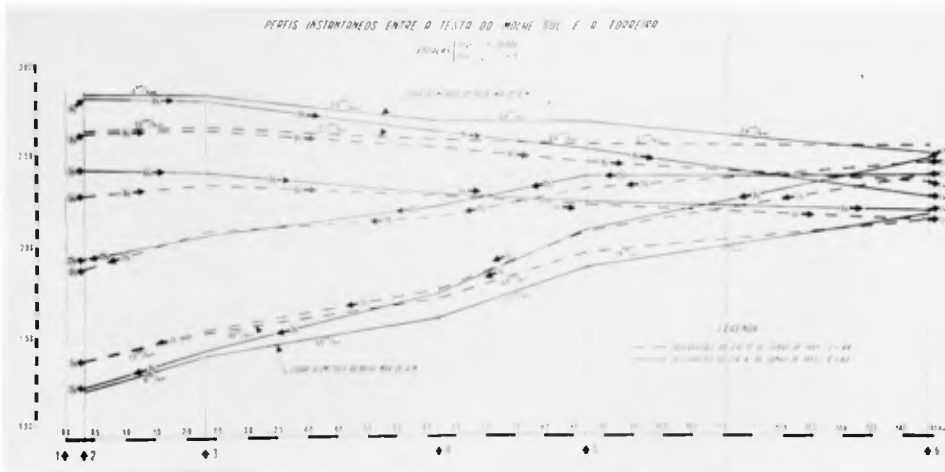


Fig. 23. Tidal profiles along the inlet and northern main channels of the lagoon (in neap-tides).

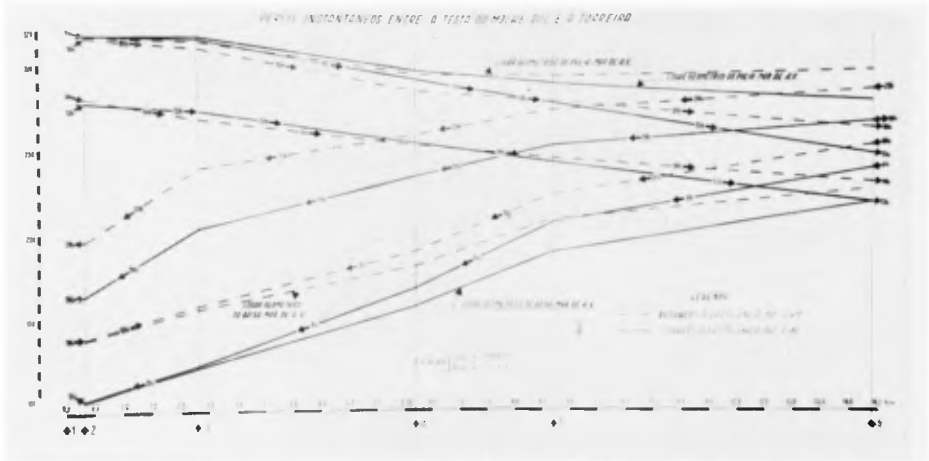


Fig. 24. Tidal profiles along the inlet and northern main channels of the lagoon ( in spring-tides ).

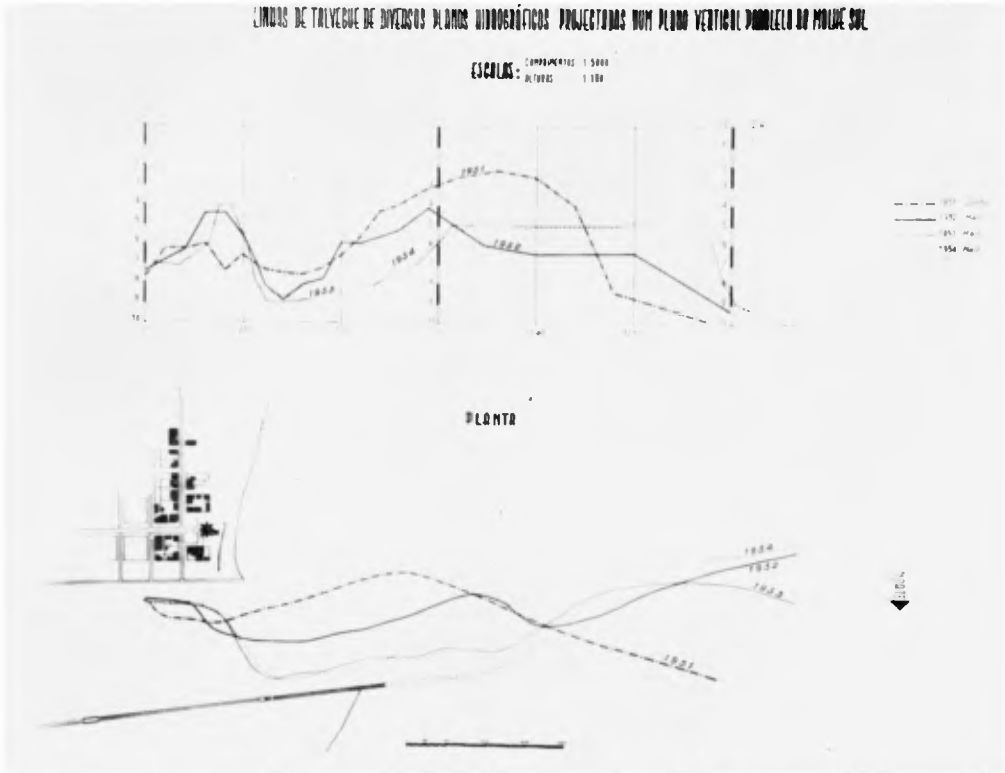


Fig. 25. Projection, on a vertical plan parallel to Carvalho's jetty, of the profiles along the talweg of the entrance channel.

Table 1  
CHANGES IN THE VOLUME OF SAND ON THE  
OUTER BAR OF AVEIRO

Date of surveys		Changes with reference to 1865 (c.m.)	Changes with reference to the preceding survey (c.m.)	
Month	Year		Deposition	Erosion
	1865	—	—	—
XI	1914	1.661.800	1.661.800	—
I	1935	378.000	—	1.283.800
VIII	1949	3.892.700	3.514.700	—
VII	1950	2.457.400	—	1.435.300
III	1951	2.349.200	—	108.200
IV	1951	2.083.100	—	206.100
VI	1951	2.115.200	32.100	—
IX	1951	2.979.730	2.979.730	—
III	1952	3.104.350	124.620	—
V	1952	2.292.650	—	811.700
VIII	1952	3.130.850	888.200	—
XI	1952	4.089.320	908.470	—
I	1953	3.516.790	—	572.530
V	1953	2.813.250	—	703.540
IX	1953	2.463.100	—	350.150
I	1954	3.258.530	795.430	—
IV	1954	3.107.170	—	151.360

present the outer bar crest's distance to a base-line across the inlet canal and the ordinates represent the envelop to its depths under datum. If this curve can be accepted — as it seems up to now —, it will be possible to predict the minimum depth to be expected in a given position of the outer bar crest (see fig. 26 ).

The characteristics of the tide in different points of the lagoon were also affected by the inlet's improvement, as shown in Table 2.

The reaction of the inlet channel to the works performed is shown in Table 3 and Table 4. The very remarkable improvement in the hydraulic characteristics of the inlet channel, especially as a result of the project now being executed, is of vital importance to the maintenance of depths in the whole inlet, including the inner and outer bars, as this measures its ability as regards the admission of tide. (figs. 27 to 30).

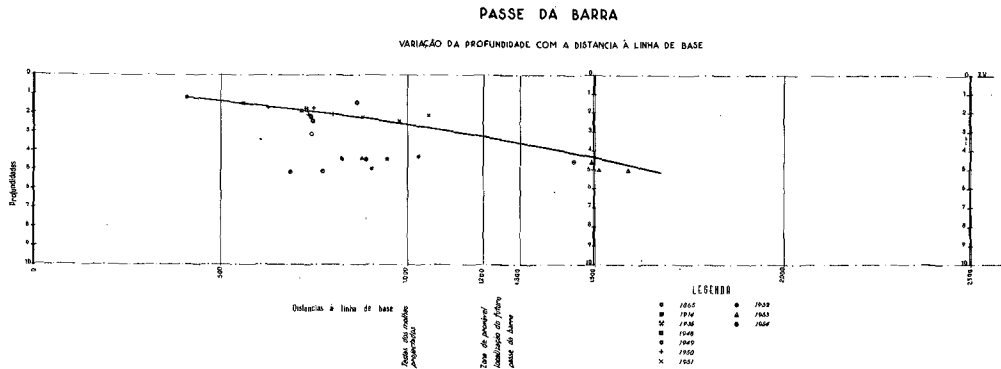


Fig. 26. Controlling depths on the outer bar (ordinates) as a function of its distance to a base-line (abscissae). Envelope-curve of the minimum depths corresponding to each position of the bar-crest.

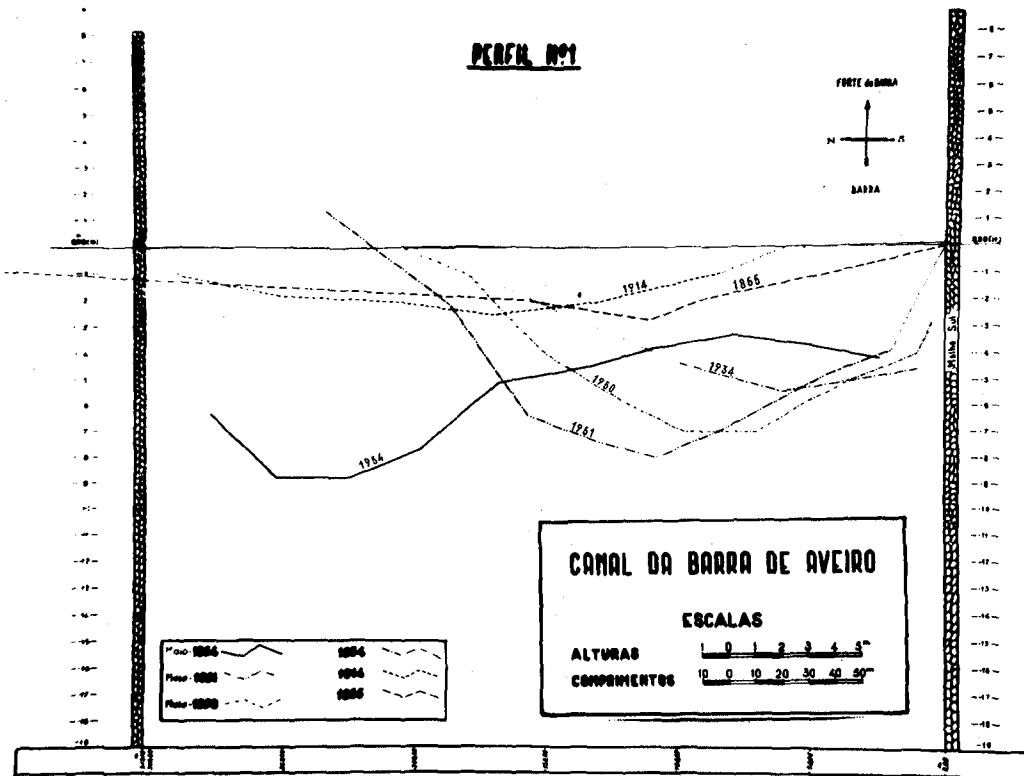


Fig. 27. Evolution of the inlet's channel cross-sections due to the works (range No. 1.).

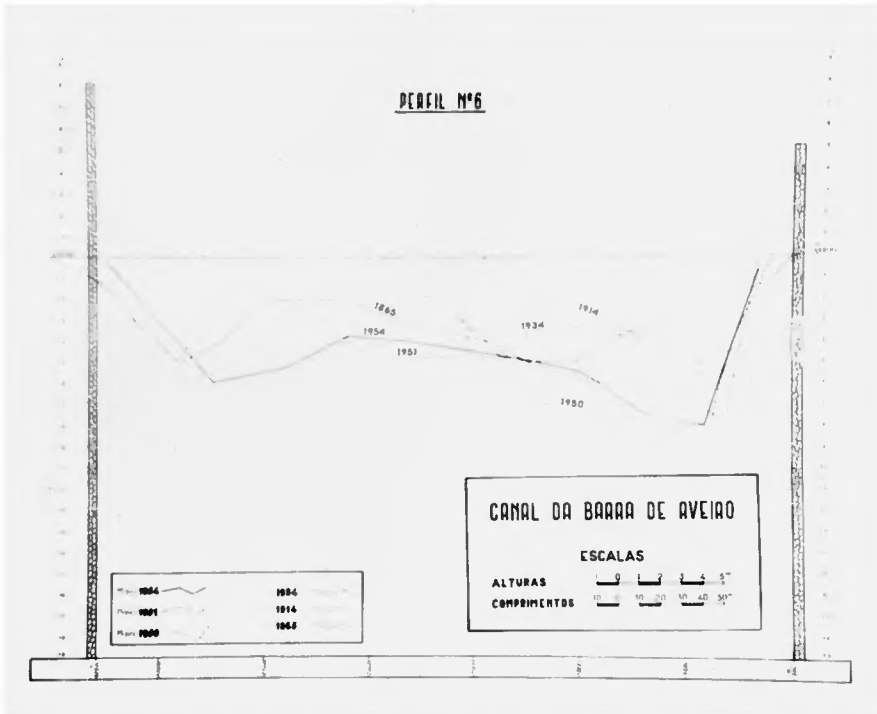


Fig. 28. Evolution of the inlet's channel cross-sections due to the works (range No. 6).

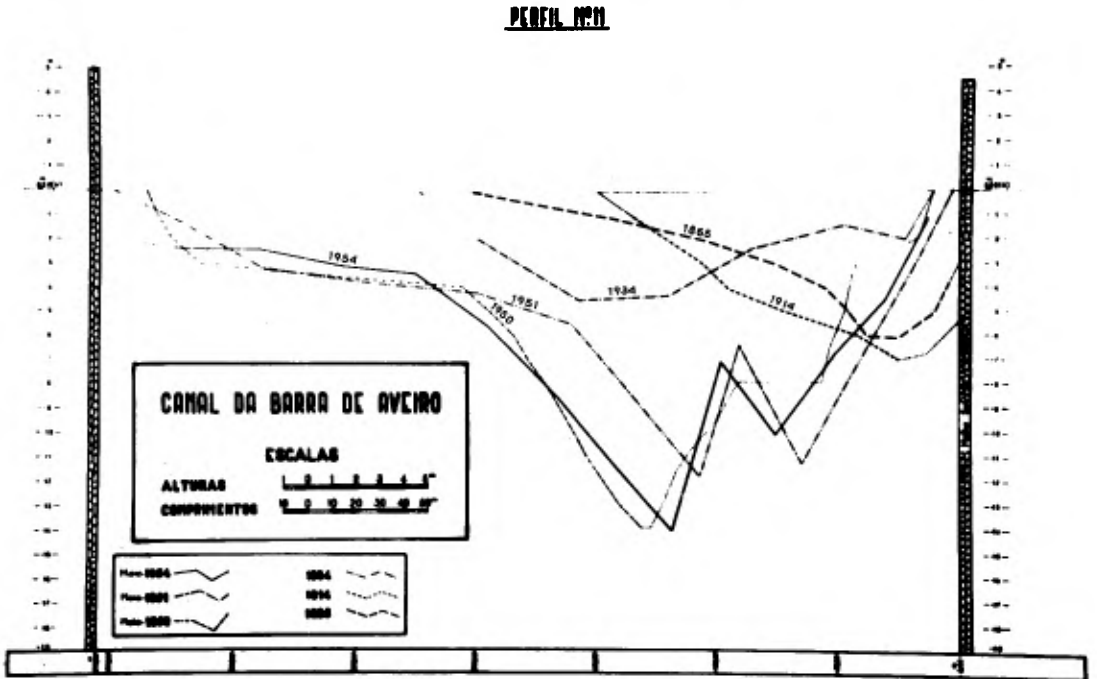


Fig. 29. Evolution of the inlet's channel cross-sections due to the works (range No. 11).

Table 2

NON HARMONIC TIDAL CONSTANTS IN THE LAGOON

STATIONS	TIDE GAUGE					
	NO.2		NO.1		S.Jacinto	
	U m	E <sub>p</sub> h min	U m	E <sub>p</sub> h min	U m	E <sub>p</sub> h min
September-1934	—	—	—	—	0,54	III 09
August-1942	—	—	1,23	II 33	—	—
August-1949	—	—	1,19	II 36	0,98	II 51
August-1950	—	—	1,16	II 35	1,07	II 59
September-1950	—	—	—	—	—	—
April-1951	1,25	II 22	—	—	1,05	II 41
June-1951	—	—	—	—	1,06	II 47
September-1951	—	—	—	—	1,16	II 46
September-1952	1,34	II 22	—	—	1,16	II 38
September-1953	1,34	II 23	—	—	1,14	II 49

As far as the tidal prism admitted to the lagoon is concerned, calculations by Earl Brown or Marzolo's method show that before 1932 it amounted to 50.000.000 c.m. in a spring tide, increasing to 65.000.000 c.m. after canalization works and to about 150.000.000 c.m. nowadays. Maximum tidal capacity of the lagoon is estimated to about 180.000.000.c.m. Therefore, it seems that the inlet canal has been correctly dimensioned.

Evolution of the inner bar is also an interesting item when results of the works undertaken are considered.

Comparison of the longitudinal profiles of the inner channel in 1865, 1914 and 1934 and after (see fig. 31 ) shows that canalization of the inlet caused the deepening of the downstream section, the occurrence of great depths near the extremity of the current-guiding dikes, and the westward displacement and a considerable erosion of the inner bar.

As for the project being executed, results are shown in fig 32 concerning variations in the total amount of sand in the inner bar, and in Table 5 and fig. 33 concerning the hydraulic characteristics of the inner channel up to S.Jacinto: in spite of the oscillation due to meteorological features, a remarkable tendency to the improvement of the channel, especially in the downstream canalized stretch, can be traced.

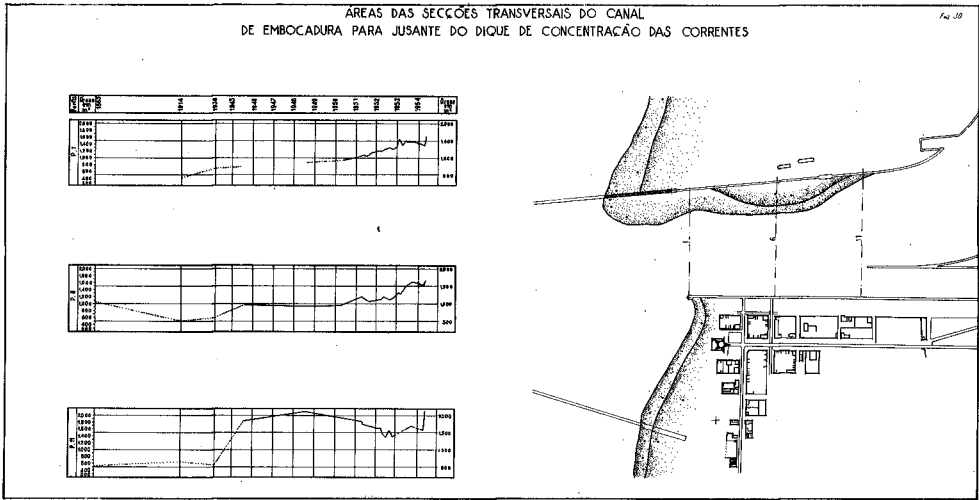


Fig. 30. Areas of cross sections.

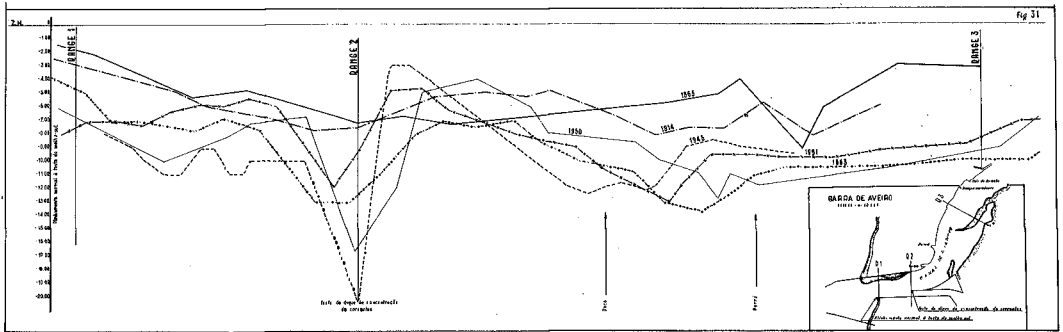


Fig. 31. Longitudinal profiles along the talweg between the inlet's mouth and S. Jacinto, from 1865 to 1953.

LAGOON INLET OF AVEIRO

*Variation in the volume of sands in the inner bar*

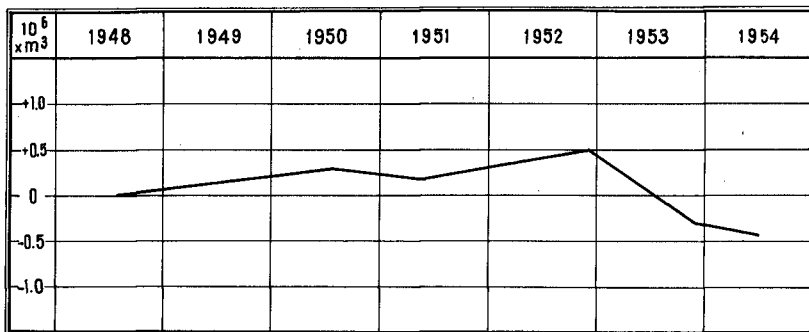
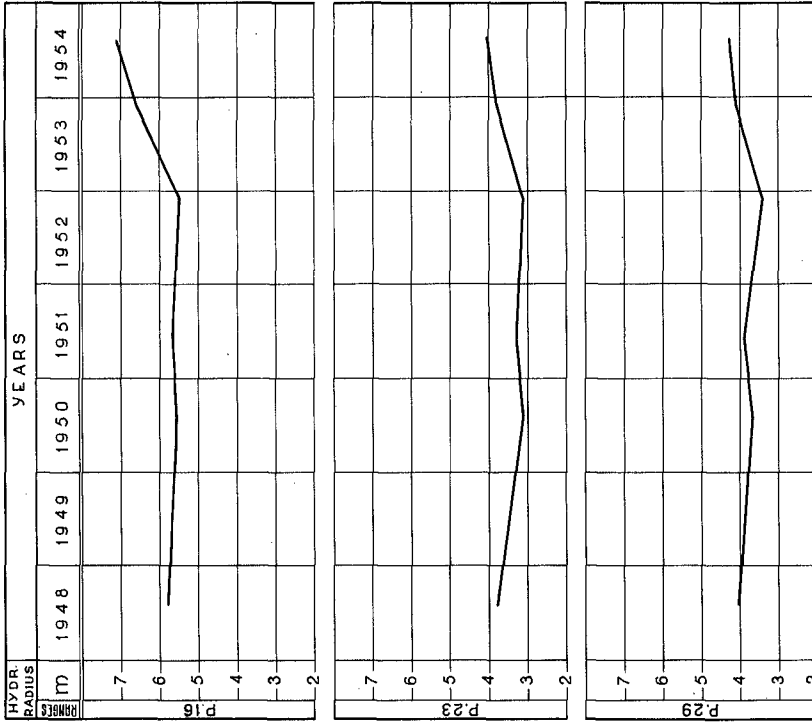
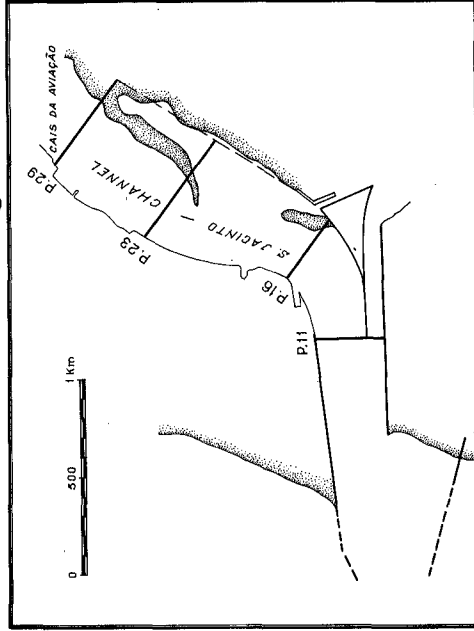


Fig. 32. variation in the volume of sand on the inner bar from 1948 to 1954.

Fig. 33

*Lagoon of Aveiro  
Evolution of the inner bar's  
channel - Cross sections'hy-  
draulic radius.*

*Location of ranges*



**Fig. 33.** Variation in the hydraulic radius of the inner channel's cross sections (ranges Nos. 16, 23 and 29) from 1948 to 1954.

*Ulisses*



Table 3  
AREAS OF THE INLET CHANNEL'S CROSS SECTIONS

DATE'S RANGES	1865		1914		1934		VIII 1945		VII 1948		V 1950		VII 1950		V 1951		V 1953		IX 1953		V 1954	
	P.1	—	410	683	—	913	937	1.062	1.497	1.464	1.595											
P.2	523	403	633	917	909	1.017	1.032	1.640	1.435	1.640												
P.3	549	499	510	888	802	929	1.068	1.743	1.501	1.511												
P.4	668	647	595	741	789	766	1.216	1.677	1.778	1.635												
P.5	879	520	535	721	866	817	1.186	1.730	1.701	1.528												
P.6	1.064	505	591	939	957	1.014	1.192	1.491	1.633	1.653												
P.7	736	370	623	925	1.101	1.087	1.237	1.309	1.520	1.520												
P.8	599	428	621	1.229	1.138	1.073	1.254	1.390	1.311	1.471												
P.9	546	390	678	1.296	1.504	1.147	1.277	1.504	1.259	1.524												
P.10	505	423	659	1.342	1.825	1.278	1.417	1.674	1.467	1.691												
P.11	517	643	579	1.837	2.122	1.916	1.830	—	1.705	2.139												

Areas, in sq.m., under datum

Table 4  
HYDRAULIC ELEMENTS OF THE INLET'S CROSS SECTIONS

Dates	1934			VIII - 1945			V - 1951			IX - 1951			VIII - 1952			IX - 1953		
	a m <sup>2</sup>	P m	R m	a m <sup>2</sup>	P m	R m	a m <sup>2</sup>	P m	R m	a m <sup>2</sup>	P m	R m	a m <sup>2</sup>	P m	R m	a m <sup>2</sup>	P m	R m
P.1	1.123	310	3,6	-	-	-	1.522	330	4,6	1.764	307	5,7	1.838	308	6,0	2.070	312	6,6
P.2	993	275	3,6	-	-	-	1.482	320	4,6	1.678	290	5,8	1.974	300	6,6	2.051	314	6,5
P.3	850	270	3,1	1.164	300	3,9	1.526	340	4,5	1.543	290	5,3	2.031	308	6,6	2.127	334	6,4
P.4	975	280	3,5	1.039	290	3,6	1.756	370	4,7	1.506	298	5,0	1.877	318	5,9	2.414	327	7,4
P.5	941	250	3,1	1.031	310	3,3	1.746	365	4,8	1.561	314	5,0	1.755	324	5,4	2.349	332	7,1
P.6	1.083	260	3,6	1.289	310	4,2	1.752	400	4,4	1.679	329	5,1	1.727	329	5,3	2.291	343	6,7
P.7	1.061	320	3,4	1.295	300	4,3	1.837	415	4,4	1.801	338	5,3	1.956	340	5,8	2.190	344	6,4
P.8	1.178	345	3,4	1.689	370	4,6	1.712	395	4,3	1.877	340	5,5	2.024	343	5,9	1.989	345	5,8
P.9	1.089	290	3,8	1.856	400	4,6	1.867	390	4,8	-	-	-	1.988	344	5,8	1.941	345	5,6
P.10	1.045	300	3,5	1.902	395	4,8	2.077	445	4,7	-	-	-	2.100	353	5,9	2.167	362	6,0
P.11	1.045	300	3,5	2.467	590	4,2	2.530	570	4,4	-	-	-	2.354	344	6,8	2.405	363	6,6

NOTES:

a) - Wetted area

P) - Wetted perimeter

$R = \frac{a}{P}$  - Hydraulic radius

Sections under mean level (+2.00 above datum)

Table 5  
HYDRAULIC ELEMENTS OF THE INLET'S CROSS SECTIONS  
(INNER CHANNEL)

Dates	VII - 1948			VII - 1950			V - 1951			XI - 1952			XI - 1953			VII - 1954		
	a	P	R	a	P	R	a	P	R	a	P	R	a	P	R	a	P	R
Range number	m <sup>2</sup>	m	m	m <sup>2</sup>	m	m	m <sup>2</sup>	m	m	m <sup>2</sup>	m	m	m <sup>2</sup>	m	m	m <sup>2</sup>	m	m
P.12	1.639	283	5.7	1.406	281	5.0	1.774	278	6.4	1.680	280	6.0	2.105	281	7.4	2.025	281	7.2
P.13	1.818	321	5.6	1.873	323	5.8	1.984	322	6.1	2.163	320	6.7	2.312	322	7.1	2.430	322	7.5
P.14	1.870	323	5.7	1.805	327	5.5	1.792	326	5.5	1.758	324	5.4	2.133	324	6.6	2.245	325	6.9
P.15	1.895	358	5.3	1.885	360	5.2	1.967	356	5.5	2.065	358	5.8	2.295	359	6.3	2.288	357	6.4
P.16	2.190	374	5.8	2.123	379	5.6	2.188	379	5.7	2.058	375	5.5	2.347	372	6.6	2.650	374	7.1
P.17	2.320	410	5.7	2.504	409	6.1	2.350	408	5.7	2.060	407	5.0	2.687	408	6.5	2.589	410	6.3
P.18	2.742	468	5.9	2.694	468	5.7	2.392	471	5.0	2.450	469	5.2	2.601	469	5.5	2.592	465	5.5
P.19	2.625	523	5.0	2.600	522	4.8	2.438	522	4.6	2.508	522	4.8	2.488	523	4.7	2.650	523	5.1
P.20	2.665	549	4.8	2.450	549	4.5	2.330	550	4.2	2.008	549	3.7	2.600	551	4.7	2.425	550	4.4
P.21	2.506	585	4.3	2.446	583	4.2	2.294	583	3.9	1.945	582	3.3	2.797	586	4.8	2.579	584	4.4
P.22	2.311	605	3.8	1.875	603	3.1	2.208	603	3.6	1.923	603	3.2	2.639	606	4.3	2.495	604	4.1
P.23	2.302	604	3.8	1.885	603	3.1	2.027	603	3.3	1.878	603	3.1	2.314	605	3.8	2.425	604	4.0
P.24	2.225	613	3.5	2.052	610	3.3	2.158	613	3.5	2.172	613	3.5	2.615	615	4.2	2.381	612	3.9
P.25	2.347	609	3.8	2.097	605	3.4	2.321	606	3.8	2.090	605	3.4	2.582	607	4.2	2.967	610	4.8
P.26	2.440	558	4.3	1.690	552	3.1	2.105	553	3.8	1.808	550	3.3	2.252	558	4.0	2.448	555	4.4
P.27	2.290	635	3.6	2.150	632	3.4	2.367	634	3.5	1.850	632	2.9	2.473	637	3.9	2.527	635	4.0
P.28	2.345	618	3.7	2.088	617	3.3	2.174	617	3.5	1.943	615	3.1	2.331	617	3.6	2.404	617	3.9
P.29	2.195	547	4.0	2.015	546	3.7	2.135	547	3.9	1.830	543	3.4	2.281	549	4.1	2.341	547	4.3

NOTES:  
 a) Wetted area  
 P) Wetted perimeter  
 $R = \frac{a}{P}$  Hydraulic radius  
 Sections under mean level (+2.00 above datum)

Hence, the amelioration of the inlet always occasioned the inner bar to be deepened and reduced, and the neighbouring upstream channel to be improved on a considerable distance, without any dredging being undertaken. This clearly implies that littoral sands are by-passing the inlet, or preferably, that they are not retained by the inlet in their way downcoast: the volume of sand expelled by the ebb tide exceeds that brought in by the flood.

The same conclusion is also suggested by the analysis of the bottom contours in some surveys, namely that of July, 1954.

### CONCLUSIONS

The treatment of estuaries has long been discussed in Engineering literature and a firm and well developed technics is available on the subject. Situation is radically different when lagoon inlets are considered and, at least to our knowledge, no systematic analysis has been published since the very remarkable article by Earl Brown on "Inlets on Sandy coasts" (in 1928) and that by Francesco Marzolo on "Bacini a marea e foci lagunari" (in 1935).

This is possibly why, from time to time, instances are found where inlets' problems are discussed or dealt with according to the principles valid for estuaries' treatment, with the result that, in spite of tough attempts and heavy expenses, success is not obtained, as it always happens when nature is forgotten.

In fact, the improvement of an inlet on a sandy coast cannot depend either on the upstream current or on the propagation of the tidal wave, which are essential factors in the improvement of estuaries. The former must essentially depend on the increase in the relation of the tidal volume circulated through the inlet to the volume of sands carried by the littoral drift, which, in turn, is not necessarily a requirement in estuaries' amelioration.

In order to assure the increase of the tidal flow through an inlet, improvement of the hydraulic characteristics of the inlet channel is needed. For this purpose, from what has been reported about the case of Aveiro it seems advisable:

i. to fix the inlet as close as possible to the center of masses of the waters in the lagoon;

ii. to canalize the inlet channel across the barrier beach, and to harmonize the currents from the different lagoon bodies, guiding them to the inlet channel in the best way to avoid the occurrence of eddies and of any losses of energy;

iii. to situate the outer bar as far out in the sea as required for obtaining the depths wanted, which must be done by means of jetties, these being in many cases, preferably, slightly convergent jetties.

In every case, natural conditions of the specific problem have to be carefully investigated and taken in account, no general rules being able to suppress the need for such a peculiar investigation.

Success obviously calls for littoral drift transposing the inlet, that is that the sand brought into it by the flood tide be expelled by the ebb, if necessary with the help of dredging. Other wise, the inner bar would shoal very fast, the inlet would deteriorate, erosion downcoast would proceed to a large scale favouring the opening of a new inlet by some storm, which in some instances has been enough to cause the closure of the preceding one and in any case would be very harmful to its maintenance.

#### RESUME

#### HISTOIRE D'UNE EMOUCHURE LAGUNAIRE ET DE SON AMELIORATION

Carlos Krus Abecasis

La lagune d'Aveiro est située au centre de la côte occidentale portugaise et aux environs d'une région très riche et très peuplée. De ce fait, et aussi à cause des graves préoccupations dues à l'obstruction et à la mauvaise configuration de l'embouchure lagunaire pendant trois siècles, l'histoire de la lagune est connue avec un assez grand détail depuis longtemps, et on possède des données d'une valeur scientifique dès le XVIII<sup>e</sup> siècle, lorsque la fixation et la désobstruction de l'embouchure ont été sérieusement étudiées. La réussite, quelques années plus tard, n'a pas empêché les discussions techniques concernant la physiographie de l'embouchure et son amélioration de se prolonger jusqu'à présent, chaque fois que se posaient de nouveaux problèmes d'aménagement.

On pense que les connaissances qui en ont résulté présentent un intérêt général.

A présent, la lagune a quelque 50 Km. de longueur, entre Ovar et Mira, et 25 Km. de largeur maximum, entre Luz et Trena. Sa surface d'eau est de 7.000 hectares environ. Des canaux et des lacs séparent entre elles de nombreuses îles et les haut-fonds résultant de la colmatation lagunaire. La rivière Vouga verse ses eaux dans la lagune, avec un débit qui va de 1.200 m<sup>3</sup> par seconde en crue maximum, à presque zéro en temps sec. Le cube de marée à travers l'embouchure approche 100.000.000 de m<sup>3</sup> en marée de vives eaux.

La formation lagunaire est géologiquement très récente. Elle a commencé vers le Xe siècle avec l'avance vers le sud d'une flèche de sable depuis Espinho. L'ancien golfe, qui atteignit jusqu'à l'embouchure de la Vouga, fut progressivement isolé de la mer. Au nord de l'embouchure artificielle, la flèche de sable a réussi à isoler des surfaces d'eaux profondes, pas encore totalement comblées par les dépôts d'origine lagunaire. Vers le sud, certainement parce que, lorsque la flèche de sable y arriva, la sédimentation littorale était déjà avancée, les surfaces d'eau isolées de la mer sont notablement moins importantes.

Une fois que, au XVIIe siècle, la flèche de sable dépassa sensiblement la position de l'embouchure actuelle, sa progression s'accéléra et les premiers signes d'embouchure bouchée ont été enregistrés. Finalement, au milieu du XVIIIe siècle, la flèche de sable atteignit sa position la plus méridionale, vers Mira, et l'embouchure se ferma totalement. C'était un véritable désastre, et pour la navigation et pour la richesse et l'état sanitaire de toute la région voisine, privée de son organe essentiel de drainage et réduite à la condition d'un immense bourbier. Tout le pays voisin était ruiné.

Les essais en vue de rouvrir et fixer l'embouchure lagunaire ont tous failli jusqu'à ce que, en 1808, on ait réussi à couper le cordon littoral et à localiser définitivement l'embouchure à son emplacement actuel. Les problèmes sanitaires et de drainage étaient résolus pour toujours, et c'était le premier pas vers le rétablissement de la navigation.

Les années suivantes ont été consacrées à la consolidation difficile de cette victoire et à la préparation des phases suivantes de l'amélioration, demandées par la navigation, jusqu'à ce que, en 1927, un projet ait été approuvé.

L'exécution partielle de ce projet, de 1932 à 1936, a canalisé l'embouchure à travers le cordon littoral et raccordé les courants lagunaires dans son voisinage. Les conditions hydrauliques de l'embouchure ont été sensiblement améliorées et la profondeur sur la barre extérieure est passée de 14 à 17 pieds en marée haute moyenne.

Les nouveaux besoins de la navigation ont conduit à l'élaboration d'un nouveau projet d'aménagement, en 1937, dans lequel étaient prévues deux jetées extérieures convergentes et dont les buts étaient de porter la profondeur sus-nommée à 24 pieds, ainsi que de rectifier et abriter le chenal d'entrée. L'exécution commença en 1948, et les profondeurs obtenues dépassent celles envisagées au projet, depuis 1951.

La longue histoire de la lagune et de son embouchure, les transformations subies dans les derniers temps par les plages et les fonds voisins, par la barre extérieure et le chenal d'entrée, par la marée lagunaire et les chenaux intérieurs, sont examinées et discutées en vue de définir le régime physiographique local et les méthodes les plus efficaces d'améliorer les conditions naturelles.

## Chapter 24

### LE REGIME DE LA RADE DE TANGER

Jean Laurent

Président Directeur Général du Laboratoire Central  
d'Hydraulique de France.

Docteur Es-Sciences.

Membre Correspondant de l'Académie de Marine.

Au cours de ces dernières années, l'extension spectaculaire de l'accumulation sableuse que constitue la grande plage située au pied de la ville de TANGER, d'abord bien accueillie pour son intérêt touristique, fut ensuite jugée inquiétante par les services locaux : on craignait, en effet, que cette extension ne fit peser une grave menace sur les accès du port. (Voir figure 1).

La Direction des Travaux Publics avait, par suite, envisagé de construire un épi enraciné au quai Est et situé à proximité de la passe d'entrée, en vue de s'opposer au mouvement de pénétration éventuelle du sable dans le port.

Toutefois, avant d'entreprendre les travaux en question, l'Administration de la Zone Internationale de TANGER a estimé indispensable de faire étudier par un Laboratoire spécialisé le régime de la rade de TANGER et de charger ce dernier ensuite de définir par des essais sur modèle réduit les meilleures dispositions à adopter, compte tenu des précisions alors réunies sur le régime de la rade.

Par ailleurs, la nécessité d'études sur modèle était apparue également en vue de définir la consistance des ouvrages à réaliser dans le cadre des travaux d'extension du port.

L'ensemble de ces études a été confié au LABORATOIRE CENTRAL D'HYDRAULIQUE DE FRANCE à MAISONS-ALFORT, près PARIS, après un concours auquel avaient participé 11 nations possédant des Instituts de recherches hydrauliques.



Fig. 1

La présente communication a pour objet d'exposer les résultats de la campagne d'observations effectuée en nature, qui s'est étendue sur une période de plus de 6 mois.

Cette communication est divisée en quatre paragraphes :

- I - La structure générale de la baie de TANGER;
- II - Les conditions générales d'ordre océanographique et climatologique;
- III - Les étapes successives de la construction du Port et les conséquences de la construction des ouvrages sur le régime de l'agitation et de l'ensablement;
- IV - La rotation de l'ancien stock sableux vers le quai Est, phénomène essentiel de l'évolution des fonds en baie de TANGER.



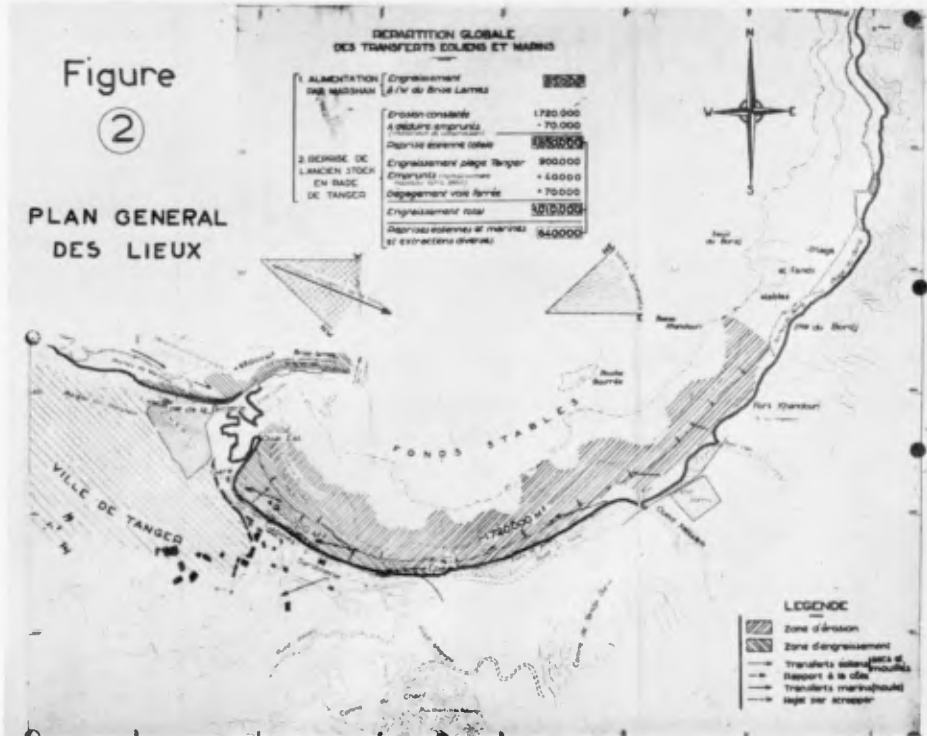


Fig. 2. Plan general des lieux.

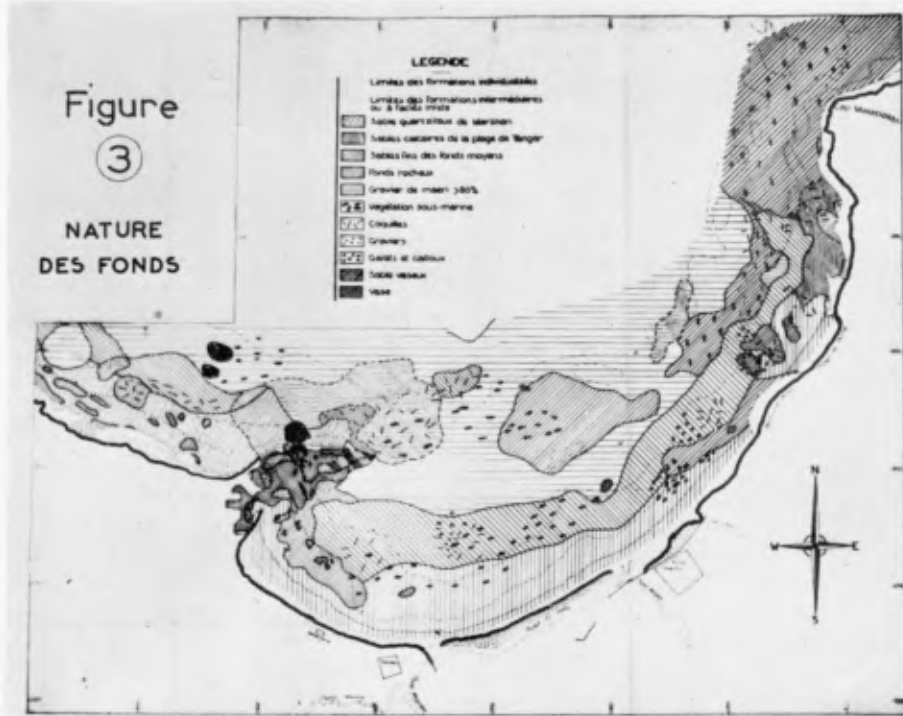


Fig. 3. Nature des fonds.

## T - LA STRUCTURE GENERALE DE LA BAIE DE TANGER

La baie de TANGER a fait l'objet d'un levé hydrographique à grande échelle exécuté en 1908 par la Mission HERIOT, puis d'un second levé réalisé en 1930 par la Commission Hydrographique Espagnole et publié en 1931.

Les éditions successives des cartes marines sont basées sur ces deux plans fondamentaux, complétés des levés partiels de la Société du Port.

Par ailleurs, notre Mission d'Etudes a réalisé en 1950 un levé côtier comportant des plans à grande échelle, au 1:2000 pour l'estran et les petits fonds depuis le plateau de MARSHAN jusqu'à la plage du BORDJ, et au 1:200 pour la zone dunaire.

En outre, en ce qui concerne la structure géologique des fonds, nous avons prospecté l'ensemble de la rade, et avons établi une carte bathylithologique, document qui met en relief l'extrême diversité des fonds de la baie (figure 3). Ces derniers comprennent essentiellement :

- des zones rocheuses;
- des étendues de maërl;
- des cordons sableux isolés.

### 1°/ - LES ZONES ROCHEUSES (figure 2).

La baie de TANGER est divisée en plusieurs secteurs partiels, par des pointes rocheuses (la roche BOURREE, la basse KHANDOURI et le seuil du BORDJ), qui constituent autant de dangers pour la navigation. Ces pointements sont entourés de fonds rocheux assez développés parfois recouverts d'algues.

Il faut y ajouter le pourtour du cap MALABATA, les environs immédiats de la pointe du BORDJ, et surtout le vaste plateau schisteux qui s'étend devant la grande plage à partir des fonds de 3 m.

### 2°/ - LES ETENDUES DE MAËRL. (figure 3).

On remarque le développement notable en baie de TANGER des lithothamniées, qui produisent, comme on le sait, le maërl des côtes bretonnes.

C'est très vraisemblablement l'ampleur de ces formations qui explique l'accroissement de 5 à 30 % de la fraction calcaire dans les sables provenant du stock primaire d'alimentation de MARSHAN, dont proviennent les sables de la baie comme on le verra plus loin.

Reliant entre eux les fonds rocheux, les zones de maërl, excluent, par leur présence, la possibilité d'un transit sableux E-W. traversant la baie pour atterrir sous MALABATA et approvisionner le cheminement littoral qui aboutit à TANGER.

### 3°/ - LES DIVERS CORDONS SABLEUX.

Il y a lieu de distinguer :

- a) - Les sables quartziteux de MARSHAN actuellement arrêtés par le brise-lames;
- b) - Un stock calcaire à 30 %, qui s'élonge en fond de baie depuis la pointe du BORDJ jusqu'à la passe d'entrée du port;
- c) - Le stock de même nature, mais isolé, de la plage du BORDJ.

## II - LES CONDITIONS GENERALES D'ORDRE OCEANOGRAPHIQUE ET CLIMATOLOGIQUE LE MECANISME DES TRANSFERTS

### 1°/ - LA MAREE.

Moins importante qu'au MAROC, la marée à TANGER, du type semi-diurne, caractérisée par une amplitude de 2 m environ. TANGER occupe donc, à cet égard, une position intermédiaire entre les régions méditerranéennes (marée nulle - sans estran) et océaniques (marée forte, estran développé).

A TANGER, la marée joue un grand rôle dans le modelé des estrans et leur approvisionnement en combinaison avec l'agitation; elle exerce, en effet, un apport continu dans le profil, qui se traduit par la constitution d'un bourrelet de sable fin qui se dessèche pendant la période de mortes eaux et alimente les transferts littoraux dus au vent.

### 2°/- LA HOULE.

Les houles de l'océan, si puissantes sur les côtes du MAROC, sont étouffées par le détroit et ne parviennent en baie de TANGER qu'avec des périodes et amplitudes réduites (8 et 10 s, 2 à 3 m) et une direction pratiquement invariable (N.W.).

Ces ondes exercent encore une action importante sur

les fonds meubles et provoquent une alimentation régulière de l'estran, au détriment des petits fonds (jusqu'à - 10 m) comme l'a montré la comparaison des levés de 1908 et 1950.

Par contre, l'examen de la figure 4 montre qu'à l'Ouest de la ligne qui joint le feu d'extrémité du brise-lames à l'Epave, la côte engraisée est pratiquement à l'abri de la houle.

### 3°/ - LE VENT.

On ne peut parler du problème de TANGER, sans souligner la violence et les effets prépondérants du vent d'Est, le " mistral " de TANGER.

Ce vent local, qui frapperait le visiteur le moins averti, est dû à la configuration très spéciale du détroit de GIBRALTAR et de ses abords montagneux. Il atteint des vitesses très fortes, soufflant parfois pendant plusieurs jours consécutifs et remplissant les rues de sable. Il domine le régime de la baie de TANGER par son influence sur l'agitation et sur les transports de sable.

#### a) - L'agitation (voir figure 4).

Des clapots courts (5 à 6 s) et creux (1,50 m), engendrés par les vents d'Est, sont très gênants pour les petites embarcations. Une barre se forme sur les petits fonds de la passe d'entrée du port à partir d'une certaine vitesse du vent.

#### b) - L'ensablement.

Les clapots et les courants superficiels dus à ces vents provoquent dans certaines circonstances d'importants transferts de sables.

De plus, sous l'effet des mêmes vents, des transferts secs, orientés E-W, et souvent très importants, règnent sur le haut estran. Il suffit d'ailleurs de se rendre sur les plages par coup de vent d'Est pour assister à de véritables tempêtes de sable.

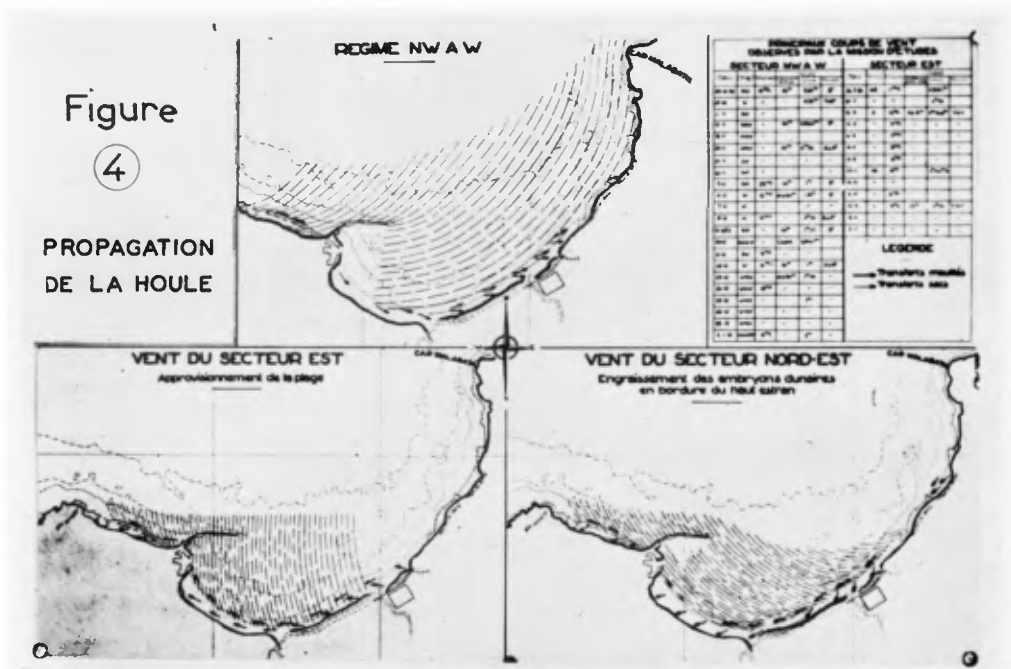


Fig. 4

#### 4°/ - LES ACTIONS PREPONDERANTES DE TRANSFERT.

Il résulte de l'étude détaillée de nos observations que c'est essentiellement au vent qu'il faut attribuer les transferts en baie de TANGER. Nous résumons ci-dessous le mécanisme des transferts dans les différentes régions de la baie.

##### a) - Villa HARRIS.

La direction du vent d'Est, canalisé par la vallée de l'Oued CHATT, est oblique par rapport à la côte. Les transports qu'il occasionne, aussi bien dans la partie sèche de l'estran que dans la partie mouillée, sont compensés dans une certaine mesure par les transferts inverses du Régime Ouest (Vent et Houle).

##### b) - De l'embouchure de l'Oued MEIALEH à l'Epave.

Ici le vent d'Est est rigoureusement parallèle à la côte sur un long parcours. Les sables entraînés par le clapot comme ceux en transit sur le cordon de galets, qui limite la lagune EL HALK, sont emportés vers la Sardinerie et la plage.

c) - De l'Epave au quai Est.

Dans cette zone où ne peuvent plus se faire sentir, comme autrefois, les houles d'Ouest, les sédiments désormais isolés se déplacent et s'étalent sous des influences diverses:

- 1) Transferts marins dûs au vent d'Est (transferts mouillés) le long de la plage. Ces transferts sont assez généralement orientés vers le port mais le vent du Nord-Est peut les faire rétrograder.

- 2) Remontées dans le profil sous l'action combinée de l'agitation et de la marée, pour reformer sans cesse un bourrelet, qui dessèché, alimentera les reprises éoliennes vers les cabines de bains.

- 3) Reprises éoliennes par vents d'Est à Sud susceptibles de pousser les sables de l'estran sec jusqu'à la Gare. Ces reprises sont très partiellement compensées par les actions inverses des vents de Nord-Ouest qui sont moins fréquents et moins forts.

d) - Le long du quai Est.

Le long du quai Est on assiste à un étalement des matériaux en bout de course, sous l'effet d'actions diverses qui s'imbriquent et parfois se contrarient. C'est ainsi que la houle d'Ouest, diffractée autour du musoir du brise-lames de même que les clapots engendrés par les vents de Nord-Est provoquent des actions contraires à celles du vent d'Est et tendent à repousser les sables progressant le long du quai, par temps d'Est.

En définitive, d'ailleurs les apports solides le long du quai d'Est ne sont que de 2 000 m<sup>3</sup> par an, alors que l'engraissement de la plage, calculé sur une période de 20 années (1930 - 1950) est de l'ordre de 50 000 m<sup>3</sup> par an.

REMARQUE : On doit noter que le refoulement à la mer (par scrapper) des embryons dunaires constitués, en particulier, autour des cabines contribue à l'étalement continu de la plage, et altère sensiblement les phénomènes naturels.

### III - LES ETAPES SUCCESSIVES DE LA CONSTRUCTION DU PORT ET LES CONSEQUENCES DE LA CONSTRUCTION DES OUVRAGES SUR LE REGIME DE L'AGITATION ET DE L'ENSABLEMENT

#### 1°/ - LES ETAPES SUCCESSIVES DE LA CONSTRUCTION DU PORT.

En 1908, le port était essentiellement constitué par un terre plein gagné sur la mer et protégé au Nord par un vieux môle de 300 m de long et par un wharf de 108 m.

Pendant la période 1925-1933, la Société du port mena à bien un grand programme de travaux, au cours duquel fut notamment réalisé le grand brise-lames (1925-1932) et le bassin à Barcasses, isolé de la mer par le môle Est.

Enfin, on doit signaler quelques travaux récents (quai de Service adossé au brise-lames - nouveau terre plein du bassin à barcasses).

#### 2°/ - LES CONSEQUENCES DE LA CONSTRUCTION DES OUVRAGES SUR LE REGIME DE L'AGITATION ET DE L'ENSABLEMENT.

##### a) - L'évolution des fonds avant la construction du brise-lames.

Avant la construction du brise-lames, les houles du secteur Ouest provoquaient une alimentation continue de la baie en sables provenant de la région dite des Roches de MARSHAN.

Il est intéressant de noter que la comparaison du levé des fonds naturels de 1908, avec le levé de 1931 fait ressortir une érosion générale des fonds à l'emplacement de la plage actuelle.

Quoi qu'il en soit, et d'une façon générale, ainsi que l'ont montré les études que nous avons effectuées, les sables de la baie étaient soumis alternativement à des actions contraires suivant que le phénomène prépondérant était le vent d'Est ou la houle en provenance de l'Ouest et un certain équilibre s'établissait entre les apports et les érosions.

Dans la région de la villa HARRIS, en particulier, les houles dues au vent d'Ouest provoquaient des apports compensateurs des érosions dues au vent d'Est.

b) - L'évolution des fonds après la construction du  
brise-lames.

Le brise-lames a complètement transformé les conditions générales d'équilibre de la baie, tant au point de vue de l'agitation, que de l'ensablement.

Comme indiqué plus haut, le brise-lames soustrait pratiquement à l'action de la houle un grand plan d'eau situé devant la plage et limité à la ligne joignant son extrémité à la Sardinerie. C'est, en effet, seulement dans la région située à l'Est de l'Epave de l'Artois, que par temps d'Ouest, l'agitation peut se faire sentir.

Comme nous avons pu l'observer par gros temps de Nord-Ouest, un grand nombre de bâtiments, grands et petits, mouillés en petite rade ne bougeaient pas, tandis que des lames violentes venaient briser par dessus l'ouvrage. Ces navires restaient tous évités au vent, même les petites embarcations qui n'étaient guère qu'à une centaine de mètres de la plage, ce qui élimine l'existence de courants de houle, dit de " surélévation littorale ", de quelque importance et susceptibles de transporter des sédiments vers la zone d'abri. En effet, ces courants auraient maintenu les navires en travers du vent.

Par ailleurs, la construction du brise-lames a bouleversé l'équilibre des plages :

1°) - En arrêtant l'alimentation en sable quartziteux de la côte du détroit par les roches du MARSHAN et en isolant ainsi l'ancien stock sableux en fond de baie.

Corrélativement, il s'est formé, au dos du brise-lames, une accumulation de sable relativement importante.

2°) - En créant une véritable masse au pied de la ville de TANGER dans laquelle ne pouvaient que s'accumuler les sables.

En effet, un plan d'eau calme remplace maintenant cette zone d'agitation qui était autrefois balayée par une houle oblique; le sable, se déplaçant sous l'action des vents d'Est, est alors venu s'accumuler dans la zone protégée, d'où il n'a pu être repris, l'action compensatrice des houles d'Ouest s'étant trouvée pratiquement arrêtée : il en est résulté une érosion dans le secteur Epave-KHANDOURI.

Il est à noter que le stock sableux isolé en baie de TANGER comme il a été dit plus haut, s'est appauvri peu à peu, en raison notamment des actions éoliennes qui tendent à chasser les sables vers la terre.



#### IV - LA ROTATION DE L'ANCIEN STOCK SABLEUX VERS LE QUAI EST

Nos études sédimentologiques ont montré que l'ancien stock accumulé au fond de la baie est maintenant isolé de toute alimentation de quelque importance. Dans ces conditions, l'engraissement de la plage de TANGER ne devenait explicable qu'au détriment d'un autre secteur de la rade attaqué dans une mesure sensiblement équivalente comme il a été dit plus haut. Nos comparaisons hydrographiques échelonnées dans le temps ont permis de l'établir de façon certaine.

Le développement de la grande plage de TANGER apparaît donc comme étant la conséquence d'une rotation d'ensemble de l'ancien stock sableux isolé en fond de baie par la construction du brise-lames, mouvement dont la résultante est dirigée vers le Port.

Il nous restait à déterminer par l'analyse de l'ensemble de nos observations océanographiques et sédimentologiques les conditions dans lesquelles cette rotation est intervenue.

#### 1°/ - L'ISOLEMENT DE L'ANCIEN STOCK SABLEUX EN FOND DE BAIE.

L'isolement du stock sableux en fond de baie depuis la construction du brise-lames est corroboré par les faits suivants :

- a) - La diversité extrême du fond de la baie qui exclut l'hypothèse d'un approvisionnement par l'Ouest en provenance de MARSHAN.
- b) - L'opposition lithologique entre les sables du fond de la baie en forte proportion calcaire (30 %) et les sables quartziteux de MARSHAN.
- c) - L'absence complète de transports solides contournant MALABATA et même l'existence d'une discontinuité entre les sédiments de la plage du BORDJ et la grande plage de TANGER.

2°/ - COMPARAISON ENTRE L'EROSION DU SECTEUR SARDINERIE -  
KHANDOURI ET L'ENGRAISSEMENT DU SECTEUR SARDINERIE -  
QUAI EST.

Signalons tout d'abord que les sables engraisant actuellement la grande plage de TANGER sont de même nature lithologique que la zone appauvrie, s'étendant depuis la Sardinerie jusqu'à la Tour KHANDOURI, mais de granulométrie moyenne plus faible.

Ces faits concordent avec l'hypothèse d'un cheminement de résultante générale Est-Ouest, tendant à approvisionner le secteur abrité situé à l'Ouest de l'Epave au détriment du secteur Est.

De plus, une comparaison minutieuse des différents levés de la baie de TANGER, fait apparaître pour la période 1903-1950:

- a) - Une érosion de 1.650.000 m<sup>3</sup> pour la zone comprise entre la Sardinerie et la Tour KHANDOURI, érosion relativement récente et attestée d'ailleurs par de nombreux faits :
- état de délabrement du fort KHANDOURI;
  - dévastation par la mer et le creusement de la zone dunaire devant la villa HARRIS;
  - disparition presque totale d'une parcelle de terrain située en bordure de mer, sur 60 m de profondeur.
- b) - Un engraissement de 1.000.000 de m<sup>3</sup> environ dans la zone Sardinerie - Quai Est.

L'érosion du secteur Est est donc supérieure à l'engraissement du secteur Ouest d'environ 50 %. La différence s'explique par les reprises éoliennes (qui sont importantes), la dispersion, les extractions diverses et aussi les insuffisances des statistiques. Compte tenu des corrections à apporter pour ces diverses raisons, on peut estimer qu'il y a bonne concordance entre les volumes caractérisant les évolutions des deux secteurs de la baie. Ces chiffres justifient, par conséquent, la notion de remaniement sur place d'un stock sableux isolé.

D'ailleurs l'étude des levés intermédiaires permet de conclure que le début de l'érosion du secteur Est, a coïncidé sensiblement avec l'édification du brise-lames.

### 3°/ - LE RISQUE D'ENSABLEMENT DU PORT.

L'accumulation des sables à proximité immédiate du port, s'accompagne, actuellement, d'une progression lente de l'isobathe 0 dans la zone avoisinant le quai Est. Nos travaux hydrographiques permettent d'évaluer à 2.000 m<sup>3</sup> environ par an le volume annuel de cette poussée. On voit donc qu'en réalité le risque d'ensablement est minime, d'autant plus que le phénomène général de la rotation du stock sableux de la baie n'est pas indéfini.

### 4°/ - LIMITES DE L'EVOLUTION CONSTATEE.

L'engraissement de la plage de TANGER, postérieur à l'édification du brise-lames, est loin d'être assuré indéfiniment par l'Est. En effet, le réservoir qui l'alimente n'est pas inépuisable et est en voie d'appauvrissement. On peut donc prévoir, pour une échéance assez rapprochée d'ailleurs, que l'engraissement de la plage de TANGER passera par un maximum, dont l'état actuel semble d'ailleurs assez voisin.

## CONCLUSIONS

Notre Mission d'Etudes a mis en évidence que l'évolution des plages de la rade de TANGER s'est produite à la suite de la construction du grand brise-lames. La présence de cet ouvrage a eu, en effet, pour conséquences :

- a) - L'arrêt de l'alimentation de l'accumulation sableuse;
- b) - L'altération profonde de l'équilibre des plages entre les pointes de la Batterie et du BORDJ; cette altération s'est traduite par une rotation vers l'Est du stock sableux isolé en fond de baie;
- c) - La formation d'une accumulation au dos du brise-lames.

Le danger éventuel de contournement du brise-lames par les sables de MARSHAN ne peut être que fort lointain, d'autant plus qu'il est question de prolonger cet ouvrage. Ce contournement est de plus, très improbable, étant donné le fort courant de marée qui règne à son extrémité, et tend à rejeter les sables vers le large.

L'alimentation du secteur de la grande plage ne pouvait donc se faire que par l'Est. Or, nos études ayant montré que le stock sableux disponible à l'Est de la rade est en voie d'appauvrissement, il ne pourra alimenter indéfiniment les transits dans la même proportion que par le passé. En conséquence, l'engraissement de la plage atteindra obligatoirement une limite lorsque le volume des apports, sera sensiblement compensé par celui des déflations éoliennes. On peut même prévoir que, par la suite, les apports en provenance de l'Est diminuant, on assistera à un amenuisement de la plage.

On en déduit que le moyen le plus efficace de lutter contre l'extension de la plage de TANGER est de stabiliser la côte dans la zone d'érosion, stabilisation qui aurait pour autre avantage de prolonger les efforts déjà faits par les riverains pour défendre leurs terres contre la mer.

En ce qui concerne la poussée des sables vers le port en bordure du quai Est, phénomène qui intéresse, comme nous l'avons vu, un débit solide de l'ordre de 2.000 m<sup>3</sup> par an; elle ne justifie pas la construction d'un épi de protection, et l'on pourra donc faire l'économie de l'ouvrage envisagé d'autant plus que, comme nous l'avons vu, l'engraissement de la grande plage ne pourra se poursuivre indéfiniment.

#### RESUME.

#### THE CONDITION OF TANGIER BAY

Jean Laurent

Statement of the Problem During recent years, the spectacular growth of the sand deposit has made a great beach located at the base of the town of Tangier, and created a problem for local authorities. They are afraid that this deposition may endanger the harbor accessibility. Before beginning correcting or protecting works, the International Zone Administration of Tangier has asked the Laboratoire Central d'Hydraulique de France to study the conditions of Tangier Bay, and to determine the mechanism of sand deposition; and also to define on a reduced scale model the best arrangements to be taken in the near future for an extension of the harbor. This paper aims to present the results of field observations on the prototype.

Results of the Study Tangier Bay is located in the Strait of Gibraltar, and is subjected to violent currents, high tides, Atlantic waves and winds. The field surveys involved hydrography, oceanography and sedimentation. These observations, together with information supplied by harbor records, gave us the following information:

1. Before the breakwater was constructed (started in 1925 and completed in 1932), the sands of the bay were under opposing actions, whether the wind blew from east or west. Besides this, the bay was regularly fed by sand coming from the rocks of Marshan under the action of the east wind, which created sand dunes. In the Harris villa district in particular, waves coming from the west brought material, balancing the eroding effect of the east winds. Thus the condition of the bay beaches varied around a state of mean balance.

2. The construction of the breakwater completely changed the sedimentary conditions of the bay. This work protects the whole region located west of a line going through the end of the jetty and the Sardinerie from wave action from the west. The material brought into this region by the east wind is trapped and deposition occurs. This explains the spectacular growth of the great beach.

3. Construction of the breakwater has, at the same time, entirely stopped the movement of material from the East and the balancing action of the west waves. The result has been the erosion of the east section of the bay which is now subjected to only the erosive action of the east winds.

4. In the present state, the sediments which form the bay beaches are completely isolated and are slowly lost by dispersion and wind action.

Conclusion - Rotation of the Sand Deposit Isolated in Tangier Bay These studies have revealed that the sand deposits are now completely cut off from any replenishment, and the growth of the beach can be explained only through the erosion of some other section of the bay. This has been the case, for we have been able to find a satisfactory relation between the volume of sand removed at the Khandouri tower, on the one hand, and the sediments brought and deposited between the Sardinerie and the east quay on the other hand. There is indeed a true rotation of the sand deposits isolated in the Tangier Bay. This phenomena, after having reached a maximum intensity, is now decreasing; and it can be considered that the harbor entrance is not under any serious danger of being damaged by deposition.

## Chapter 25

### OBSERVATIONS SUR LE COLMATAGE DE L'ANSE DE L'AIGUILLON((FRANCE)

M. F. Verger

#### RESUME.

Le littoral de la Vendée, au Sud de la Pointe du Grouin du Cou, connaît une évolution morphologique rapide : cordon littoral de la Tranche, flèche à cordons successifs d'Arçay, poulcier de la Pointe de l'Aiguillon. La progression assez rapide de ce dernier depuis le Moyen-Age, réduisant l'ouverture de l'Anse de l'Aiguillon, a favorisé le dépôt des sédiments dans cette Anse. Celle-ci n'occupe plus aujourd'hui qu'une faible partie de la Baie qui, il y a quelques siècles, s'étendait plus à l'Est et plus au Nord.

Cette anse, dont le colmatage se poursuit avec rapidité, présente des zones morphologiques distinctes :

- 1) Un domaine central occupé par un réseau dense, très finement hiérarchisé de chenaux de marée.
- 2) Une couronne concentrique caractérisée par une plus faible densité des chenaux de marée.
- 3) Une seconde couronne de haute-slikke.
- 4) Une troisième couronne : le Schorre.

Les chenaux de marée offrent, dans la seconde couronne, la particularité d'être souvent bordés de levées naturelles très aplaties, de 8 à 20 cm. de hauteur et larges de quelques décimètres à plusieurs mètres. Ces levées sont formées du même matériel que le reste de la Slikke, comme le montrent des analyses granulométriques.

Les levées sont colonisées, après leur formation, par la végétation halophyle (*Spartina stricta* Roth. et *Salicornes*) dans sa progression vers le centre de l'Anse. Cette progression est assez rapide et surtout sensible dans les parties où existent les levées, c'est-à-dire dans les parties les moins exposées à la houle. Ailleurs, le colmatage et la progression de la végétation halophyle sont plus lents.

---

\* Manuscript not submitted for publication

## RESUME

OBSERVATIONS ON THE  
FILLING OF THE ANSE DE L'AIGUILLON (FRANCE).

F. Verger

The coast of Vendée, south of the Pointe du Grouin du Cou, has been the scene of a fast morphological evolution; the coastal bar of La Tranche, the spit of Arcay with ridges and furrows, and the bar of the Pointe de l'Aiguillon. The rather quick advance of the latter since the Middle Ages has narrowed the opening of the Anse de l'Aiguillon and thus facilitated the deposit of sediment in the Anse, which has reduced the size of the bay. A few centuries ago this bay went further east and north. In the Anse, whose evolution has been fast, one finds separate morphological zones as follows:

- (1) A central part, occupied by a pattern of closely and hierarchically organized tidal channels.
- (2) A concentric crown characterized by a lighter pattern of channels.
- (3) A second crown of upper-slikke.
- (4) A third crown: schorre.

The channels in the second crown have the following characteristics; they are often flanked by natural and very flattened levees, 8 to 20 cm in height and a few meters broad. These levees are made of the same material as the rest of the slikke, as shown by grain-size analyses. They are, once formed, covered by salt vegetation (*Spartina stricta*, Roth and *Salicornia*) which advances toward the center of the Anse. This advance is quite fast and is especially noticeable in the parts of the Anse where the shore is sheltered from the waves. It is in these parts that the above-mentioned levees are to be found. Where the coastline is submitted to the waves, the shore's advance is slower.

## Chapter 26

### OBSERVATIONS ON THE TRAVEL OF SHORE MATERIAL ALONG A CHALK FORESHORE

H. W. Coultas  
University of Birmingham  
England

(Editor's note - The data presented in this paper were published under the above title in 1920 in the Journal of the Institution of Municipal and County Engineers (now the Institution of Municipal Engineers). Because this paper presents the only known measurements on the littoral movement of relatively coarse material by wave action, an abstract is presented below to acquaint engineers with this source of information.)

#### ABSTRACT

The paper deals with the results of a few experiments on the travel of shingle carried out at Rottingdean, near Brighton, by the Author, whilst he was in charge of the sea defence works, which were being erected for the East Sussex County Council. The defence works consist of a number of concrete groynes connected together at the cliff ends by reinforced concrete sea walls. The groynes are 500 feet apart, and it was between two of these that the experiments were carried out. The foreshore is of chalk, and the amount of shingle between the groynes was very small. Often this shingle was heaped up in one of the corners made by the sea wall and the groyne; the remainder of the shore was absolutely bare. This was an advantage, as the specimens could be placed on the clear portion of the shore, and their movements observed, with a minimum danger of their being lost and unrecognised by being in a large mass of shingle. In order to recognise the test pieces, specimens of brick, concrete and granite were used to distinguish them from the shingle flints. But in spite of this and a long clear run of shore, there was sufficient shingle between the groynes to hide the test specimens once they had got into the main heap after a rough sea.

The coast line at Rottingdean runs practically west to east, and the groynes are approximately at right angles to the coast line. The prevailing wind is south-westerly, and the direction of the tidal flood current is west to east. Very bad south-easterly gales occur, but the probability of these is one to about four south-west gales. The tests show that the prevailing travel of the heavy shore material is in the direction of the prevailing wind, and the tidal flood current. Another difficulty in carrying out tests between groynes is, that if a specimen is placed in a corner of a groyne and a sea wall the specimen simply moves about in this corner for a considerable period of time, and only a heavy gale will get it out of this position. Consequently, such a specimen cannot be used for ascertaining the travel of shingle along the shore. It is, however, of interest in showing the action of a groyne in trapping shingle. It will be shown later that shingle specimens placed



near a groyne at some distance from the cliff travelled up the groyne and collected in the corner of the sea wall and the groyne. If, therefore, there is a large amount of shingle moving along a coast line, and a quantity of it meets a groyne at some distance from the shore, the groyne will cause the trapped shingle to move toward the shore, where it will collect in such a corner as has been mentioned. If a large amount is trapped, there will be a fairly rapid growth of the amount of shingle in this position. Given that the groynes are not too far apart, rough seas will tend to distribute some of the material between them, and in time a shingle bank will be formed, and thus a buttress made on the shore to resist wave action and to minimise erosion.

If the flow of shingle along a length of coast line is stopped, or partially stopped, then in a very short period of time the natural wave buffer will disappear, and the actual coast line exposed to wave action, when erosion will take place. It is, therefore, essential that when groynes and other similar obstructions are being built, they should be so constructed that the natural flow of material along a coast line is not stopped altogether, and that complete natural flow is restored in as short a time as possible.

ESSAIS D'ENTRAÎNEMENT DE MATERIAUX SOLIDES  
SOUS L'EFFET DE LA HOULE ET DU CLAPOTIS

André Martinot-Lagarde et  
André Fauquet  
Institut de Mécanique des Fluides  
de l'Université de Lille, France

On trouvera ici, en partie expérimentale, en partie théorique, une contribution à l'étude du démarrage des grains solides entraînés par de l'eau en mouvement et quelques remarques sur la mise en saltation de ces grains. Il s'agira tantôt de courant de sens constant, tantôt de mouvement périodique. Dans le cadre des questions que peut se poser le Congrès du COASTAL ENGINEERING, un courant de sens longtemps constant est donné par la remontée de la marée dans un fleuve, un mouvement périodique par une houle ou un clapotis.

1.- Nous parlerons d'abord de la similitude sur les conditions du début d'entraînement des solides. Dans le cas du courant de sens constant, les auteurs se partagent entre ceux qui considèrent que la variable la plus importante est la contrainte tangentielle moyenne  $\tau$  sur le fond, et ceux qui s'attachent à la vitesse dite "vitesse au fond"  $u_f$  (bottom velocity). On peut dire que la vitesse au fond n'est pas une grandeur trop mal déterminée : si on fait une série de mesures à partir de la surface, on trouve en général un profil de vitesse à peu près parabolique et on peut extrapoler la parabole (figure 1). On obtient des résultats dont la dispersion n'est pas excessive (figure 2). Mais il semble que  $\tau$  soit la seule variable sur laquelle on puisse raisonner avec ce qu'on sait sur la couche limite, et la seule qui pourra permettre des comparaisons entre l'entraînement par courant et l'entraînement par mouvement oscillant ; la similitude, appuyée sur les approximations de PRANDTL, donne alors la forme de relation classique

$$\frac{\tau_c}{\rho \hat{g} d} = f \left( \frac{d}{\nu} \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}} \right) \quad (1)$$

$\tau_c$  valeur critique de  $\tau$  pour le démarrage,  
 $\rho'$  et  $\rho$  masses volumiques du solide et du liquide  
 $\nu$  viscosité cinématique du liquide  
 $\hat{g}$  champ de pesanteur apparent, soit  $g \frac{\rho' - \rho}{\rho}$   
 $d$  diamètre typique des grains.

La figure 3 donne des résultats réunis par TISON et ceux de WHITE, avec

$$\alpha = \frac{\tau_c}{\rho \hat{g} d} \quad R_c = \frac{d}{\nu} \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}}$$

Certains hydrauliciens critiquent un tel essai de représentation ; ils disent que dans un courant ils ne connaissent pas en général  $\tau$  et préfèrent raisonner sur une vitesse, sur la vitesse au fond. Mais en fait la donnée connue par l'utilisateur n'est pas la vitesse au fond, c'est le débit, ou la vitesse de débit  $u_y$ . La solution est alors d'adopter la représentation (1) et de tirer des formules de perte de charge le débit correspondant. Les lois de pertes de charge donnent directement cette perte en fonction du débit et de la rugosité ; plus précisément, en grandeurs réduites, elles sont de la forme

$$\frac{\tau}{\rho u_y^2} = f\left(\frac{u_y h}{\nu}, \frac{d}{h}\right) \quad (2)$$

$h$  étant le diamètre équivalent  $\frac{4S}{b}$  ( $S$  section du courant,  $b$  périmètre mouillé),  $d$  diamètre des grains étant la hauteur des aspérités. La résolution ne peut pas se faire directement sur un abaque de pertes de charge, parce que  $u_y$  apparaît dans deux des variables. Il y a donc à faire un changement de variables pour avoir  $u_y$  dans une seule des variables finales ; il vient

$$\frac{u_y}{\sqrt{\frac{\tau}{\rho}}} = f\left(\frac{d}{\nu} \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}, \frac{d}{h}\right) \quad (3),$$

c'est un nouvel abaque à dresser.

D'autre part, il est surprenant qu'on conserve la forme de relation (1) ; l'inconnue est la contrainte  $\tau_c$  et elle apparaît dans deux variables. On ne peut donc résoudre par rapport à  $\tau_c$ . Un change-

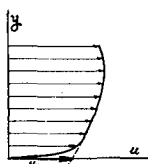
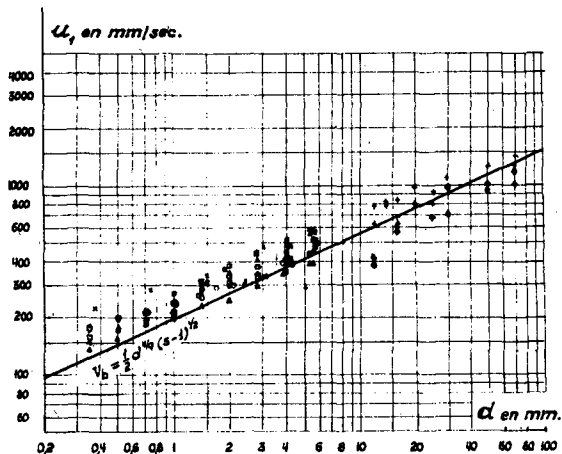
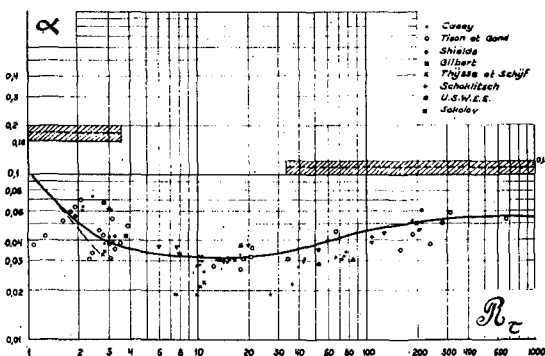


Fig. 1. Profil des vitesses dans un canal  
 $u_1$  = vitesse au fond définie par convention.



Variation de la vitesse au fond  $u_1$  correspondant au début d'entraînement de grains de quartz, en fonction du diamètre  $d$ . (densité : 2,65)

Fig. 2.  $u_1$ , vitesse au fond pour le seuil d'entraînement de grains de quartz. d'après Mavis, F.T. et Laushey, L.M - Essais 1914-1937 - Congrès A.I.R.T.H. Stockholm - p.213-(1948)



Variation de  $\alpha$  en fonction de  $Re$

— Courbe de Shields. (Autour de cette courbe, Tison a porté les résultats expérimentaux obtenus par différents auteurs)  
 [Hatched Area] Zone des résultats expérimentaux obtenus par White. Le trait mixte indique les valeurs moyennes.

Fig. 3. Variation de la contrainte réduite en fonction du nombre de Reynolds. d'après Tison  
 — Courbe de Shields  
 - - - - - résultats de White

ment de variables élémentaires donne

$$\frac{\tau_c}{\rho \hat{g} d} = f\left(\frac{\hat{g} d^3}{\nu^2}\right) \quad (4) :$$

on introduit ainsi le paramètre  $G = \hat{g} d^3 / \nu^2$ , analogue au nombre de GRASHOF des études de convection thermique, et indiqué d'ailleurs par Sir GEOFFREY TAYLOR à propos de l'entraînement par la houle :  $G$  est indépendant du courant.

2.- Sur les mouvements oscillants nous avons fait quelques essais d'entraînement de grains. On connaît principalement les expériences de R.A. BAGNOLD ; dans un réservoir plein d'eau immobile au loin il mettait en oscillation un berceau recouvert de grains.- A. FAUQUET, Ingénieur à l'I.M.F.L., a fait des essais avec le fond fixe et sous l'action d'une houle. Il était à penser que les résultats seraient analogues, cela valait cependant une vérification.

BAGNOLD a pris pour critérium le début de l'entraînement des grains sur fond de grains ; FAUQUET a observé le début de l'entraînement sur fond lisse (en verre) et le seuil de formation des rides. Pour ce seuil il prenait par convention les conditions dans lesquelles, une ride ayant été amorcée, les rides ne se sont pas formées au bout d'un quart d'heure. BAGNOLD a utilisé de l'acier, du quartz et du charbon ; FAUQUET a pris du sable, du plexiglass encore plus léger que le charbon, des grains calcaires à peu près sphériques.

BAGNOLD concluait

$$n = cte \cdot C^{-0,75} \cdot d^{0,325} \quad (5)$$

où  $n$  est la fréquence-seuil,  $C$  l'amplitude horizontale du mouvement des particules d'eau au voisinage du fond. Nos résultats sur le seuil d'entraînement et sur le seuil de formation des rides sont d'accord avec la formule de BAGNOLD (nous ne garantissons pas la 3<sup>ème</sup> décimale de l'exposant de  $d$ ). La figure 4 donne  $n$  en fonction de  $C$ , les figures 5 et 6 donnent  $n C^{0,75}$  en fonction de  $d$ , 5 pour le seuil de formation des rides, 6 pour le seuil de démarrage des grains.

TAYLOR, partant de la distribution de vitesse donnée par LAMB pour une couche limite oscillante, trouve que le gradient de vitesse à la

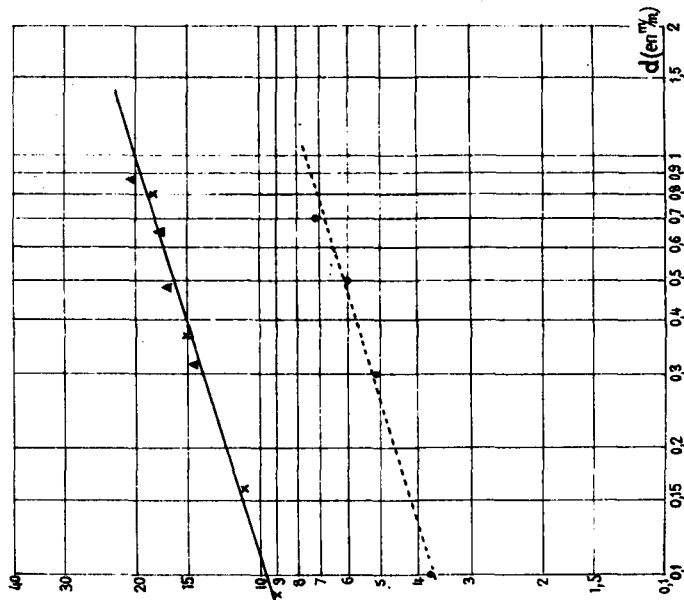


Fig. 5.  $n$  C 0.75 en fonction du diamètre des grains (cf. Fig. 4). —▲— Sable de Seine (I.M.F.L.); - - - - Plexiglass (I.M. F.L.); x Quartz (Bagnold).

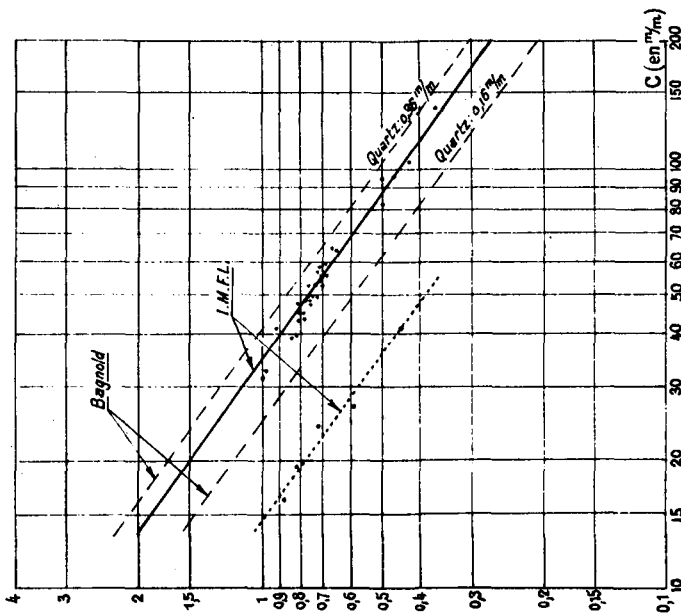


Fig. 4. Frequence-seuil  $n$  de formation des rides (I.M.F.L) et frequence de demarrage des grains (Bagnold) en fonction de l'amplitude horizontale  $C$  du mouvement de la houle pres du fond. — Sable de Seine, - - - - Plexiglass

parci doit avoir pour amplitude

$$\left[ \frac{du}{dy} \right]_0 = \frac{(2\pi n)^{\frac{3}{2}} C}{\sqrt{\nu}} \quad (6)$$

et, posant que le coefficient de traînée  $C_x$  du grain est fonction seulement du nombre de Reynolds

$$C = f\left( \left[ \frac{du}{dy} \right]_0 \cdot \frac{d^2}{\nu} \right) \quad (7)$$

obtient pour la fréquence-seuil

$$n = C_k \cdot C^{-\frac{2}{3}} \cdot \hat{g}^{\frac{5}{9}} \cdot \nu^{-\frac{1}{9}} \cdot d^{\frac{1}{3}} \quad (8)$$

avec cette fois une constante adimensionnelle. Il obtient ainsi des exposants assez voisins de ceux trouvés par BAGNOLD ; pour  $\hat{g}$  BAGNOLD trouvait l'exposant 0,5. On pourrait empiriquement rejeter la formule (6) et conserver (7). Le problème de similitude considéré est un problème de cinématique. Donc la similitude à elle seule permet de calculer deux exposants dans les limites du domaine où l'expérience donne un produit de puissances de  $C$  et de  $d$ . On obtient

$$n = C_k \cdot C^{-0,75} \cdot d^{0,325} \cdot \hat{g}^{0,525} \cdot \nu^{-0,05} \quad (9)$$

L'influence de la viscosité serait ainsi extrêmement faible. Pour vérifier l'exposant on pourrait faire des essais avec un liquide de viscosité au moins 100 fois celle de l'eau.

3.- Dans ce dernier paragraphe nous voudrions parler de la saltation, c'est-à-dire des mouvements verticaux que prennent les grains et dont l'amplitude est de l'ordre de grandeur d'un petit nombre de fois la dimension des grains : nous voudrions comparer l'ordre de grandeur des causes possibles de la saltation. Les bonds peuvent être dus au choc des grains qui roulent sur des grains fixes ; d'autre part, il peut y avoir des forces hydrodynamiques verticales, des forces de sustentation. A ce sujet, CHEPIL, DANIEL, ont cité la force due à l'effet Magnus, KAMPÉ DE FÉRIET, la force due à la non-uniformité de la vitesse près du fond.

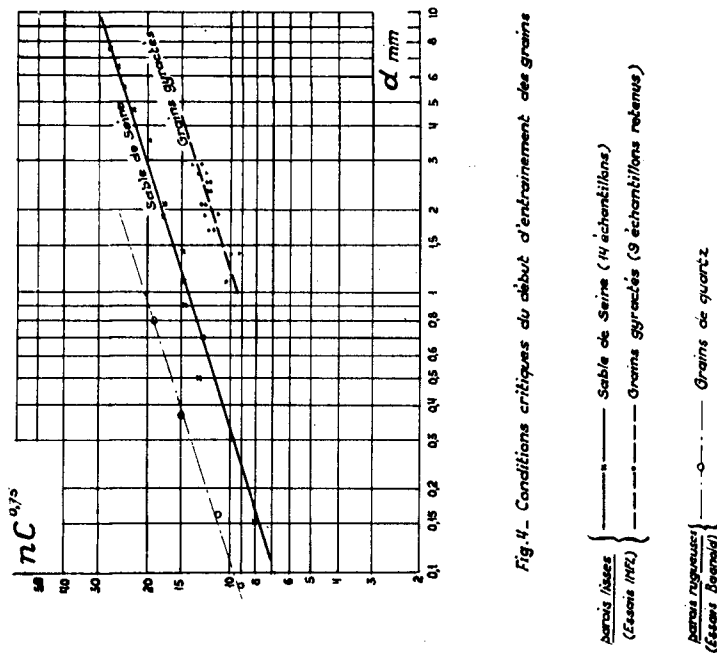


Fig. 4. Conditions critiques du début d'entraînement des grains

Fig. 6.  $n C^{0.75}$  (fréquences de démarrage) en fonction du diamètre des grains.  
 - - - Quartz (Bagnold) sur fond rugueux.  
 - - - Sable de Seine (I.M.F.L) sur fond lisse.  
 - - - Calcaire en grains presque sphériques (I.M.E.L.) sur fond lisse.

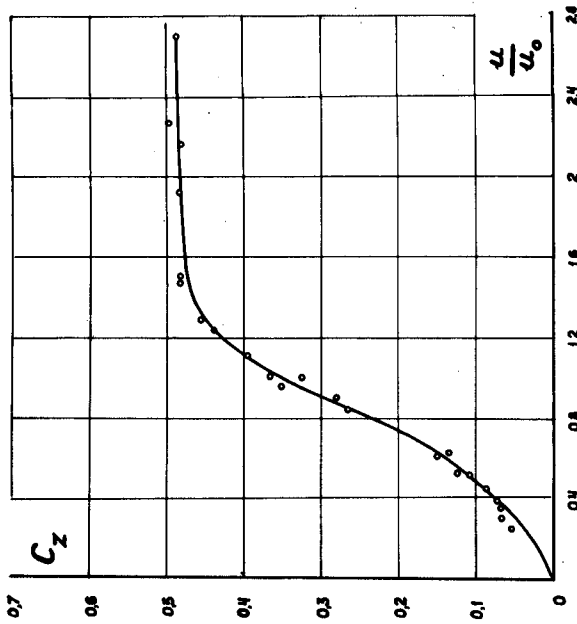


Fig. 7. Coefficient de portance dû à l'effet Magnus sur une sphère.



Pour l'effet Magnus on a des données sur le cylindre circulaire ; en complément, FAUQUET a fait des essais sur la sphère, à vitesse subcritique. Les résultats sont représentés sur la figure 7 ; en abscisses est porté le rapport de la vitesse périphérique  $u_p$  de la sphère à la vitesse  $u_0$  du courant au loin par rapport au centre de la sphère, en ordonnée le coefficient de portance  $C_z$ . La courbe obtenue est analogue à la courbe du cylindre,  $C_z$  a d'abord une croissance parabolique, puis on observe une inflexion et un palier.  $C_z$  est plus petit que pour le cylindre. Les résultats sont voisins de ceux qu'on tirerait par extrapolation des résultats de LAFAY pour un cylindre de longueur de génératrices égale à son diamètre. Nos essais ont été faits à des nombres de Reynolds de  $2 \cdot 10^5$  à  $6 \cdot 10^5$  ; le fluide était l'air ; la sphère, de diamètre 245 mm, était placée dans une soufflerie de diamètre 2,40 m.

Dans le cas de grains entraînés par un courant, on peut imaginer que la vitesse de rotation la plus grande correspondrait au cas où le point bas du grain resterait immobile et où le point haut aurait la vitesse  $u_2$  du fluide à la distance  $d$  du fond ; la vitesse périphérique  $u_p$  de la sphère serait alors égale à  $\frac{u_2}{2}$ . ZINGG a mesuré sur films les fréquences de rotation de grains de sable entraînés ; il donne en même temps la vitesse de frottement  $\sqrt{\tau/\rho}$  ; par la formule de KÁRMÁN on en déduit une valeur de la vitesse  $u_2$  à la hauteur  $d$  ; la vitesse périphérique se trouve être voisine de  $u_2/2$ .

Nous avons fait un essai d'entraînement de sable de diamètre  $0,7 \pm 0,1$  mm, de poids apparent dans l'eau en moyenne  $3 \mu\text{N}$  ; le début de la saltation a été obtenu pour une vitesse de débit  $u_y = 300$  mm/sec. La vitesse  $u_2$ , calculée avec ces données, (c'est-à-dire la valeur de  $u_y$  et la formule de KÁRMÁN) était 210 mm/sec ; si on calcule schématiquement la sustentation de Magnus comme si la sphère était dans un courant uniforme de vitesse relative  $u_0 = \frac{u_2}{2}$  avec une vitesse périphérique  $u_p = \frac{u_2}{2}$ , on a  $\frac{u_p}{u_0} = 1$ ,  $C_x = 0,35$  ; d'où une sustentation d'environ  $0,75 \mu\text{N}$ .

Le même calcul, appliqué aux expériences mêmes de ZINGG, sur du sable dans l'air, donne aussi une sustentation de l'ordre du quart du poids apparent des grains.

Par ailleurs un solide placé au voisinage d'une paroi, même s'il ne tourne pas, subit une sustentation du fait que les gradients de pression normaux

$$\frac{\partial p}{\partial n} = - \rho \frac{u^2}{R}$$

(R rayon de courbure des trajectoires fluides) sont plus grands en module du côté opposé à la paroi que du côté de la paroi. Sur un cylindre nous avons fait des mesures de distribution de pression : on en conclut que la force due aux pressions est inclinée vers le haut et fait un angle d'environ 25° avec la paroi. Sur une sphère nous avons mesuré, à la balance, la sustentation dans deux cas, avec une couche limite d'épaisseur, soit notablement plus petite, soit notablement plus grande que le diamètre de la sphère. On obtient dans les deux cas le même coefficient de sustentation, environ 0,3, en prenant pour pression cinétique de référence la pression cinétique moyenne dans la couche fluide d'épaisseur égale au diamètre. — Ce résultat donnerait pour les essais particuliers précédents sur grains de sable, en considérant des grains immobiles, une sustentation voisine de celle trouvée pour l'effet Magnus.

Enfin, nous avons mesuré la sustentation d'une sphère à la fois au voisinage d'une paroi et tournant autour d'un axe perpendiculaire au vent et parallèle à la paroi. La sustentation résultante se trouve être voisine de la somme de la sustentation obtenue sans rotation et de la sustentation de Magnus qu'on obtiendrait avec une vitesse uniforme correspondant à la pression cinétique moyenne.

On ne peut tirer de ce qui précède une conclusion ferme sur la saltation, car dans le cas du sable le nombre de Reynolds est plus petit que dans nos essais de sphère, et la vitesse absolue du bas du grain est nulle, ou bien dans le sens du courant, au lieu d'être en sens inverse. A défaut d'autre document, on en tire cependant l'indication que lorsque commence la saltation, les forces hydrodynamiques verticales auraient pour ordre de grandeur entre le quart et la moitié du poids apparent des grains, du moins si on les calcule avec des vitesses moyennes par rapport au temps.

Il faut ajouter que les écoulements sont turbulents et cela jusqu'au voisinage immédiat du fond : l'aspect des grains qui n'ont

pas encore démarré le montre ; on voit certains grains, encore attachés au fond, frémir par moments, avant de partir. Il est donc possible que la sustentation prenne des valeurs plus élevées, pendant des durées courtes et que cette force soit suffisante pour produire le soulèvement du grain.

On remarquera d'autre part, dans le mécanisme du soulèvement d'un grain, que si un grain d'abord immobile subit une sustentation due à l'inégalité des vitesses, et s'il se met en mouvement en roulant, sa traînée et sa sustentation diminueraient si on considère seulement la diminution de la vitesse relative de son centre ; mais, du fait qu'il tourne, vient s'ajouter une cause supplémentaire de sustentation, due à l'effet Magnus et il est possible que la sustentation totale ne diminue pas.

## BIBLIOGRAPHY

- R.A. BAGNOLD - "The movement of the desert sand"  
Proc. Roy. Soc. - A - 187 - (1936)
- R.A. BAGNOLD - "The size grading of sand by wind"  
Proc. Roy. Soc. - A - 163 - (1937)
- R.A. BAGNOLD - "Motion of waves in shallow water - Interaction between waves and sand bottoms"  
Proc. Roy. Soc. - A - 187 - p. 1-15 - (1946)
- R.A. BAGNOLD - "The movement of a cohesionless granular bed by fluid flow over it"  
British Journal of Applied Physics - 2 - p. 29-34 - (1951)
- W.S. CHEPIL - "Dynamics of wind erosion - Nature of movement of soil by wind"  
Soil Sciences - 60 - p. 305-320 - (1945)
- P. DANIEL - "Introduction à l'étude de la saltation"  
Mémoires et travaux de la Société Hydrotechnique de France -  
2 - p. 217-233 - (1953)

- A. FAUQUET - "Contribution à l'étude des rides de sable - Rides de clapotis"  
Comité Central d'Océanographie et d'Etudes des Côtes (C.O.E.C.)  
Bulletin d'Information N° 6 - p. 206-212 - (1951)
  
- A. FAUQUET - "Etude expérimentale de la formation des rides de sable sous  
l'action de la houle"  
C.O.E.C. - Bulletin N° 6 - p. 245-254 - (1954)
  
- J. KAMPÉ DE FÉRIET - "La turbulence atmosphérique et les phénomènes d'érosion"  
Centre National de la Recherche Scientifique - Colloque  
d'ALGER - p. 81-102 - (1951)
  
- A. LAFAY - "Contribution expérimentale à l'aérodynamique du cylindre  
et à l'étude du phénomène de Magnus"  
Pub. Scient. Techn. Ministère de l'Air - N° 79 - (1935)
  
- A. MARTINOT-LAGARDE - "Etude expérimentale de la formation des rides de  
sable sous l'action de la houle - Comparaison de nos ré-  
sultats avec ceux des essais de Bagnold et avec une formule  
de Sir Geoffrey Taylor"  
C.O.E.C. - Bulletin N° 7 - p. 291-294 - (1954)
  
- Sir GEOFFREY TAYLOR - "Note on R.A. BAGNOLD empirical formula for the  
critical water motion corresponding with the first distur-  
bance of grains on a flat surface"  
Proc. Roy. Soc. - A - 187 - p. 16-18 - (1946)
  
- M.L.J. TISON - "Recherches sur la tension limite d'entraînement des  
matériaux constitutifs du lit"  
Annales de la Société Scientifique de Bruxelles- Série 1 -  
p. 163-183 - (1947)
  
- C.M. WHITE - "Equilibrium of grains on the bed of a stream"  
Proc. Roy. Soc. London - A - 174 - p. 332-338 - (1940)
  
- A.W. ZINGG - "Quelques caractéristiques du mouvement éolien du sable par  
le processus de saltation"  
Centre National de la Recherche Scientifique - Colloque  
d'ALGER - p. 197-208 - (1951)

## RESUME

A FEW TESTS ON THE MOTION-THRESHOLD OF SOLID GRAINS  
UNDER AN OSCILLATORY FLUID MOTION

Andre Martinot-Lagarde  
Andre Fauquet

A few remarks are made about the similarity of the conditions for the initiation of motion of sand grains on a bed when these grains are acted upon by either a steady flow or by waves. The importance of the dimensionless parameter

$$\frac{\hat{g} d^3}{\nu^2}$$

where  $d$  = the typical diameter of the grains,  
 $\nu$  = the kinematic viscosity of the fluid

$\rho', \rho$  = the density of the solid and of the fluid, respectively,  
and

$$\hat{g} = g \frac{\rho' - \rho}{\rho}, \text{ which is independent of the fluid motion,}$$

is pointed out.

Tests about the critical conditions for the equilibrium of grains and for the formation of ripples under an oscillatory water-motion are described. These tests were made in Lille by A. Fauquet. They give the critical frequency  $N$  of the waves as a function of the amplitude  $R$  of the fluid particle oscillations and the diameter of the grains. They agree with previous work of Bagnold, done under somewhat different conditions:

$$N \text{ proport. } R^{-0.75} \times d^{+0.325}$$

## Chapter 28

# COMPARAISON ENTRE DES TURBIDITES MESUREES DANS UN ESTUAIRE DE DES TURBIDITES CALCULEES A PARTIR D'ESSAIS EN LABORATOIRE

André WALLET

Ingénieur au Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique

### Introduction

La recherche de meilleures conditions de navigation dans l'estuaire de la SEINE a donné naissance à un vaste programme de travaux, dont l'étude sur modèle réduit a été confiée au Laboratoire NEYRPIC par la Direction du Port de ROUEN.

Ce modèle réduit a nécessité l'emploi, pour la représentation du fond affouillable, d'un matériau approprié. Le choix de celui-ci a posé des problèmes délicats : il fallait en effet trouver un matériau tel que le processus de transport de ce matériau sur le modèle fût sensiblement le même que celui du sable dans la nature, et qu'en particulier les débits solides de ces deux matériaux pour des vitesses d'écoulement en similitude fussent eux-aussi comparables, à l'échelle de réduction près.

Il fallait donc en premier lieu, déterminer le débit solide du sable dans la nature. Malheureusement les mesures de transport de matériaux sur le fond sont pratiquement impossibles à effectuer, surtout en ce qui concerne les matériaux fins, ce qui est le cas de l'estuaire de la SEINE. La difficulté provient de ce que, si l'on essaie de faire reposer sur le fond un appareil quelconque, celui-ci est très rapidement enfoui et la mesure perd toute signification. Pour les matériaux en suspension, les prélèvements ne peuvent descendre en-dessous de 0,20 à 0,30 m du fond. On peut se demander ce qui se passe au-dessous de ce niveau.

C'est le rôle du Laboratoire d'Hydraulique d'étudier, dans la mesure du possible, les phénomènes dans cette zone, et plus particulièrement les questions suivantes :

Quel est le débit solide passant dans cette couche près du fond ? Pour quelles conditions hydrauliques le transport de sable devient-il appréciable et mesurable ? Quelle est la loi qui fixe le débit solide à partir des conditions hydrauliques ?

Nous nous sommes efforcés de répondre à ces différentes questions, grâce à des essais effectués dans un canal expérimental sur lequel nous donnerons plus loin des indications très succinctes.

Nous ne ferons pas ici le rappel des notions théoriques, que nous supposons connues. Notons seulement que suivant la théorie de SCHMIDT et ROUSE, la concentration en tout point d'une verticale est connue si la concentration en un point est connue pour une traction sur le fond donnée : c'est la concentration en un point situé au voisinage du fond que nous avons déterminé à l'aide d'essais en Laboratoire. En intégrant ensuite sur toute la verticale, le produit de la concentration par la vitesse, nous avons pu calculer pour les conditions hydrauliques de la nature le débit solide total sur cette verticale. Pour juger de la valeur de cette extrapolation, nous avons comparé les concentrations calculées avec celles que l'on peut mesurer directement dans la nature.

Avant de passer aux essais effectués en Laboratoire, nous dirons quelques mots des caractéristiques physiques du matériau.

### Caractéristiques physiques du matériau étudié

Nous nous bornerons ici, pour fixer les idées, à indiquer les pourcentages suivants :

10 %	des grains ont un diamètre inférieur à 0,08 mm
50 %	- d° - 0,16 mm
90 %	- d° - 0,20 mm

Il s'agit donc d'un sable fin, d'ailleurs vaseux. Sa répartition granulométrique est très resserrée, ce qui indique que ce sable a dû être l'objet d'un triage, probablement sous l'effet de l'action périodique de la marée.

Si l'on considère le "diamètre effectif" défini par VANONI, c'est-à-dire le diamètre moyen dans le graphique de probabilité, on trouve une valeur de 0,15 mm, à laquelle correspond une vitesse de chute moyenne de 16 mm/sec.

### Dispositifs expérimentaux

Les caractéristiques hydrauliques du matériau ont été étudiées au Laboratoire NEYRPIC dans un canal d'essais de 1 m de largeur et de 15 m de longueur environ (fig. 1).

Nous ne ferons pas ici la description de ce canal d'essais ; nous nous bornerons à donner de brèves indications sur les méthodes de mesures (fig. 2).

COMPARAISON ENTRE DES TURBIDITES MESUREES DANS UN ESTUAIRE DE DES TURBIDITES CALCULEES A PARTIR D'ESSAIS EN LABORATOIRE 397



Fig. 1. Canal expérimental pour les essais du sable de l'Estuaire de la Seine.



Fig. 2. Appareillage pour les mesures de vitesses et les prélèvements de matières en suspension dans le canal expérimental.

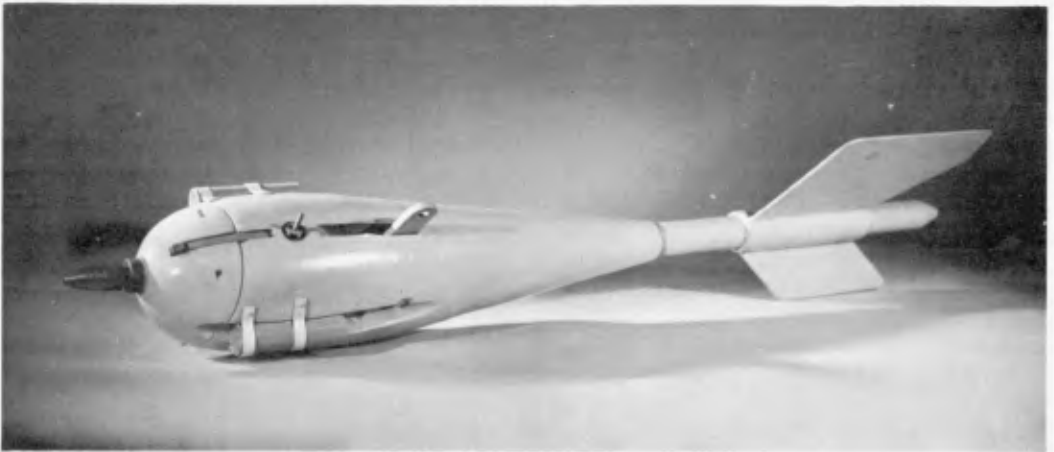


Fig. 3 - "Turbidisonde NEYRPIC" utilisée pour les prélèvements de matières en suspension dans l'estuaire de la SEINE



Les vitesses étaient mesurées grâce à trois moulinets DUMAS NEYRPIC disposés sur une même verticale, et à un tube de PITOT pour les vitesses au voisinage du fond.

Des prélèvements de matériaux étaient faits à l'aval du canal au moyen d'une sonde de fond de section rectangulaire, et de six sondes situées à différentes hauteurs pour les prélèvements en suspension. Le débit d'aspiration de chacune des sondes était réglé de manière que la vitesse d'aspiration fût égale à la vitesse de l'eau au niveau correspondant. Les matières prélevées en suspension étaient récupérées par filtrage, séchées et pesées. Quant au prélèvement de fond, il avait lieu de façon continue au cours de chaque essai, de façon à obtenir un débit solide moyen et à éliminer l'influence des fluctuations provoquées par le passage des dunes. Le volume total aspiré ainsi étant considérable, il convenait de séparer le sable de l'eau, et pour cela un décanteur à plaques (système breveté NEYRPIC) a été utilisé.

### Résultats expérimentaux des essais de sable en canal

Pour déterminer la concentration  $C_0$  près du fond, nous avons mesuré le débit solide  $p$  près du fond, que nous avons exprimé en fonction de la traction sur le fond. Cependant, pour tenir compte de la présence de rides, nous avons été amenés à remplacer, comme l'ont proposé plusieurs auteurs (MEYER-PETER, KALINSKE), la traction réelle par une traction réduite. La pente  $I$  est alors remplacée par une pente réduite  $I_r$  :

$$I_r = I \left( \frac{n_0}{n} \right)^m$$

$n_0$  étant le coefficient de rugosité du fond sans ride,  $n$  le coefficient de rugosité réel du fond. Pour déterminer l'exposant  $m$ , nous avons cherché la corrélation entre le débit solide  $p$  et la traction réduite  $\gamma H I_r$ , en donnant successivement à  $m$  diverses valeurs. On obtient le meilleur groupement des points pour la valeur  $m = 2$ , qui a en conséquence été adoptée. Dans ces conditions la force de traction réduite devient :

$$\gamma H I_r = \gamma \frac{U^2}{H^{1/3}} n_0^2$$

Le coefficient  $n_0$  étant une constante, le transport doit être lié à  $\frac{U^2}{H^{1/3}}$ , ou à  $\frac{U}{H^{1/6}}$ . Il en est de même de la concentration  $C_0$ , pour

laquelle nous avons obtenu l'expression :

$$C_0 = 0,0134 \frac{U^2}{H^{1/3}} \left( \frac{U}{H^{1/6}} - 0,40 \right)$$

$C_0$  = concentration volumétrique,  $U$  = vitesse en m/s,  $H$  = profondeur d'eau en m.

COMPARAISON ENTRE DES TURBIDITES MESUREES DANS UN ESTUAIRE DE DES TURBIDITES CALCULEES A PARTIR D'ESSAIS EN LABORATOIRE 399

voyons maintenant dans quelles conditions ces résultats trouvés en Laboratoire peuvent être utilisés dans la nature.

**Transposition pour les conditions naturelles des résultats trouvés en laboratoire**

Les résultats expérimentaux obtenus en Laboratoire dans le cas d'un écoulement pratiquement uniforme doivent être transposés avec de grandes précautions aux conditions naturelles, où les phénomènes sont complexes. Parmi les facteurs qui peuvent exercer une influence sur le transport, signalons :

- *la marée*, exprimée quantitativement par son coefficient. C'est nettement le facteur prédominant dans l'estuaire de la SEINE ;
- *la houle*, qui intervient à la fois par sa direction de propagation, sa période et son amplitude ;
- *le débit propre de la SEINE*, dont l'influence est limitée à la partie amont de l'estuaire ;
- *la salinité*, qui provoque une variation du poids spécifique de l'eau sur une verticale, donc une déformation de la répartition des vitesses suivant cette verticale ;
- *la présence de courants secondaires*, induits par le modelé du fond ou par les ouvrages (digues ou épis) ;
- *la nature du fond* au point considéré : le fond peut être plus ou moins chargé de vase, plus ou moins cohérent ;
- *la présence presque constante d'un régime transitoire* caractérisé par l'allure plus ou moins sinusoïdale de la courbe du courant en un point en fonction du temps, d'où peuvent résulter un certain retard à la mise en suspension ou à la décantation ; citons également la turbulence accrue au moment d'une inversion rapide des vitesses.

Il est évidemment difficile de trouver une loi générale reliant la turbidité à tous ces facteurs. Une certaine schématisation s'impose si l'on veut pouvoir exprimer dans la nature de façon quantitative les résultats expérimentaux indiqués plus haut. Le calcul que nous avons fait nous donne la concentration à un niveau déterminé en fonction de la vitesse du courant de marée, considérée provisoirement comme seul paramètre. La comparaison avec les données naturelles nous permettra d'apprécier dans quelle mesure cette approximation est justifiée, et nous permettra de mettre en évidence l'effet d'autres paramètres, tels que la présence d'un régime transitoire.

Avant de passer à la comparaison entre les turbidités calculées et les turbidités naturelles, nous examinerons succinctement la manière dont celles-ci ont été mesurées.

### Mesures de turbidités dans la nature

Les mesures de turbidités dans l'estuaire de la SEINE sont effectuées par le Service de Recherches Hydrographiques de la Direction du Port de ROUEN. On trouvera des renseignements sur les activités de ce Service dans un article de M. BANAT, Ingénieur des Ponts et Chaussées, publié dans la revue "Travaux" (Avril 1954, p. 278).

Les appareils utilisés pour la plupart de ces mesures de turbidités sont de deux types :

- la turbidisonde NEYRPIG (fig. 3), appareil où l'on assure dans le tube de prise une vitesse d'écoulement égale à la vitesse du courant autour de l'appareil ;

- le BINKLEY silt-sampler, appareil formé d'un tuyau de 10 cm de diamètre ouvert aux deux extrémités et suspendu dans l'axe du courant ; à un moment donné, on obture brusquement les deux extrémités de ce tube par torsion de parties en caoutchouc.

Nous passerons maintenant à la comparaison entre valeurs calculées et mesurées.

### Comparaison entre les concentrations calculées et celles mesurées dans la nature

Nous avons fait cette comparaison grâce à une méthode approchée permettant de placer tous les résultats de mesures faites dans la nature sur un même diagramme, ce qui est beaucoup plus intéressant pour l'interprétation des résultats qu'une simple comparaison, dans chaque cas particulier, des valeurs mesurées et calculées.

Les mesures de concentrations dans la nature correspondent à des profondeurs d'eau différentes et à des niveaux de prélèvement différents. Nous avons comparé toutes ces mesures à une courbe calculée unique, exprimant, pour une profondeur d'eau donnée et un niveau de prélèvement constant, la concentration en fonction de la vitesse moyenne du courant.

Nous avons d'abord remplacé la concentration mesurée par une valeur réduite :

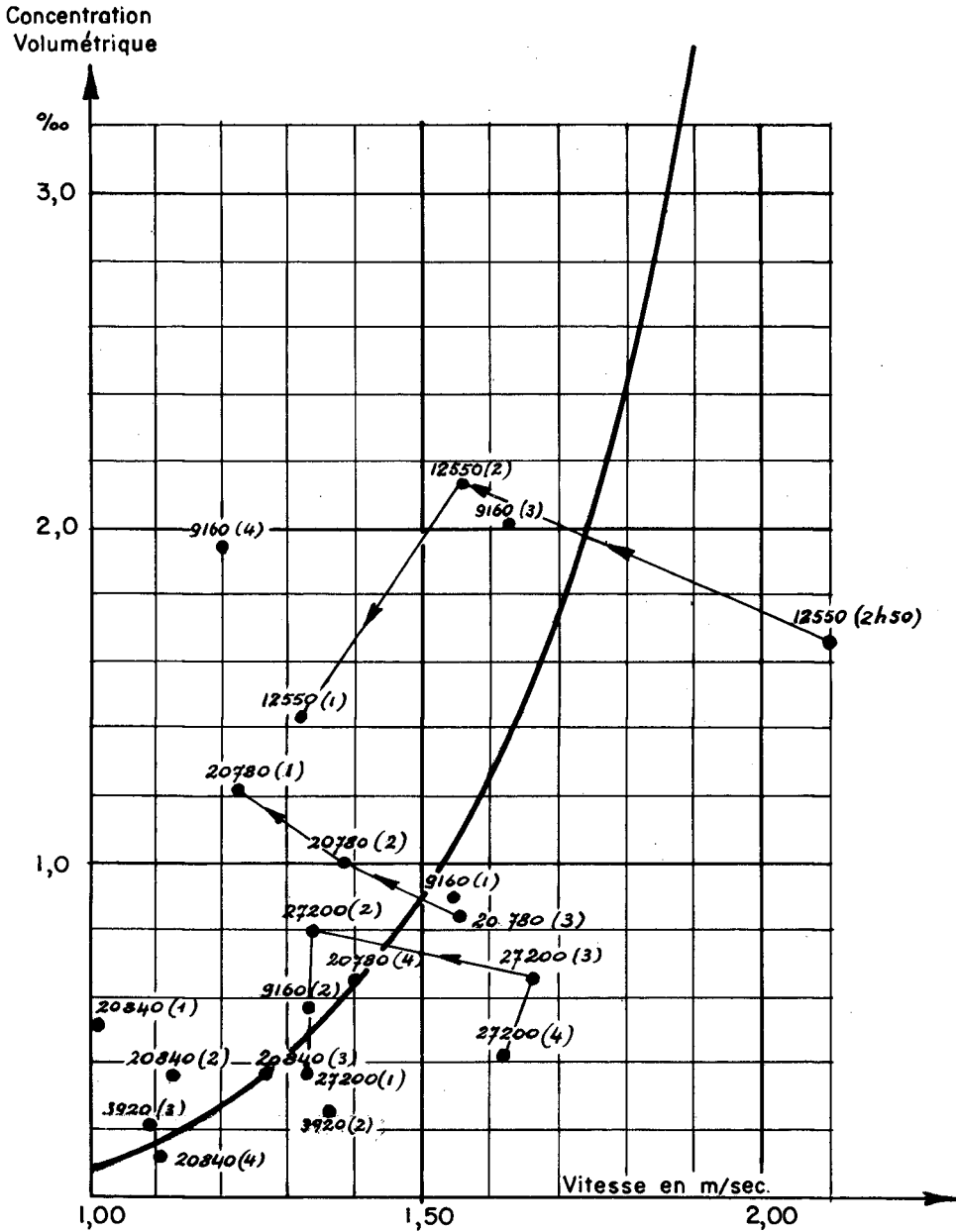
$$C_r = \frac{C_m}{\alpha}$$

$$\text{avec } \alpha = \frac{C_y}{C_{y_0}}$$

$C_m$  = valeur mesurée

$C_y$  = valeur calculée du niveau de mesure  $y$

COMPARAISON ENTRE DES TURBIDITES MESUREES DANS UN ESTUAIRE DE DES TURBIDITES CALCULEES A PARTIR D'ESSAIS EN LABORATOIRE 401



12550(2) signifie : prélèvement au point d'abscisse 12550 à 2 H avant la Basse Mer.

Fig. 4 - Comparaison entre la concentration théorique calculée et celle mesurée dans la nature

$C_{y_0}$  = valeur calculée au niveau fixe  $y_0$ , pour lequel la courbe est tracée

Pour tenir compte maintenant de ce que la profondeur  $H$  lors de la mesure n'était pas celle  $H_0$  pour laquelle la courbe a été calculée, nous avons remplacé la valeur  $C_r$  par une autre valeur réduite :

$$C'_r = \frac{C_r}{\beta}$$

avec

$$\beta = \left(\frac{H_0}{H}\right)^m$$

ceci supposant que la concentration peut être mise sous forme monôme avec l'exposant  $m$ .

Au total, une valeur mesurée étant  $C_m$ , la valeur réduite  $C'_r = \frac{C_m}{\alpha\beta}$  peut être comparée au point correspondant de la courbe calculée. Cette réduction permet de mettre tous les résultats de mesures sur un même graphique (fig. 4).

On remarque d'abord une grande dispersion des points résultant des mesures par rapport à la courbe calculée : ceci était à prévoir d'après ce que nous avons indiqué plus haut sur le nombre de facteurs en jeu. Cependant, il convient de remarquer que la courbe calculée passe très sensiblement au milieu du nuage de points de mesures.

Par ailleurs, les points comme par exemple 9160 ( $4^H$ ) montrent nettement la présence de la vase, qui apparaît par ailleurs d'après les analyses granulométriques qui ont été faites pour ce point.

Le cas du régime transitoire (la courbe calculée étant valable seulement pour un régime uniforme) est caractérisé par une sorte d'inertie, qui paraît être assez générale : pour que le matériau en suspension soit en équilibre avec le fond dans des conditions hydrauliques données, il lui faut un certain temps. Par exemple au point 12550 ( $2^H$  50), pour une vitesse de 2,10 m/sec., on est nettement au-dessous de la courbe. A  $2^H$  AV, la vitesse ayant diminué, on se trouve au-dessus de la courbe, les matériaux n'ayant pas eu le temps de décanter. On peut dire en quelque sorte que le domaine situé à droite de la courbe correspond à un écoulement "sous saturé" et que celui situé à gauche de la courbe correspond à un écoulement "sursaturé". Des analyses granulométriques ont été faites sur les matériaux prélevés dans ces deux cas particuliers ; elles ont montré une proportion de sable de l'ordre de 70 à 75 %, alors qu'elle est de 90 % pour le lit sauf en des points très particuliers (lentilles vaseuses). Entre ces deux points de mesures (en deça et au-delà de l'équilibre) se trouve le point de la courbe calculée, malgré cette présence plus grande de vase : il conviendrait donc, pour obtenir une courbe plus vraisemblable relative au sable seul (ou du moins à un matériau, analogue à celui du fond, contenant 90% de sable) d'opérer une correction à la courbe de la figure 4. La nécessité de cette correction paraît assez explicable. En effet, la présence de la vase empêche la réversibilité du phénomène : lorsque la vitesse aug-

COMPARAISON ENTRE DES TURBIDITES MESUREES DANS UN ESTUAIRE DE DES TURBIDITES CALCULEES A PARTIR D'ESSAIS EN LABORATOIRE 403

ment, la vase gêne la mise en suspension ; lorsque la vitesse diminue, le phénomène de décantation est moins gêné par la présence de la vase. C'est pourquoi l'on peut dire que, en moyenne, le débit solide du sable, qui constitue en majeure partie le lit, est moindre que celui donné par le calcul. Rappelons d'ailleurs que c'est seulement le débit solide du sable qui nous intéresse, la vase n'entrant que pour une faible part dans les mouvements de fonds qui déterminent les variations du chenal de navigation.

## RESUME

COMPARISON BETWEEN TURBIDITY MEASURED IN AN ESTUARY  
AND TURBIDITY CALCULATED FROM LABORATORY TESTS

## A. Wallet

The study of navigation conditions in the Seine estuary has led to scale model tests which are now being carried out by the NEYRPIC Laboratory, Grenoble; for the Port of Rouen Authority.

In order to calibrate the model correctly, that is to say to ensure that the natural conditions would be reproduced on the model, it was necessary to carry out laboratory studies on the sand from the estuary bed to determine the solid discharge of this material for definite hydraulic conditions.

This was necessary because, while at some distance above the bed direct measurements of the solid transport are relatively easy to make in nature by means of samples, they are practically impossible in the immediate neighbourhood of the bottom when the sand is fine, as is the case in the Seine estuary.

On the other hand, by taking certain precautions it is possible to measure the solid discharge in the immediate neighbourhood of the bottom when the transport of sand is studied in the laboratory. The two methods, direct measurements of the suspended load in nature and measurements of solid discharge near the bottom in the laboratory therefore complement one another.

However, it seemed interesting to justify this method by comparing the results where nature and the laboratory coincide, i.e. for material in suspension.

This paper gives details on the procedure followed for these laboratory tests on an experimental canal. The main results of these tests will be reviewed by examining the relationship between the concentration in the neighbourhood of the bottom and the solid discharge on the one hand, and the bottom shear stress on the other.

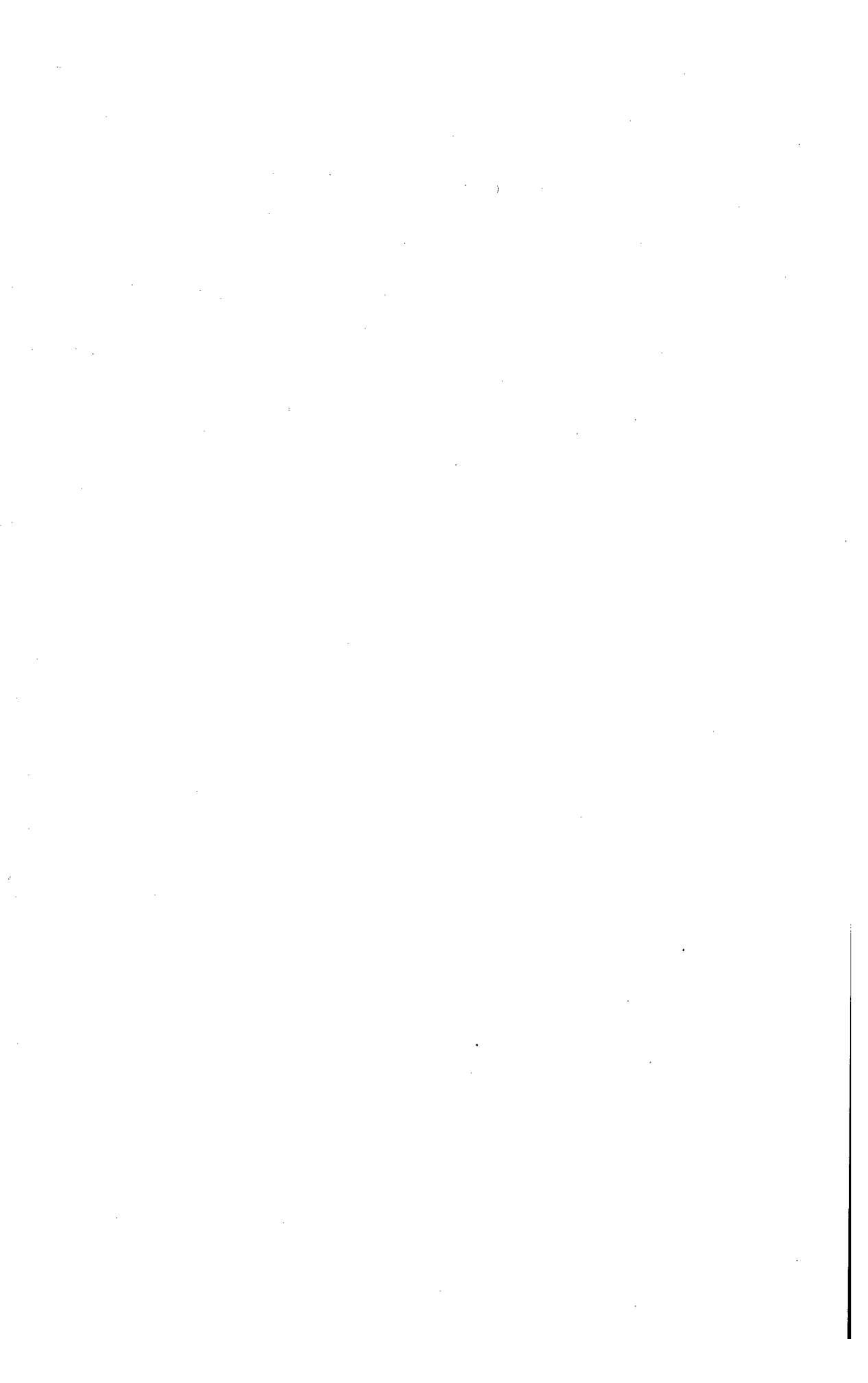
In order to be able to make the above mentioned comparison, it was deemed interesting not to compare for each particular case the turbidity measured in nature with that calculated from the canal tests, but to make an overall comparison by plotting all the results from nature on a single graph. This can be done by a method which will be described. The comparison of these results with the curve obtained from the canal tests is then possible and it shows that this calculated curve passes between the points measured in nature, and therefore that the two series of results are completely compatible. In addition, the comparison allows some light to be shown on certain aspects of entrainment of material in the transitory regime, by demonstrating the delay with which both entrainment and deposition of the load occur. Finally, an interpretation of the results obtained will be given, taking into account the presence of mud in the material comprising the estuary bed.



PART 4  
DESIGN AND CONSTRUCTION OF COASTAL WORKS







## Chapter 29

# ABOUT THE ESTIMATION OF THE NUMBER OF DAYS WITH FAVORABLE METEOROLOGICAL AND OCEANOGRAPHICAL CONDITIONS FOR ENGINEERING OPERATIONS ON THE SEA COAST AND IN ESTUARIES

P. Santema  
Rijkswaterstaat, Ministry of  
Public Works, The Netherlands.

### INTRODUCTION

When an engineering work has to be carried out on the sea coast, in estuaries, etc -for instance dredging operations, reclamation and harbour works, works for coast protection, etc- it is important to know the circumstances under which the work will have to be done. More in particular it is important to know the probable number of days with favourable meteorological and oceanographical circumstances to do the work. In many cases these data are available from experience. They are lacking, however, in remote areas, where no or only a few small works have been carried out so far. In this paper the factors dominating the possibility to work are discussed. A method for the calculation of the probable number of days with favourable conditions for engineering operations on the sea coast, in estuaries, etc., in remote areas, is indicated.

The days with favourable conditions for engineering operations will be indicated in this article, for the sake of brevity, by "A days".

### FACTORS DOMINATING THE POSSIBILITY TO WORK ON THE SEA COAST, IN ESTUARIES, ETC.

The possibility to work at a certain moment on a certain place in any water depends on many factors. Some of these are:

1. character of the work.
2. kind of equipment.
3. strength and direction of the currents.
4. velocity and direction of wind (see also 5 and 6).
5. height, length and direction of waves (see also 6).
6. direction in which a vessel is moored or anchored with regard to the direction of the wind and the waves.
7. fog and mist, ice and temperature.
8. distance to objects which may be a danger for a vessel -for instance shoals, a ridge under water, piers, etc.- and intensity of shipping traffic.
9. distance to a port of refuge or a safe roads.

10. duration of the period with adverse conditions for work.
11. human factors.

The character of the work to be done determines the kind of equipment to be used. This equipment will generally be of the existing types. A more detailed study of the circumstances under which the work has to be carried out, however, will sometimes lead to the conclusion that specially designed equipment will have to be used.

The strength of the current sometimes dominates the possibility to work, This is especially true in the case of fascine constructions. Fascine mattresses are used on a large scale in Dutch practice for protection of lightly erodable soils under water. The transport and sinking of these mattresses is only possible when the velocity of the water is small.

Otherwise these constructions are damaged or reach the bottom in the wrong position. In tidal regions especially the period round the turn of the tide is used for these operations. The limitary velocity for transport is 2,0 m/sec, for sinking 0,6 m/sec.

Also for the transport and placing of large elements, such as caissons, the strength of the currents is a dominating factor. Large caissons have been used in the Netherlands for the reconstruction of the dykes after the stormflood of February 1, 1953 (62 x 19 x 18 m<sup>3</sup>, 7000 tons displacement). Tugs with a total installed power of 5000 hp could tow such a caisson with a maximum velocity of 10 km/hour. This determines some limitary velocity of the water. The placing of these caissons asks for a nearly zero velocity.

In many cases data about the strength and direction of the currents are scarce. Measurements in the field are necessary, but usually the time available for this preparatory work is too short to learn enough about the statistical distribution of velocities in certain periods. Comparative studies about similar, better known areas and tidal calculations may also fill up the gap in our knowledge. Sometimes laboratory tests are valuable. Tidal calculations and laboratory tests are especially necessary if the work in progress influences the direction and strength of the currents. In the Netherlands a detailed knowledge of the currents on the coast and in the estuaries exists. A staff of mathematicians is specialized in tidal calculations and provides for data with respect to

\*) See also: Proceedings of the first conference on coastal engineering October 1950; chapters 18 and 19.



These data are based on visual observations. A wave pattern is usually dominated by a certain characteristic range of apparent waves on which the visual observations are based. Although it is difficult to indicate exactly the position of these apparent waves in the wave spectrum, the impression exists that they are comparable with the so called significant wave ( $H_{1/3}$ ). The use of a suitable type of recording instrument is necessary to learn something more about this. Such an instrument has now been developed by the Rijkswaterstaat (P.J. Wemelsfelder).

The above-mentioned figures are somewhat higher if the waves travel in the direction of the vessel, otherwise they are somewhat lower. Very short wind-generated waves, with a length much smaller than the length of the vessel, are not troublesome. Swell with a very low steepness causes a slow quiet movement of the vessel and thus also little trouble. For dredging in soft soil the limitary wave height is somewhat higher than in the case of a rocky bottom. The figures given for all operations with barges -except the self-tipping type- may be a little higher if the barges are not loaded to the upper limit.

Data about waves are very scarce. To learn more about these phenomena recording instruments may be installed. Reliable recording instruments have been developed only very recently and at present a small number of these instruments exists. Moreover, the time available for measurements is usually too short to get a statistically reliable picture of the wave motion. The modern fore- and hindcasting methods provide means of obtaining an idea of the conditions one may expect at a certain place. The bases for these calculations are the meteorological data discussed above. The hindcasting method uses data from preceding periods statistically and gives an idea of the probable number of A-days at a certain place. It is suitable especially to compare different places with regard to the roughness of the sea. (Example from Dutch practice: The dams for closing the estuaries in the southwestern part of the country may be built a short distance from the sea or somewhat more land-inward. What is the influence of this distance from the sea on the number of A-days and thus on the cost of these dams)? The forecasting method can be used in a warning system for work in places with extremely severe conditions. Both methods consist of two parts: in the first place the calculation of the deep water wave before it enters the shallow water region, if necessary corrected for diffraction, and in the second place the evaluation of the influence of shoaling water, including refraction and diffraction, and of currents, if any.

ABOUT THE ESTIMATION OF THE NUMBER OF DAYS WITH  
FAVORABLE METEOROLOGICAL AND OCEANOGRAPHICAL  
CONDITIONS FOR ENGINEERING OPERATIONS ON THE SEA  
COAST AND IN ESTUARIES

409

Human factors can have a great influence on the actual number of A-days recorded from a certain work. Examples are known that the number of A-days for dredging operations rose suddenly from the moment a dredger of a competing firm started work in the vicinity, but on a completely different job. The prestige of the crew came into play. During the reconstruction period after the stormflood of February 1, 1953 in southwestern Holland workmen sometimes did a job under extremely difficult circumstances and at another time, with the same circumstances, they said it was too hazardous. This could be explained by the momentary physical and psychological condition of the men. These factors seem to be of great importance always when a work has to be done under difficult circumstances.

CALCULATION OF THE PROBABLE NUMBER OF A-DAYS.  
EXAMPLES.

From the foregoing chapter it may be seen that the limitary wave height for all operations mentioned is rather low, mostly lower than 1,0 m and only in a few cases lower than 2.0 m. For wind-generated waves these small heights also mean small lengths, so that the influence of shoaling water and of refraction is only seldom of importance. This simplifies the calculations considerably. If the possibility exists that an ocean-swell of very low steepness penetrates into the region where the work has to be done, the situation is much more complicated. The influence of the currents on wave height and wave length is rather great. When the waves travel in the same direction of the current they are somewhat lower and longer than without the presence of a current, but when the directions are opposite the steepness of the waves grows rapidly. At places where the current turns periodically under influence of the tide, the duration of an A-day varies, for a certain direction of the waves and wind, as a function of the strength of the current. In the most unfavourable case this duration is reduced to a few hours round the turn of the tide. At some places the presence of shoals is a factor of importance. If the work can be done at high water as well as at low water and the number of A-days is different for these two waterlevels, one may suppose that the average number is valid for the whole work.

The above-mentioned method was applied for a few places on the Dutch coast where the average number of A-days is known from experience. The kind of the work was such that the probable number of A-days was determined mainly by the waves. With the help of records of: height, length and direction of waves at the place of the Dutch lightships, some 25-30 kilometres away, direction and velocity of the wind at the place itself, and the limitary wave height for that special kind of

work, the number of A-days could be calculated with the well-known methods for the calculation of wave height. The strength of the currents influences only the duration of an A-day. A correction for fog was applied. Data about fog were available for the places under consideration. Meteorological conditions are such that there is fog only on days when the waves are very small.

The result of the calculations was as follows:

Place and kind of work	1 Average number of A-days from experience*)	2 Calculated number of A-days from limitary wave-height*)	3 Correction for fog and mist and ice*)	4 Calculated number of A-days*)	5 Ratio 1:4
1. <u>Hook of Holland</u> , entrance channel to the Rotterdam Water- way, dredging with a suction hopper dredger	29-32%	42%	4%	38%	0.76-0.84
2. <u>West coast province Zuid-Holland</u> , construction of groynes for coast protection	33%	41%	4%	37%	0.89
3. <u>Island of Vlieland</u> , construction of groynes for coast protection	26%	36%	5%	31%	0.84
	Average				0.85

Generally the number of A-days is lower -in the above-mentioned cases 0.85x- than the calculated number. This can be explained by the fact that a decision to start or to stop the work is not only determined by the momentary meteorological and oceanographical situation, but also by the forecasts. If the forecast is unfavourable and work has to be done at more favourably situated, quieter, places also, the material may be brought to these places before the limitary conditions are reached.

The method presented here must be seen only as a first trial to learn something more about the problem in question.

\*) Expressed as a percentage, also independent on Sundays, etc.

## Chapter 30

### LE VENT ET LA HOULE, Leur Valeur Maxima

Paul A. GILLE  
Ingénieur en Chef du Génie Maritime (R)

#### Ière PARTIE - LE VENT

Le vent, provoquant la formation de la houle, doit être étudié tout d'abord.

#### VITESSE DU VENT -

Ce qui importe c'est de connaître les plus grandes vitesses d'un vent susceptible de durer un temps suffisant pour créer une houle. Une rafale violente et très courte lèvera peu de houle, mais peut provoquer le déferlement d'une houle déjà établie. Il peut en résulter un danger grave pour une embarcation, mais beaucoup moindre (sauf avarie locale) pour un navire d'une certaine dimension.

Nous serons donc amenés à ne considérer que les vents dont la moyenne sur quelques heures se maintient élevée; et parmi ceux-ci les plus forts - susceptibles de créer la mer la plus forte à laquelle doivent résister les navires et les ouvrages des côtes.

#### ECHELLES D'INTENSITE -

On classe communément les intensités des vents suivant des échelles dont les degrés croissent avec la vitesse du vent. La plus répandue est celle de Beaufort, de 12 degrés qui étaient définis par l'action du vent sur la voilure des bateaux.

Il n'est pas besoin d'insister sur ce que cette classification a d'arbitraire et d'imprécis. Aussi est-il nécessaire de la compléter par la vitesse du vent correspondant aux degrés successifs.

Mais, suivant les auteurs, les vitesses correspondantes ne sont pas exactement les mêmes. Nous donnons ci-après celle du Commandant Rouch (Météorologie et Physique du Globe - Payot 1941 Tome III).



	Vitesse (Mètres seconde)	Manoeuvre correspondante des bateaux à voile
0 Calme (calm)	0 à 1	
1 Presque calme (light air)	1 à 2	
2 légère brise (light breeze)	2 à 4	
3 Petite brise (Gentle breeze)	4 à 6	
4 Jolie brise (moderate b.)	6 à 8	
5 Bonne brise (fresh b.)	8 à 10	On serre les cacatois
6 Bon frais (strong b.)	10 à 13	On serre les perroquets
7 Grand frais (moderate gale)	14 à 16	Sous huniers et basses voiles (1 ris)
8 Petit coup de Vent (fresh gale)	17 à 20	2 ris dans les huniers
9 Coup de vent (strong gale)	20 à 24	Huniers fixes seuls ; basses voiles au bas ris
10 Fort coup de Vent (whole gale)	24 à 28	Cape sous hunier fixe et voile au bas ris
11 Tempête <i>storm</i>	28 à 32	Voiles de cape seules
12 Ouragan (Hurricane)	32 (45 m)	Sec de toile

On peut en déduire :

a) Les vitesses jusqu'à 9 inclus (24 m/sec.) permettent la navigation à voile. La cape doit être prise pour les vents 10 et 11 (24 à 32 m/sec.); 12 est l'ouragan (vitesses supérieures à 32 m/sec).

b) D'après le tableau Rouch il n'y aurait donc que les ouragans (plus ou moins exceptionnels) qui donneraient les vitesses supérieures à 32 m/sec. (115 Kilomètres/heure).

Or d'autres classifications donnent des vitesses supérieures:

1/- Czerny (Pet-Mit. 1870), classant les forces 1 à 5 et, en outre, l'ouragan donne :

5 (vent violent)	28 m.
- (ouragan)	<u>45 m. (162 Kilom./h.)</u>

2/- Des documents provenant de Manuels de la Marine anglaise donnent pour l'échelle de Beaufort :

Vitesse :

9	56 milles, soit 85 K/h	ou	23 m/sec.
10	65 "		
11	75 "	120 "	" 33
12	90 "	144 "	" 40

3/- L'annuaire du Bureau des Longitudes donne une double échelle reliant celle de Czerny et l'échelle de Beaufort :

Vitesses

5 - Vent violent (brisant les petites branches des arbres)	9 - coup de vent	18 à 21 m/sec.
	10 - fort coup de vent	21 à 25 m/sec.
Ouragan (renversant les che- minées, déracinant les arbres)	11 - Tempête	25 à 30 m/sec.
	12 - Ouragan	supérieur à 30 m.sec.

4/- L'étude de Lavanchy (Etudes et construction des lignes aériennes) donne 10 degrés seulement dont :

6 - Grand vent	20 m/sec.
7 - Tempête	24
8 - Grande Tempête	30
9 - Ouragan	36
10 - Grand ouragan	45 (162 Kilom/heure)

#### RELEVES RECENTS -

Vers 1890, les relevés par anémomètres semblaient indiquer un maximum de vitesse de 128 Km/heure (35,5 m/sec.)

Vers 1899, on enregistra à Porto Rico des maxima de 190 et 220 Kilom/h. (52,5 et 60 m/sec.); mais à ces vitesses les anémomètres cessent de fonctionner.

En fin 1948, une tempête très forte permit d'obtenir les relevés suivants :

Au Bourget	108 Km/h	soit	36 m/sec.
A Nantes	122 "		
A St-Quentin	133 "		
au sommet de la Tour Eiffel	144 "	"	41 m/sec.

concordants avec un relevé en Angleterre de :  
120 Km/h.

4bis/- On aurait relevé en Amérique à Houston (Texas), en Septembre 1943 :  
166 Km/h, soit 45 m/Sec.

Dans les convois de l'Arctique, (pendant la guerre), dans les explorations de l'Antarctique (Mission du Charcot), on a eu l'occasion de constater des vitesses considérables :

60 noeuds	soit	110 Km/h.
80 "	"	148 Km/h.

ce qui confirme la donnée du "Majestic" (Oct. 1954) d'une tempête de 90 noeuds soit 167 Km/h.  
et dans l'Arctique, du maximum de 220 Km/h.

Les tornades ou cyclones tropicaux donnent des vitesses encore plus élevées :

En Floride	250 à 300 Km/h.,	soit	70 à 80 m/sec.
Au Mount Washington	360 Km/h.	soit	100 m/sec.
(Avril 1954)			

Il semble donc que dans les mers occidentales, et partout en dehors des typhons, on ait à compter sur un maximum de :

110 noeuds ou 200 Km/h. soit 55 m/sec.

La fréquence des grands vents étant d'ailleurs en raison inverse de leur intensité.

Il semble en effet que l'on n'ait que :

1 ou 2 fois par an	une vitesse égale	30 m/sec.	à Calais
1 fois			à Marseille
1 fois	tous les deux ans		à Brest.

La vitesse maxima à considérer serait donc :

Grand vent fréquent  
permettant la navigation

24 m/sec.

Tempête peu fréquente  
(1 fois par an ou tous les 2 ans)

30 m/sec.

Vent exceptionnel

55 m/sec.

EFFET DU VENT -

L'effet du vent se traduit par une pression qui a été étudiée

- a) par des expériences de laboratoire ;
- b) par les résultats des tempêtes sur des objets déplacés ou détruits.

Il n'y a pas eu toujours de rapprochement entre ces deux séries de résultats. Alors que les essais de Borda datent de 1765, ceux de Morin de 1835, le constructeur anglais Thomas Bouch construisait un pont suspendu sur le Tay en le calculant seulement pour un effort de vent de 10 livres par pied carré, soit 48 kgs par mètre carré, ce qui correspondrait, on le verra plus loin, à une vitesse du vent de 25 m/sec.

Le pont fut détruit par une tempête en 1879 et le projet, étudié par Bouch sur des données analogues, pour le Firth of Forth abandonné. Le Board of Trade imposa le calcul du pont sous un effort de 56 lbs/par sq. f., soit 273 Kgs par mètre carré ce qui correspondrait à un vent de 58 m/sec. environ. Actuellement la règle usuelle en Angleterre est de 50 livres au pied carré soit 244 Kgs au mètre carré.

ESSAIS METHODIQUES -

Les essais ont été nombreux et effectués surtout sur des surfaces planes de petite dimension. Les expérimentateurs ont admis en principe la formule :

$$P \text{ (normale)} = KSV^2 \quad (S \text{ surface en m}^2, V \text{ en m/sec.})$$

Borda a trouvé, dès 1763 :	K = 0,097	(plaques mues par un manège)
Morin donnait en 1835 :	K = 0,100	(idem)
	1837 :	K = 0,085 (chute d'un objet dans l'air)
Paris 1872 :	K = 0,126	
Proude 1876 :	K = 0,09	
Langley (1)	K = 0,083	(plaque de 929 cm <sup>2</sup> )

Lavanchy (Ouvrage cité précédemment) rassemble les résultats suivants des divers expérimentateurs :

- (1) Langley (1834-1906), peu connu en France, est donné en Amérique comme l'inventeur de l'aéroplane, par ses nombreux essais qui ont conduit les frères Wright à leur appareil, le premier qui ait volé, en fait, avec succès.

Eiffel	K = 0,070 à 0,079	(suivant forme du plan)
Colonel Renard	K = 0,109	face plan en avant
(1904)	K = 0,0333	1/2 sphère convexité en avant
	K = 0,0135	sphère
	K = 0,0507	cylindre
Canovetti	K = 0,077 à 0,088	pour différentes vitesses
(1903)		

On admet souvent pour le calcul des ouvrages,  $K = 0,120$  (Angleterre) ce qui n'a pas d'inconvénient, car on prend, dans ce cas, une limite supérieure qui serait plutôt trop élevée.

D'autre part, il faut distinguer :

- 1/- Les surfaces planes pour lesquelles les résultats précédents indiquent qu'on peut prendre  $K = 0,08$
- 2/- Les surfaces arrondies vers l'avant pour lesquelles on peut prendre
 

cylindre	$K = 0,05$
sphère	$K = 0,03$
- 3/- Les surfaces arrondies en sphère (AV et AR) pour lesquelles on aurait des valeurs encore inférieures, ainsi que pour les surfaces carénées (AV et AR très effilés) pour lesquelles on pourrait tomber à des valeurs encore moindres: 0,01 et au-dessous. (1)

De l'ensemble de ces résultats, on peut déduire les données approximatives suivantes sur les vitesses des vents et les pressions exercées sur une surface plane :

Echelle de Beaufort	Noeuds	Vitesses Km/h	Mètres/sec.	Pression au m <sup>2</sup>
6	24	44,5	12	11 Kg,5
7	30	55,5	15	18 Kg
8	37	68,5	19	29 Kg
9	44	81,5	23	42 Kg
10	52	96	27	58 Kg
11	60	111	31	77 Kg
{ Ouragans				
12	90	165,7	46	170 Kg
{ Vent exceptionnel				
Typhons	(135	250	69	380 Kg
	(162	300	80	550 Kg

(1) Noter que les chiffres donnés par M. Rouch (op.cit.) pour les pressions correspondant aux vitesses des divers degrés de vent paraissent trop faibles (moitié environ).

Dans les zones où ne se forment pas les typhons, on peut donc considérer le vent à 200 Km/h comme exceptionnel, et les ouragans les plus violents ceux de 165 Km/h.

Ceci concorde avec les règlements pour le calcul des ouvrages à terre (circulaire du 10 Mai 1927) où les surcharges dues à la pression du vent sont prises au maximum à 250 Kg par m<sup>2</sup> et la pression maxima compatible avec la circulation sur les ouvrages à 150 Kgs au m<sup>2</sup>.

Il faut en conclure :

- 1/- La réglementation en usage quant aux efforts du vent sur les structures sont suffisantes pour les navires naviguant dans les zones occidentales, CÔtes N et S Amérique, y compris Arctique et Antarotique. Pour les navires ayant à circuler dans les zones où les typhons sont fréquents il sera prudent de prévoir une résistance des superstructures résistants à des efforts de 400 Kgs au m<sup>2</sup> au moins.
- 2/- En ce qui concerne l'action de la mer et des houles qui résultent des vents pouvant souffler un certain temps dans la même direction, il semble qu'on ne doive considérer que les vents de 60 à 75 noeuds soit 200 Km/h.

Pour les typhons donnant des conditions de mer spéciales, il y aura lieu de les considérer comme très particulières, sortant des conditions ordinaires des calculs.

### 2ème PARTIE - LA HOULE

Il existe de nombreux relevés des houles rencontrées par les navigateurs, mais ces relevés ont été, depuis cinquante ans, plus nombreux et plus méthodiques; du fait des travaux d'observateurs ayant recueilli eux-mêmes un grand nombre d'observations, du fait aussi des navigations dont la régularité et la fréquence ont permis de multiplier les observations; enfin de ce que des cas particuliers comme les convois de l'Arctique et les explorations antarotiques, ont favorisé la rencontre d'observateurs avec des circonstances où se formaient des houles jusqu'alors peu connues.

Si l'en considère, par exemple, que le vent de 30 m/sec. (60 nds) ne se rencontre guère que tous les 2 ans dans la région de Brest on peut en déduire que de nombreux marins auront doublé la pointe de la Bretagne sans rencontrer une mer correspondant à un vent de 60 noeuds.

Il n'en est pas moins nécessaire d'étudier le cas d'une mer exceptionnelle et ses effets sur la structure des navires; d'ailleurs nous verrons que les procédés normaux de construction, en usage, actuellement, donnent aux navires une sécurité suffisante. Au contraire dans le cas des anciens navires en bois, la structure facilement déliée était bien moins résistante.

De là on peut déduire la raison des disparitions nombreuses des anciens navires en bois (et à voiles), alors qu'il est très rare aujourd'hui qu'un navire disparaisse "corps et biens". (1)

De toutes ces observations récentes, et surtout celles très nombreuses du Dr. Vaughan Cornish (2), on peut déduire les caractéristiques des houles correspondant aux vitesses du vent.

La Fig. 1 donne les diverses caractéristiques de la houle en fonction des degrés de l'échelle de Beaufort. Les éléments en ont été tirés de l'ouvrage de K.C. Barnaby et traduits en mesures françaises (3). Les principaux éléments en sont résumés comme suit :

Echelle de Beaufort	Longueur de la houle de crête en crête L	Hauteur de la houle H	Rapport $\frac{L}{H}$
5	60	4,5	13
6	75	5	15
7	120	6,5	18
8	170	8,5	20
9	250	10	25
10	350	11,5	30
11	525	13,5	38
12	700	15,5	45
Ouvrages maximum		16,5 à 17,5	

On constate ainsi que les houles courtes sont creuses

(  $\frac{L}{H} = 13$  pour  $L = 60$  m.)

Les houles longues beaucoup plus plates.

D'après les relevés les plus récents, les grandes hauteurs ne sont connues que dans les mers du Sud ou l'Arctique, correspondant aux grandes longueurs de houle et aux vents violents soufflant pendant des durées très longues.

On peut donc dire que dans les mers d'Atlantique, on rencontrera peu de houles dépassant 13 m. de hauteur et 350 m. de longueur.

Comme il est admis que l'effort maximum, sur une charpente de navire correspond à une houle de longueur égale à celle du navire, il

- 
- (1) La T.S.F. permet depuis 40 ans, de prévenir des accidents et d'obtenir des secours, mais n'empêcherait pas la perte d'un navire par insuffisance de résistance de sa charpente métallique.
  - (2) Océan Waves - Cambridge 1934
  - (3) Kenneth C. Barnaby-Basic Naval Architecture - Hutchinson's Publications 1948.

sera raisonnable de prendre :

Pour un navire de	60 m	une houle de	60 m	et	4,5 m	de hauteur	
"	75 m	"	75		5 m	"	(L/H = 13)
"	170 m	"	170		8,5 m	"	(L/H = 15)
"	250 m	"	250		10 m	"	(L/H = 20)
							(L/H = 25)

On voit, ce que nous devons retenir par la suite, que les grands navires sont avantagés par rapport aux petits, la houle à considérer étant plus plate que celle à envisager pour les petits navires.

#### HAUTEUR DES VAGUES - EN FONCTION DU FETCH -

L'état de la mer sous l'action du vent, dépend de la distance sur laquelle il agit librement. La distance entre le point d'observation et la terre la plus proche au vent constitue le Fetch.

Plus cette distance est grande, plus la hauteur des lames est considérable, on peut l'exprimer par la formule :

$$H \text{ en pieds} = 1,5 F \qquad F \text{ fetch en milles nautiques}$$

$$\begin{aligned} \text{Si } F &= 144 \text{ milles, } H = 18 \text{ pieds} = 5 \text{ m, } 50 \\ F &= 400 \text{ milles, } H = 30 \text{ pieds} = 9 \text{ m.} \end{aligned}$$

On donne parfois comme fetch limite :

$$900 \text{ milles, ce qui donnerait : } H = 45' = 13 \text{ m, } 5$$

En Méditerranée, le fetch ne dépasse pas 450 milles, on aura  $H = 9 \text{ m}$ . ce qui correspond à la mer ayant causé de gros dégâts aux nouvelles jetées du port d'Alger. (On admettait jadis un maximum de 7 à 8 m.)

Si l'on se reporte aux tableaux précédents, on voit que, à ces hauteurs, correspondent des longueurs assez bien déterminées; donc dans des mers, relativement étroites, on aura des mers courtes et creuses: c'est le cas de la Méditerranée, de la Manche, de l'Adriatique.

Là les grands navires ne souffriraient pas, portant sur plusieurs lames; les petits navires sur une houle de leur longueur, très creuse, subiraient des efforts plus importants. Ce qui est conforme à l'expérience.

Pour les houles provenant de vents soufflant sur grandes distances, la hauteur ne paraît plus augmenter à partir d'une certaine valeur de fetch; qu'on prenait ordinairement de 900 milles - ce qui donnerait une hauteur de  $H = 45 \text{ pieds} = 13,5 \text{ m}$ .



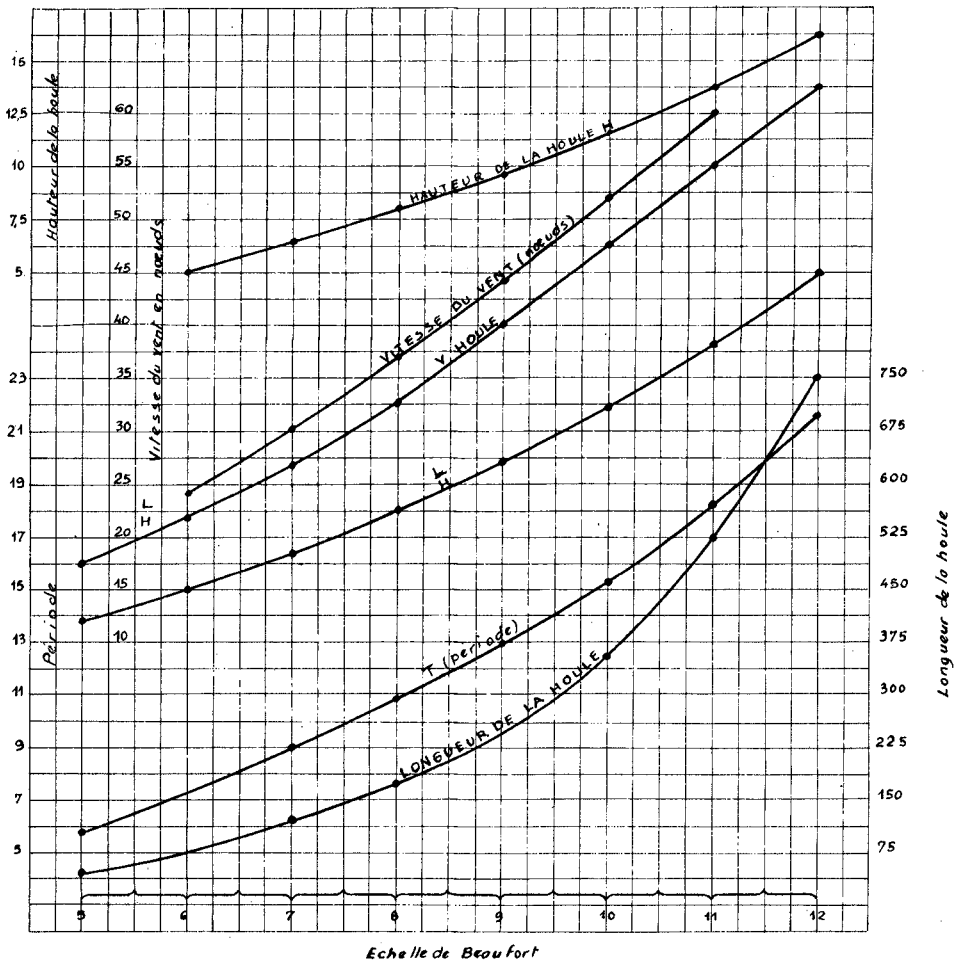


Fig. 1

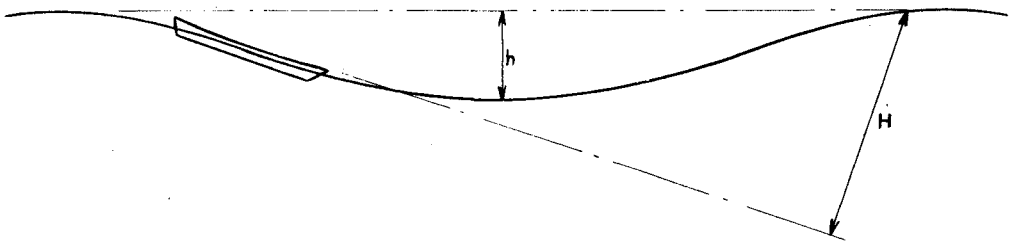


Fig. 2



Fig. 3

Ce chiffre paraît faible et doit provenir d'un nombre d'observations insuffisant, surtout dans les zones où les vents atteignent des vitesses très élevées à l'état permanent.

En reprenant la formule :  $h = 1,5 F$ ,  
on trouve pour  $h = 17,5$  ou  $58'$   $F = \underline{1400 \text{ milles}}$

Ce serait donc la distance à partir de laquelle la hauteur des vagues ne croîtrait plus.

#### VAGUES EXCEPTIONNELLES -

Si l'on admet toutes les données précédentes, la hauteur de la plus grande lame sur laquelle peut se trouver un navire serait donc

sur l'Atlantique .....	13 m. environ
dans les Mers du Sud et l'Arctique	17 m,5
en Méditerranée .....	9 m.

Ceci écarterait la possibilité de rencontrer les lames de 30 m. qu'avait indiquées Dumont d'Urville, chiffre aigrement contesté à l'époque par Arago.

Cependant des observateurs sérieux ont plusieurs fois à nouveau confirmé des hauteurs analogues à celle de Dumont d'Urville; la plus grande fréquence des transports, dans de très mauvaises mers (Guerre de 40-45) a pu offrir une probabilité accrue de rencontrer des cas exceptionnels.

Il faut cependant tenir compte de divergences d'interprétation dues à une crainte inconsciente de l'observateur, aussi bien qu'au fait que celui-ci, placé sur la pente descendante de la lame peut attribuer à la hauteur une valeur  $H$  très supérieure au creux  $h$ . (Fig.2)

C'est ainsi que de nombreuses observations dans des tempêtes de l'Atlantique N ont donné des appréciations très diverses de hauteur; les unes de 13,5 à 15 m, alors que d'autres s'élevaient à 21 m.

Il faut donc n'accueillir que les Résultats annoncés par des observateurs très sérieux, opérant d'une manière très précise.

Pour les Mers du Sud, les dernières observations (1) faites ne donnent pas de hauteur supérieure à 12 m.

avec des vents de 60 milles  
et des longueurs de 200 m.  
paraissant d'ailleurs faible, par rapport à la vitesse observée du vent.

---

(1) Dubard et L.M. Bayle - Le Charcot à la Terre Adélie.

Il reste donc seulement quelques observations à retenir :

- 1/- En 1926, le paquebot Majestic accuse une vague de 90 pieds = 27 m. avec un vent de 90 milles/h.

La hauteur qui semblerait correspondre à ce vent serait de 14 m. d'après les données générales indiquées précédemment.

- 2/- Les observations du RAMAPO (1) donnent, pour une longueur de houle de 360 m. 34 m. et une période de 14 sec,8 ; lame exceptionnelle, mais dans la même tempête, on aurait relevé d'autres de 23 m. 26 m. 33 m. et 36 m.

Or la longueur de 360 m. correspond à une période d'environ 15 sec. alors que la hauteur maxima n'aurait dû être pour cette longueur que de 12 m.

- 3/- Les hauteurs maxima qui résultent d'un grand nombre d'observations semblent donc parfois dépassées et Vaughan Cornish admet lui-même comme digne de foi des observations :

en Octobre 1921 - Pacifique, Sud du Japon	21 m.
en Décembre 1922 - Atlantique Nord	24 m.
et d'autres de	18 à 27 m.

Il semble donc bien qu'avec des traversées plus fréquentes dans des mers mauvaises, on ait eu plus d'occasions de rencontrer des hauteurs sensiblement plus fortes.

Y a-t-il donc une discordance inexplicable avec les nombreux relevés donnant les hauteurs limites qui ont été indiquées précédemment et celles, exceptionnelles, qui paraissent cependant se confirmer.

Certains ont, très justement, pensé que la superposition de 2 ondes pouvait donner une amplitude, grosse mode, égale à la somme des 2 amplitudes. C'est ce qui peut-être aisément calculé mathématiquement. On a attribué à un changement d'intensité du vent une nouvelle série d'oscillations venant donner cette superposition.

Il y a lieu de penser aussi que le vent, sans changer de direction, peut croître en violence par paliers donnant des nouvelles séries d'ondulations. On aurait donc superposition de 2 ou 3 séries d'ondulations, dont l'amplitude maxima serait la somme des amplitudes de chaque mouvement périodique.

---

(1) J. Rouch - Traité d'Océanographie t. II, p. 31.

On sait que la superposition de 2 mouvements oscillatoires qui en acoustique donne le phénomène des battements est calculable mathématiquement de manière simple :

Soient les 2 mouvements oscillatoires définis par :

$$y_1 = a_1 \sin 2 \frac{t}{T}$$

$$y_2 = a_2 \sin 2 \frac{t}{T'} ; \text{ et } \frac{1}{T'} = \frac{1}{T} + \frac{\xi}{T} ;$$

$\xi$  étant petit par rapport à T.

L'amplitude du mouvement résultant à période T sera :

$$A = a_1^2 + a_2^2 + 2 a_1 a_2 \cos 2 \frac{\xi}{T} t$$

A variera de  $a_1 - a_2$  à  $a_1 + a_2$  ;

la période des renforcements, si  $\xi = 1/10$ , sera  $\theta = 10 T$ .

On aura un mouvement ondulé :

(si  $a_1 = a_2$ , l'ondulation varie de 0 à 2a)

$$H = 2 a_1 + 2 a_2$$

$$H' = 2 (a_1 - a_2)$$

Si les 2 houles sont de vitesse et intensités voisines, on a :

$H = h_1 + h_2$  soit à peu près  $2 h_1$  ; la houle peut doubler de hauteur par rapport à la houle correspondant au vent correspondant. (Fig. 3)

Pour les houles consécutives à une tempête qui s'exerce par suite de coups de vent à vitesse croissante, le phénomène peut se produire.

Pour les houles moyennes, plus fréquentes, nul de ceux qui ont navigué n'ignore que les hauteurs sont fréquemment variables, qu'à des lames petites succède une série de lames de hauteurs croissantes.

On disait jadis que pour virer de bord une embarcation ou un petit navire, il fallait compter 3 grosses lames et virer, pour se présenter alors par le travers dans les ondulations plus faibles.

Ce vieil usage concorde avec la démonstration qui précède.

Des conclusions importantes sont à tirer de ces considérations.

- 1/- Des lames exceptionnelles peuvent se produire, par superposition de mouvements de houle de périodes voisines. En ce cas on a des trains d'ondes, d'amplitude variable, avec des lames très hautes, s'affaiblissant jusqu'à être au contraire presque nulles puis croissantes jusqu'à un nouveau maximum.
- 2/- En se reportant au tableau A, les hauteurs maxima pourraient être doublées, on aurait des hauteurs :

par vents voisins de 30 noeuds	.....	13 m.
"	40 "	..... 17,5
"	50 "	..... 23
"	60 "	..... 27,5
"	ouragans	..... 33

ce qui concorde avec les observations qu'on peut considérer comme dignes de confiance.

- 3/- Ce qui est important à noter c'est qu'au voisinage du maximum, l'ondulation voisine est à une distance déterminée par la période P d'onde à la longueur  $2L$  et le rapport  $\frac{L}{H}$ , devient

$$\frac{L}{2H} ; \text{ l'escarpement de la houle est peut-être doublé.}$$

Le tableau donné précédemment, doit donc être modifié si l'on veut calculer le moment fléchissant auquel est soumis un navire placé sur une houle de même longueur.

On aura :	Cas ordinaire		Cas exceptionnel	
	H	$\frac{L}{H}$	H'	$\frac{L}{H'}$
Navires de 120 m.	6,5	18	13	9
170 m.	8,5	20	17	10
250 m.	10	25	20	12,5
300 m.	11	28	22	14

Ceci a donc une grande importance et nous serons amenés à en envisager plus loin les conséquences.

#### EFFETS DES TYPHONS OU CYCLONES -

Le cyclone consiste en un mouvement en tourbillon qui se propage suivant une large courbe (Océanie, Antilles, etc...)

Il est caractérisé par un changement continu de la direction du vent en un point fixe, et un vent très violent.

Il en résulte une grande complexité des oscillations de l'eau de mer, un grand nombre d'ondes de directions différentes se superposant et créant un clapotis gigantesque - vagues très courtes pouvant atteindre 20 à 30 m., donc à pentes très abruptes.

Un grand navire portera sur plusieurs crêtes, mais celles-ci déferleront sur le pont et seront dangereuses, pouvant défoncer des écoutilles, des panneaux et introduire des masses d'eau dans le navire. Sur un petit navire placé sur des oscillations de sa longueur (50 à 60 mètres), pour 20 m. de hauteur, donc avec  $\frac{L}{H} = 3$ , ce qui provoque le déferlement, la situation peut-être  $\frac{L}{H}$  désespérée.

La sécurité du navire ne dépendra que de la solidité et l'é-tanchéité des panneaux, roofs, etc..; pour les petits navires la flexion peut devenir très dangereuse. Il sera indispensable que le navire manoeuvre pour éviter le cyclone ou s'écarte des zones les plus dangereuses; la manoeuvre est connue et facilitée maintenant par les prévisions de marche des cyclones et par l'annonce qui en est faite par radioc.

Mais il est impossible de prévoir une construction de coque de navire susceptible de supporter tous les efforts dus aux cyclones, ceux-ci étant difficilement prévisibles.

Il n'y aura donc, pour le sujet qui nous occupe, qu'à examiner les effets des mers à régime régulier, soulevées par des vents à direction à peu près régulière et les vagues exceptionnelles qui peuvent se présenter dans ce cas.

4/- Faudrait-il prendre en considération les petites longueurs de houle, et les efforts sur les petits navires correspondants ?

On arriverait alors à des houles très creuses, infligeant aux petits navires l'action de moments fléchissants énormes.

On aurait par exemple, pour : L = 60 m. Houle H = 9;  $\frac{L}{H} = 6,5$

Mais il semble :

- a) que la houle de 9 m. en Méditerranée (accident aux jetées d'Alger) correspondait à une longueur normale (170 m.)
- b) que ces houles courtes soient celles des mers fermées (fetch faible); or, dans ces mers, l'amortissement du mouvement oscillatoire est de très courte durée. La houle très vite amortie ne sera pas soumise à une autre houle de période voisine superposée.

En définitive, pour les petits bateaux (inférieurs à 80 m), il

paraît suffisant de considérer les houles du tableau p. 8 et du graphique A.

Pour les grands navires, 100 m. et au-delà, il faudra considérer deux cas, les houles normales et les houles exceptionnelles.

### 3ème PARTIE - LES NAVIRES SUR LA HOULE

L'action de la houle sur les navires peut être étudiée de plusieurs points de vue :

La tenue du navire, en stabilité, sont particulièrement importantes à envisager, ainsi que les roulis et tangages qu'elles lui impriment.

Nous nous bornerons ici à considérer les efforts que la houle provoque dans la charpente du navire - efforts auxquels la structure doit être établie de manière suffisamment solide pour résister.

En eau calme, chaque tranche transversale est soumise à deux actions opposées: le poids de la tranche, coque et tout ce que renferme la tranche, s'exerçant de haut en bas; la poussée hydrostatique de bas en haut, due au déplacement de la tranche considérée.

Comme les poids ne sont pas exactement équilibrés dans chaque tranche, par le déplacement de la tranche considérée, il existe des efforts résultants donnant des efforts tranchants et un moment de flexion longitudinal qui peut être aisément calculé.

C'est ce calcul qui détermine le choix et la disposition des échantillons de la charpente métallique ainsi que leurs liaisons.

De l'eau calme transportons le navire sur la houle ; les actions hydrostatiques sont différentes, la surface de l'eau n'étant plus horizontale et les déplacements, donc les poussées, dans chaque tranche, se trouvent modifiés. D'où une modification importante des efforts et du moment de flexion, qui généralement est accru.

A cet effort statique s'ajoutent des efforts dynamiques dus aux mouvements du navire et aux actions hydrodynamiques; ceux-ci sont plus difficiles à calculer mais peuvent devenir importants, surtout sur les petits navires (1), ainsi que l'effet des forces d'inertie dans les

---

(1) Nous nous référons au cours d'Architecture Navale (1948) de l'Ing. en Chef Amiot (actuellement Ing. Gén. du C. Maritime) professeur à l'Ec. Nle Sup. du Génie Maritime.

mouvements de tangage et du pilonnement; celles-ci pourraient sur un torpilleur de 64 mètres et 22 noeuds majorer de 17,8 % le moment statique.

Ici nous nous bornerons à examiner la majoration au moment de flexion en passant de l'eau calme à la houle.

En calculant les effets de celle-ci, on trouve que l'action de la houle est maxima pour une houle de longueur voisine de celle du navire; le navire peut être posé sur cette houle dans deux positions différentes :

1) Crête au milieu; le navire est soulevé par le milieu, l'avant et l'arrière tendant à tomber, la flexion (arc) tend à courber le navire avec convexité vers le haut.

2) Creux en milieu; le navire est surélevé par les extrémités, les déformations sont inverses des précédentes (contr'arc).

(le premier cas est la "hogging position" des Anglais, la seconde "sagging position").

On admet que, pour les grands paquebots, les efforts (statiques) dus à la houle sont les mêmes dans ces deux cas. Il suffira donc de les étudier pour un seul d'entre eux.

#### HOULES A CONSIDÉRER -

L'étude des actions de la houle sur le navire est donc faite sur une houle de longueur égale à celle du vaisseau.

Quant à la hauteur, on prend généralement une houle de hauteur égale à 1/20 de la longueur.

En réalité cette règle serait insuffisante pour les petits navires (houles courtes) et trop sévères pour les grands navires (houles longues).

Il faudrait donc en réalité, prendre des houles proportionnelles beaucoup plus raides pour les petits navires.

En fait, pour les grands bâtiments, on estime que pour un navire déterminé (dimensions et chargement) la variation de hauteur, de 1/16 à 1/25 de la longueur donne une variation du moment de flexion de  $\pm 10\%$ .

Pour étudier l'importance, d'après ce que nous avons dit précédemment, des houles de hauteur exceptionnelle, nous en avons fait l'application à une carène théorique de paquebot de 240 m. de longueur, donc à une houle de cette longueur et de hauteur  $\frac{240}{20} = 12$  m.



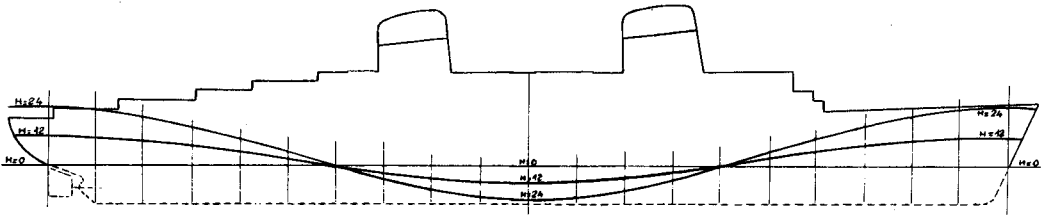


Fig. 4 paquebot de 240 m

Courbes des aires des couples  
d'un Navire de 240 m.

En eau calme  $H=0$   
Sur houle de 12m  $H=12$   
Sur houle de 24m  $H=24$

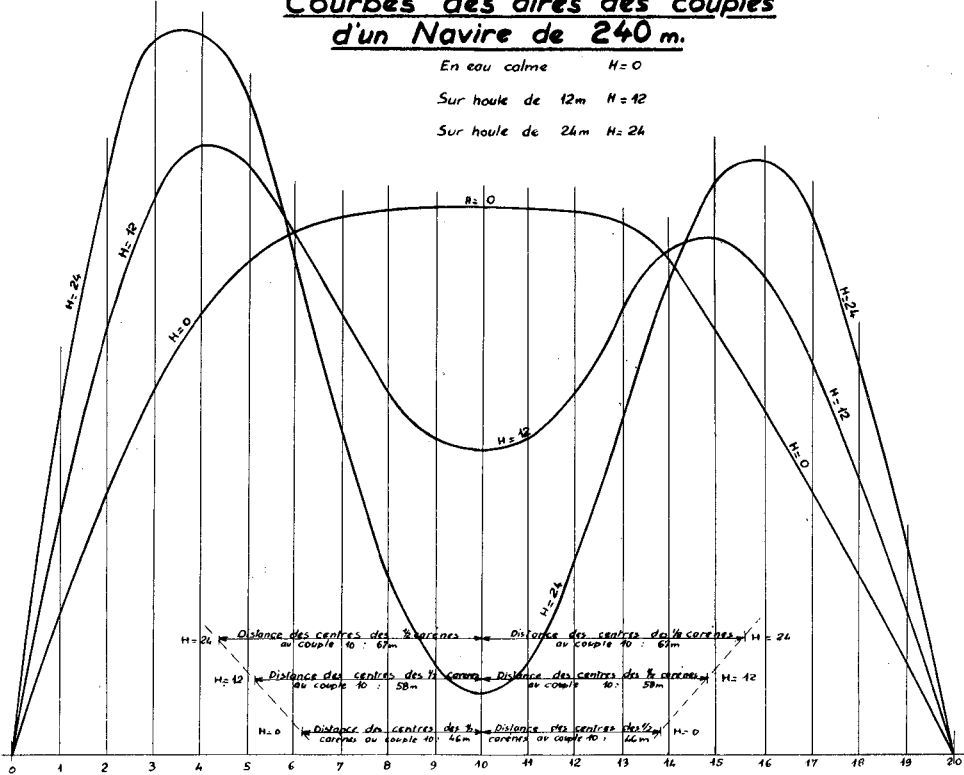


Fig. 5

qu'on peut trouver dans de fortes tempêtes sans qu'elle soit fréquente, mais doit être considérée comme très possible.

Au contraire, la houle de hauteur double: 24 m. sera une houle non impossible, mais exceptionnelle, qu'un même navire peut ne jamais rencontrer au cours de son existence. Cependant, du fait même de sa possibilité, même exceptionnelle, il nous paraît utile d'en étudier les effets sur le navire en question.

Nous examinerons le navire dans les cas suivants :

- 1) Eau calme
- 2) Houle de 12 m. et 12 m. de hauteur,
- 3) Houle de 24 m. et 24 m. de hauteur,

Pour obtenir le résultat cherché, c'est-à-dire l'accroissement du moment de flexion dans les cas (2) et (3) par rapport au cas (1), nous prendrons la courbe des aires des couples du navire (équivalente à la courbe des déplacements de chaque tranche du navire; dans les 3 cas; eau calme et les deux houles, la surface de celles-ci devant limiter une carène de même déplacement qu'en eau calme.)

Nous figurons sur un même schéma les 3 courbes, prises dans le cas où le milieu du navire est dans un creux. (Fig. 4)

On voit sur ce graphique la modification de la courbe des déplacements qui, ce qui est naturel, se creuse au milieu, les déplacements croissant à l'AV et à l'AR.

Prenant les deux moitiés AV et AR, le centre de poussée des deux parties AV et AR se déplace vers l'avant et les moments de flexion dus aux poussées sont modifiés.

On a, en effet, en prenant les centres de poussée des déplacements AV et AR du navire considéré :

eau calme	distance au milieu	46 m.
houle de 12 m.		58 m.
houle de 24 m.		67 m.

#### EFFORTS SUR LE NAVIRE -

On admet généralement que le moment de flexion résultant de l'action d'une houle de longueur égale à celle du navire, de hauteur  $\frac{L}{20}$ , soit ici celle de 12 m., donne un moment de flexion =  $\frac{\text{Déplacement} \times \text{longueur}}{30} = \frac{PL}{30}$

Ici nous pouvons considérer les 3 cas (Fig. 5).

Houle de 12 m.  $\frac{PL}{30} =$  moment des poussées hydrost.- moment des poids

$$\frac{PL}{30} = \frac{P}{2} \times 56 \text{ m.} - \frac{P}{2} \lambda, \text{ ce qui nous donnera :}$$

$$8 = \frac{1}{2} (58 - \lambda) \text{ et } \lambda = 42 \text{ m.}$$

Le moment de flexion en eau calme sera :

$$\frac{PL}{x} = \frac{P}{2} (46 - 42), \text{ ou } x = \underline{120}$$

Le moment en eau calme sera, pour le navire considéré :  $\frac{PL}{120}$   
ce qui est dans les limites généralement admises.

Houle de 24 m. La houle exceptionnelle de 24 m. donnera :

$$\frac{PL}{y} = \frac{P}{2} (67 - 42), \text{ ou } y = \frac{480}{25} = \underline{19,2}$$

Le moment (hydrostatique) sur houle de 24 m. exceptionnelle, sera donc :

$$\frac{PL}{19,2}, \text{ accru dans la proportion } \frac{30}{19,2} = 1,56 \text{ soit } 56 \%.$$

Si l'on veut se rappeler que sur les grands paquebots modernes, le calcul d'efforts sur la charpente, avec moment  $= \frac{PL}{30}$ , atteint 20 Ks la charge passerait à 31 K,6,

chiffre qu'il faut encore majorer des efforts d'inertie, considérables dans le cas du passage d'un navire sur une houle aussi creuse; la majoration devient analogue à celles des structures de petits navires sur houles de courte longueur, creuses par conséquent.

On peut admettre une majoration de 15 % des efforts sont ici de 4,75, donnant un effort calculé total de 36,15 Ks.

On peut de cet exposé tirer les conclusions suivantes :

- a) houles de hauteur maxima normales :  
Les calculs usuels sont justifiés et donnent vraisemblablement des résultats qu'on peut adopter avec une sécurité suffisante.
- b) Si l'on veut envisager les houles de hauteur maxima-maximarum qui sont rares et peuvent ne jamais être rencontrées par un navire déterminé, il faut compter une majoration d'efforts de 80 %. Mais en raison de la rareté même de ces rencontres possibles, on pourra

admettre des coefficients de sécurité réduits, tout en restant cependant au-dessous des limites élastiques des matériaux et toujours au-dessous des limites de flanchement des éléments des structures.

## RESUME

## WIND AND MAXIMUM WAVE HEIGHT

P. Gille

1. The height of waves depends on the strength of the wind; it is necessary to know the maximum wind speed in order to know the wave pattern. The data on winds are given by scale (Beaufort's scale), by speed (in nautical miles, or kilometers per hour and meters per second, and the maximum wind speed, typhoons excluded, seems to be 110 miles (nautical). In typhoons the wind speed exceeds these values very much; on the other hand, in the mid-Atlantic zone between the United States and Europe, there are often speeds of 55 miles per hour but greater speeds are exceptional. The experiments on the pressure due to the wind against a body give results which confirm the usual rules of calculations as used in public works, bridges, etc.
2. The wave speed is always less than that of the originating wind. To the wind speed, for a sufficient continuance, a maximum height of wave might be expected. This height depends on the length of open water over which the wind has been blowing, the "fetch", i.e., the distance between two lands measured along the wind direction. From a given distance, the height remains the same; corresponding maximum heights seem to be 30 ft. in the Mediterranean, 40 ft. in the Northern Atlantic, and 58 ft. in the Southern Atlantic.

There is a relation between wave length, wave speed and period. The ratio (L/H) of wave length to maximum wave height increases with increase of wave length; it varies from 10 to 30.

Wave heights from 80 to 100 ft. have been described by some sailors, but have not been considered to be possible. Recent and careful observations, however, are confirming these heights. These exceptional heights are explained by superposition of two undulations of approximately the same period, a phenomenon well known in acoustics. The study of these waves is of great interest; the wave length remains that of a single wave, accordingly the height is doubled, with the steepness very much increased.

3. In studying stresses on the structure of ships, the usual calculations appear generally to be justified. The bending moment taken as  $1/30$  (displacement  $\times$  length) seems sufficient, and it corresponds to the same wave length as the length of the ship, with a height of  $1/20$  of the wave length. For the case of exceptional waves, it will be cautious to increase the results by eighty per cent. In typhoons waves are very high and very strong. They result from a meeting of swells coming from various directions. The soundness of a ship depends on the firmness of hatches, scuttles, doors, etc., but also on the sailors' skillfulness in avoiding the most dangerous conditions.

REMARQUES GENERALES SUR LES MEMOIRES FRANCAIS  
PRESENTEES POUR LA DEFENSE DES COTES

A. de Rouville  
Inspecteur général des Ponts et Chaussées e.r.  
Professeur honoraire à l'Ecole Nationale des  
Ponts et Chaussées  
106 Boulevard de Courcelles, PARIS

Le problème de la défense des côtes et des plages balnéaires, dont plusieurs Services des Ponts et Chaussées ont présenté quelques aspects caractéristiques en France, est plus complexe qu'il n'apparaît de prime abord parmi d'autres réalisations maritimes ou portuaires de plus grande envergure.

Sans engager des dépenses très considérables au mètre courant de côte ou d'ouvrage, il exige cependant assez de réflexion dans la conception, d'autant plus que les exécutants ne trouvent en général à leur disposition que des ressources modiques ou insuffisantes, que l'esprit d'économie y est souvent de règle trop stricte, ce qui conduit à des solutions quelque peu bâtardees et irrationnelles, où il est cependant opportun de faire si possible appel aux fruits d'une expérience locale, à une recherche raisonnée des matériaux les plus adéquats et en même temps les plus aisément disponibles.

On ne s'étonnera pas, dans ces conditions, d'avoir à y enregistrer nombre d'insuccès plus ou moins complets qui, dans l'absolu, n'en apportent pas moins d'enseignements intéressants à l'ingénieur de cette spécialité.

Ces tâtonnements, ces échecs même, ajoutent cependant à l'expérience qui règne en maîtresse sur ce domaine particulier.

On ne sera pas davantage surpris d'enregistrer que le problème a été particulièrement bien étudié, et souvent heureusement traité, dans les régions où il correspond à un danger menaçant toute une région à presque tous les instants, comme dans les wateringues du Nord, le bas pays de Berck, les polders du Poitou, les salins et les cultures de l'île de Noirmoutier, comme sur les pointes fragiles limitant les estuaires maritimes de la Seine (La Hève) et de la Gironde (Grave).

là, il a bien fallu que des générations d'ingénieurs suivent la question depuis un ou deux siècles pour apaiser les craintes des populations ou des responsables des grands ports menacés.

C'est pourquoi, sur un plan international, il faut chercher aux Pays-Bas ou en Allemagne, pays périodiquement exposés à l'invasion de la Mer du Nord, les meilleurs exemples de défenses.

Ailleurs, on peut trouver d'ingénieuses et originales dispositions imaginées pour répondre à un besoin local et limité ; mais elles ne résistent parfois guère ni à l'examen d'une théorie basée sur les bons exemples, ni, hélas ! à la cruauté d'un élément impitoyable.

Trois autres ordres de difficultés ont handicapé les défenses côtières françaises :

a) Notre pays, de très vieille civilisation et d'ancien peuplement, a de bonne heure porté ses habitants jusque sur le front de mer, tendance qui s'est accentuée plus récemment avec le goût de la villégiature d'été prise à l'air de la mer, aux embruns salés et iodés, longtemps conseillée par le corps médical pour certaines affections, en accord avec la mode sportive, avec les commodités d'une cure héliomarine.

Et ceci a créé un grand nombre de points singuliers (hôtels, casinos, villas en encorbellement ou perchés sur la dune), qu'on ne veut pas abandonner à leur malheureux sort et dont il faut tenir compte dans l'établissement d'un plan de défense qu'ils empêchent d'être tout à fait rationnel. Heureux les pays aux côtes vierges et désertiques où l'on peut prendre du champ et laisser à la mer sa part.

Et si les prudentes populations autochtones se sont, pour leurs résidences permanentes, intelligemment et pratiquement défilées du vent de mer dans des vallées ou derrière une rangée de collines, laissent aux "parisiens" inexpérimentés la première ligne battue par les éléments et les lourdes charges d'entretien de constructions exposées au rongement de l'air salin, elles ont, sans trop gêner l'exercice des industries qui les font vivre, moins compromis la sécurité de leur côte et leur confort quotidien, surtout quand ces agglomérations sont éparses sur un littoral de granit ou de porphyre.

b) Le régime administratif de la défense des côtes, pour remonter à Napoléon Ier, avec ses syndicats forcés de la loi de 1807, ou à la loi de 1865 avec les associations syndicales plus libres, n'a pas fait naître de fortes collectivités encadrées par des techniciens spécialisés et éprouvés, décidées à lutter de toutes leurs forces, de toutes leurs ressources disponibles, et à parer à temps aux premiers dégâts de la mer.

Et si des lois plus récentes ont autorisé officiellement des concours financiers des communes, des départements, voire même de l'Etat, aux associations défailtantes, imprévoyantes ou impécunieuses, il faut bien reconnaître que le meilleur travail, le plus spectaculaire par son

importance et sa promptitude d'exécution, a été accompli quand l'Etat lui-même a pris les choses en main dans l'intérêt de ses ports (La Hève, Pointe de Grave), de ses voies de communication (routes, chemins de fer, etc...).

Mais en dehors de ces cas exceptionnels, les particuliers ont été assez froids à se laisser embrigader dans des associations dont ils redoutaient les entraînements pour leur porte-monnaie, dont les plus éloignés de la côte ne ressentaient pas suffisamment l'intérêt dans un avenir assez prochain, tandis que les plus menacés ne pouvaient économiquement supporter tout le poids d'une dépense qui n'intéresserait qu'à un moindre degré et plus lointainement leurs voisins d'amont.

A vrai dire, l'Etat ne s'est pas soucié de venir trop vite et trop complètement à leur secours, de peur de ne pas savoir résister à des sollicitations trop pressantes et économiquement peu intéressantes. Il est en effet des cas où il est de meilleure administration de laisser périr une construction que d'engager pour son sauvetage des sommes supérieures à sa valeur même.

Il faut plusieurs lignes de maisons, ou plusieurs kilomètres de terres riches en profondeur, pour justifier une intervention désintéressée, a fortiori de la puissance publique.

Qu'on y joigne une gestion trop parcimonieuse de crédits constitutionnellement insuffisants, une référence trop timide aux expériences techniques du passé, des autres régions ou des autres pays, on expliquera largement ainsi bien des mécomptes qui ne doivent pas faire oublier les belles réalisations des secteurs précités où le besoin a créé l'organe comme une raison d'Etat.

c) Le régime d'occupation ou de mobilisation auquel a été soumise, à deux reprises, une partie des pays de l'Europe occidentale et l'impossibilité corrélative d'accéder ou de travailler sur la côte ont largement aggravé les conséquences des autres facteurs et de l'action toujours pré-occupante et toujours mobilisée de la mer.

Les débris de cette occupation, sous la forme de blockhaus perchés sur les dunes ou de murs accores barrant la tête des plages, n'ont pas été indifférents à certaines atteintes du littoral ; l'action affouillante de la mer sur ces faces verticales a accéléré l'érosion des talus naturels et de l'estran, et, par leur chute progressive sur les basses plages, ces ouvrages ont démontré mieux encore, s'il en était besoin, la fatalité d'un mécanisme dont l'homme n'a pas toujours bien compris ni su interpréter le principe.

Un gros effort a dû être accompli pour rattraper le temps perdu, s'est de lui que rendent compte les divers mémoires français présentés.

On y discerne notamment avec quelles fortunes variées ont été appliqués ou respectés les principes qui nous paraissent les plus essentiels dans la constitution des ouvrages littoraux, qu'il s'agisse de défenses parallèles à la côte ou d'épis, savoir :

- Implantation des ouvrages longitudinaux par rapport à la laisse naturelle du flot ;
- Pente des talus exposés au déferlement de la mer qui, fonction d'ailleurs de l'amplitude et de la longueur de la houle, doit assurer son ascension sans dissocier la masse de la défense par un choc et sans laisser surmonter sa crête au risque d'affouiller l'arrière ou le remblai d'épaulement ;
- Flexibilité du revêtement, désirable pour suivre les déformations inévitables du noyau de l'ouvrage et pour prévenir de la formation de cavités avant-coureuses d'une brèche ;
- Etenchement du talus pour éviter l'entraînement des matériaux fins par le va-et-vient du niveau ou l'érosion par l'attaque de la houle déferlante ;
- Protection de la face supérieure du remblai accolé à l'ouvrage, ou de la face amont de celui-ci quand il est relativement isolé de la côte, sans être accompagné, comme souvent, d'une voie ou promenade littorale, et cela, afin d'éviter qu'il n'y ait attaque par l'arrière, ou pénétration à une cote trop élevée du niveau phréatique, avec éboulement du pied du cordon du côté de terre, ou formation d'excavations dont le remplissage en eau renverse finalement l'ensemble de la défense vers le large, contrairement à toute attente.

Pour les épis, les facteurs d'action peuvent être :

Leur répartition en plan, pour qu'ils ne se privent pas mutuellement de possibilités de remplissage des casiers intercalaires ;

Leur élongation, pour capter le sable ou couper les courants littoraux quand ils sont assez forts pour ronger la côte ;

Leur encastrement à l'amont dans le cordon littoral ou la défense longitudinale ;

Leur profil transversal, qu'on a souvent désiré vertical et réglable en hauteur avec quelque saillie quand il s'agit, avant tout et d'urgence, de relever le niveau d'une plage, ou quand il s'agit d'une plage de galets moins exposés aux affouillements sur la face aval de l'épi, ou quand l'arrivée du sable est très abondante ; alors qu'ailleurs (Berek, Cabourg, Noirmoutier) - et surtout à l'étranger - on a préféré des profils adoucis en tous sens maintenant simplement la plage, évitant la formation d'excavations latérales ou terminales au pied ;



La perméabilité de leur parement, agissent très curieusement en sens divers selon qu'il s'agit d'un sable très fin et plutôt rare, ce qui exige des bordés très étanches, ou d'un matériau plus gros et surabondant qui s'accommode de bordés à gros vides ou à étroites lumières (Pointe de Grave, Arcachon, Hossegor); les chances de grosses dénivellations de l'amont à l'aval de l'épi sont alors évidemment réduites, à l'avantage de la continuité de la plage et des baigneurs.

Pour revenir sur ces diverses caractéristiques :

On trouvera trop souvent, dans les exemples présentés ou visibles en France :

des murs de défense recourant en corde l'incurvation d'une conche, au lieu de la suivre ou même de se tenir prudemment en arrière (Châtelaillon, Royan, Nice, etc.);

des talus d'ouvrages longitudinaux trop accores, jusqu'à 1 ou 1,5 de base pour 1 de hauteur, ou même pires dans les ouvrages improvisés par des particuliers ou réalisés par des collectivités inconscientes du danger qu'elles provoquent ainsi, et d'abord à leur détriment et au péril de leur plage, et qu'elles invoquent ensuite pour se valoir une aide.

Beaucoup plus raisonnables à cet égard sont au contraire la digue Est de Bunkerque (10 à 20%), le cuirassement de la côte sauvage de la pointe Devin à Heilmoutier, les plus anciennes défenses de la pointe de Grave (4,5 / 1).

Il faut voir, sous cette persistance dans l'erreur, le vestige des errements passés, c'est-à-dire d'une époque où l'hydraulique de la houle, commune et approfondie depuis peu seulement, était largement ignorée et non étayée par des essais sur modèle, et aussi, il faut le dire, une conséquence de la sujétion due à l'avancée trop grande des constructions immobilières, en avant desquelles l'orgueil municipal a voulu encore spéculer un large boulevard mordant sur la ligne de côte, et la mer n'admet point de tels grignotements (Châtelaillon, Nice).

Dans notre pays de ciments maritimes, on a tout naturellement cru à leur vertu pour renforcer des revêtements par ailleurs trop accores, tandis que la pierre sèche est en honneur aux Pays-Bas où les pentes sont notablement plus faibles (jusqu'à 6/1) et où manque le ciment comme la pierre. Ce n'est pas que ces liants se décomposent sensiblement sous l'action très intermittente de la lame qui les caresse, mais ils ne suivent pas les affaissements d'un massif pulvérulent, souvent miné par l'aspiration de la lame à travers même un rideau de palplanches en béton armé.

Si la couche meuble n'a pas une profondeur pratiquement indéfinie et repose sur le rocher, les tassements sont moins à craindre.

Seule, la défense de Dunkerque, tout naturellement portée à imiter l'exemple voisin des Pays-Bas, a risqué le parement à pierres sèches.

Il est vrai que celui-ci est en pente très douce et qu'il est bien protégé en dessous par des matelas de caillasse et d'argile, matériau bien précieux pour prévenir les arrachements de sable à travers les joints.

On n'y a pas assez recouru en France, même quand on en trouve à proximité ; et il ne faudrait pas hésiter à en amener d'un peu loin malgré le coût du transport qui effraie à l'excès, car l'effet utile doit le rembourser.

On a davantage et mieux songé à la protection de la face supérieure des ouvrages longitudinaux ( La Hève, Châtelailлон ), bien qu'il faille imputer à une insuffisance de cette défense l'accident récent et regrettable de Dunkerque, malgré la qualité générale de son type d'ouvrage (peut-être compromis par le jeu d'un caniveau et d'exutoires trop sensibles) ainsi que plusieurs autres incidents du même genre dus surtout à une face arrière trop sommairement revêtue (digue des polders de la baie de Bourgneuf, digue des Mielles à Charbourg au début du siècle).

L'aspect uniformément massif, et cependant varié, des défenses de Pointe de Grave devrait inspirer pleine confiance, et ce fut là, longtemps, un acte de foi que de se croire obligé d'opposer à la mer une double défense de dune avec bassins d'épanouissement intermédiaires.

Evidemment, on a eu des résultats, mais à des prix assez élevés que n'eussent jamais pu couvrir de simples riverains particuliers ; et il a fallu toute la puissance financière du port de Bordeaux pour y pourvoir.

Il n'est pas prouvé que des défenses superficielles en pente plus douce, en éléments denses, bien emboîtés, avec une confiance plus grande dans l'efficacité des épis, surtout sur la partie de la côte orientée de WSW à ENE, n'eussent pas suffi.

Mais le type d'ouvrage a été aussi conditionné par le souci d'y superposer une voie de grue roulante assez rigide (voir aussi les défenses de Dunkerque). Avec l'emploi actuel des grues automobiles circulant sur le sable (ou sur des talus doux) le problème a changé d'aspect.

L'importance de la défense a justifié, à tous points de vue, qu'on la soumette à des essais sur modèle, dont les enseignements peuvent devenir très précieux en cette matière relativement nouvelle.

Les épis, qui avaient donné de bons résultats, très probants à l'origine, ne furent plus de mise sur la face Nord-Sud de la pointe, où la prédominance de la translation du sable est moins nette.

Néanmoins, on s'est servi de leur effet, çà et là, et avec un succès encourageant.

On y trouve même, à l'origine de la défense des Huttes, un bon exemple d'épis du type hollandais, avec une faible saillie, un revêtement en pierres sèches sur blocaille et argile, fascinage et parafouilles.

On a dû les trouver trop coûteux, trop longs, dit-on, et on les rescinda, ou même on les supprima, s'en tenant au seul ouvrage longitudinal, très rigide.

On a de plus en plus évolué vers des monuments très onéreux, avec blocs havés, ou blocs artificiels, à talus raidi pour gagner du volume, même en revêtement de la dune.

Et cependant, dans ce véritable musée de la défense littorale, on découvre des sujets d'expériences très précieux qui montrent en particulier la bonne influence relative d'un talus d'enrochements en pente douce devant un parement raide, l'influence meilleure d'un talus semi-arrimé, par rapport à un talus en vrac, pour retenir le sable.

D'une manière générale, les épis français sont un peu courts, ou de longueur inégale, ce qui n'est pas conforme aux recommandations arrêtées au Congrès de Navigation de Rome.

Ils ont été souvent le résultat d'opérations particulières et trop locales, courant au plus pressé, plutôt que d'un plan d'ensemble raisonné.

On répugne à leur faire atteindre le niveau des plus basses mers, même sur nos plages plus raides qu'en mer du Nord, a fortiori à en protéger le pied par une fraction de cône d'enrochements sous-marin, qui en prolongerait l'efficacité tout en les défendant contre un affouillement.

On répugne aussi à user de plateaux de fascinages pour limiter les ensouilllements ; on les trouve évidemment difficiles et onéreux à constituer sans main d'œuvre spécialisée, ni matériaux préfabriqués.

On s'exagère, pensons-nous, le soin indispensable à leur confection. Une jonchée de branchages relativement imputrescibles et sommairement comprimés, reliés par des fils de fer, peut pourvoir au but recherché, sans recourir nécessairement à des contre-maitres qualifiés.

Cet ensemble d'inhibitions conduit à recourir le plus souvent à des épis à bordé vertical, en bois ou maintenant parfois en béton armé, plutôt qu'à des épis en doucine à parafouilles latéraux de rattachement, dont on

rencontre cependant des exemples à Berck (Pas-de-Calais), à Cabourg (Calvados), à Noirmoutier. On les encastre d'ailleurs bien à l'amont, si on néglige la tenue de leur extrémité aval.

Il faut dire que ce choix s'explique par le fait qu'on a généralement à remonter de toute urgence une plage plutôt qu'à la maintenir ; car on s'y prend tard, et le bordé vertical travaille plus vite dans un champ intense de matériaux en transfert ; il se prête à une surélévation progressive du niveau des chambres d'épis.

Quoi qu'il en soit, les réalisations récentes, sans démentir les avantages respectifs des deux systèmes, ont permis des expériences intéressantes sur le rôle de l'étanchéité dans le bordé (Châtelailon, Arcachon, etc...), sur l'action des pentes de talus au point de vue de la retenue du sable, sur les avantages respectifs des divers matériaux.

A cet égard, on s'est longtemps borné en France à utiliser les matériaux trouvés sur place, dans un louable esprit d'économie, qui ne correspond peut-être pas toujours au meilleur résultat.

Il est des cas où il faut savoir rechercher, même à quelque distance, des pierres denses qui résistent beaucoup mieux à la mer, le facteur d'immersion agissant pour accentuer le rapport des densités absolues.

On a commencé à s'orienter un peu dans cette voie, timidement encore (Hosségor, Pointe de Grave).

Au moins faut-il que le matériau ne soit pas trop gélif et résiste à l'action du frottement des éléments des plages, au ragage du galet notamment ; heureusement la nature a mélangé là des éléments très durs qu'il faut placer en surface, ce dont on s'est vite avisé dans la région de Dieppe notamment (emploi en placards préfabriqués, scellés sur un noyau de béton).

De tels frottements ont trop vite raison du béton armé, dont ils font apparaître les armatures gonflées, qui est trop rigide, au surplus, en grandes plaques, pour suivre les tassements des massifs de sable.

On ne peut guère employer ce matériau composite que sous forme de palplanches soustraites à l'action directe de la mer et des sables ; encore ne forment-elles pas un écran assez étanche dans le sable fin.

On n'a pas hésité cependant à recourir à de forts murs-batardeau en béton armé pour couper les lignes de pression dans la réfection des digues de Dunkerque, solution fort coûteuse et très lourde en tous cas pour des ouvrages appelés à conserver une réputation de légèreté. Il est possible

que l'urgence d'un début de clôture, l'enjeu des intérêts en cause, le salut d'un vaste bas-pays de waterings, excusent cette débauche de matériaux lourds.

En tout cas, l'emploi du béton armé en plaques n'a pas réussi notamment à la Falte en Vendée, ni à Hossegor (Landes).

Le bois, avec ses longues fibres, résiste plus longtemps aux chocs ; mais les bois de pays sont sujets à l'attaque des tarets, même sous forme d'épis alternativement mouillés et émergents, ensablés ou dégagés ; et les bois coloniaux eux-mêmes ne sont pas toujours épargnés. Les lieux d'agression privilégiés sont d'ailleurs curieusement répartis, et il faut se renseigner sur place avant d'adopter telle ou telle solution.

Le bitume commence à être apprécié pour calfater les joints entre blocs d'une manière plus souple que le mortier de ciment. On en trouve des exemples d'emploi à Dunkerque, Pointe de Grave, la barre de l'Adour.

On ne peut sans doute demander aux Laboratoires et aux modèles réduits des indications sur ces modalités d'exécution. Mais les expériences, parfois beaucoup plus raisonnées, accomplies depuis la dernière guerre, ont permis de prendre confiance dans les résultats de telles études préalables pour le choix entre divers types et tracés d'ouvrages.

#### RESUME

#### GENERAL REMARKS ON THE FRENCH PRACTICE OF COASTAL DEFENSE

A. De Rouville

This paper discusses the following items:

- (a) Relative complexity of the study and completion of coastal defense structures; (b) reasons for the frequent failure to execute such projects (insufficient resources and inadequacy of technique and studies; (c) areas of high priority, where projects must be completed due to the great urgency of the problem; (d) cause of the special difficulties found only in France (length of coast line, insufficient resources of the communities interested, results of world wars); (e) essential characteristics of sea defense structures (longitudinal and latitudinal); lay-out, talus slope, flexibility of revetment, making talus watertight, protection of upper and rear faces of longitudinal structures, length, cross section of jetties; (f) the extent to which these beneficial ideas have been properly understood in France; (g) choice of materials (density of stones, facings, reinforced concrete, asphalt), sacrifices to be accepted; and (h) development of scale model studies.

## Chapter 32

### SOME SEA DEFENCE WORKS IN ENGLAND

C. H. DOBBIE

Consulting Engineer  
Westminster, London, S.W.1.

The tidal flood of Jan.-Feb. 1953, which caused much damage to the east and south-east coasts of England, was investigated by numerous Authorities, including the Government Waverley Committee.(1) The report of this last body has resulted in further alterations of methods of financing sea defence works. A fundamental alteration in the basic conception for design of sea walls has also taken place. Instead of attempting to build to extreme heights to exclude tidal flooding, it is now usual to allow for a certain degree of overtopping during top flood conditions. The systems of legislation, administration and finance, now brought up to modern standards, are set out with some reference to their histories. Factors affecting design heights of sea walls are enumerated. A type of revetment developed in England, and much used in the works constructed following the floods is described.

#### ADMINISTRATION OF SEA DEFENCES

Sea defence work, inevitably a community enterprise, can only be carried out before a background of proper legislation and administration. The background has interest and importance in itself, naturally, but to engineers employed in coastal work it is more likely to be regarded as a means to an end. In England and Wales sea defence administration is now divided between two groups of Local Authorities under the general supervision of two Government Departments. The first group consists of Drainage Authorities for low lying, reclaimed lands who have always protected their shores. Some of these Drainage Authorities are of great antiquity. The second group consists of Municipal, Urban and Rural Authorities whose activities on the coast are much more recent.

Originally the Drainage Authorities were rooted in a semi-feudal community whose life was almost entirely local in character. As conditions slowly changed, so did the Drainage Authorities evolve. So sure and strong were their traditions that they persisted right through the Industrial Revolution almost unchanged. Although outmoded by a century or so they survived intact until 1930 and some until 1950. The earliest Authority recorded is that of Romney Marsh in Kent, where, in 1245, procedure could already be defined as by ancient law and custom. In general, jurisdiction of these Authorities derived from a Commission issued by Henry III (1216-1272). Further Commissions followed and are traced by Dugdale.(2) A Statute of 1427 advanced their status, and in 1531 a Bill of Sewers gave permanence to their being and remained the basis of all legislation until 1930.

Although the powers conferred by statute were vague and ill defined, the importance of the tasks fulfilled by the Commissioners led them to assume very real authority with or without genuine legal basis. The larger estates, as the greatest payers of scots or rates, obviously had much influence in determining policy and usually a constructive outlook was accepted as part of their heritage. These estates were represented by agents or baillifs who joined the tenant farmers to form the Drainage Boards or Commissions. Much good work was done, especially with clay walls. As early as Henry VII (1485-1509) Romney Marsh was installing groynes. Works were inspected on foot by the Commission at regular intervals, and the inspection was followed by a dinner where grievances were settled. Sidney Webb (3) in his monumental studies of Local Government has traced the origin of the London County Council to a Commission administering the marshes adjoining the Thames. The Commissions adapted themselves to the slow changes of rural life, but when new ways of life rapidly followed the opening up of communications and the vast expansion of industry, their basic, archaic, and very local structure became a handicap in attempting to cope with new finances and with technical developments. In 1930, by the Land Drainage Act, Catchment Boards were set up principally for arterial land drainage. These new Boards carried out many sea defence works. By the River Board Act of 1948 the whole of England was covered by a number of River Boards, new omnibus Authorities responsible for sea defences of low lying lands, for land drainage and for pollution of rivers. This is again a step forward, although there is an early tendency to exaggerate in importance the somewhat negative subject of river pollution as against the highly technical and administratively untidy subject of sea defence, calling as it does for unceasing positive action and unpredictable expenditure.

The second group of Authorities comprises mainly the seaside towns. These towns have grown up rapidly in the last 200 years. Their origin was the coincidence of popularity of sea bathing with the great extension of transport facilities; but they are now often complete towns with industries. Over the years they carried out many sea defence works, especially for sea front promenades, and usually derived their specific jurisdiction by local Acts of Parliament. By the Coast Protection Act of 1949 their powers were codified and extended. Those difficult lengths where the town overlapped the promenade were also brought in. The frontages of many Urban Districts and Rural Districts, usually cliff frontages presenting many economic problems, were also included.

It was fortunate that the legislation had been straightened out before the disastrous tidal surge of January 31st - February 1st, 1953, brought havoc to the coast. It was, of course, unfortunate that the affected Authorities had not acquired greater experience, but at least they existed, and were able to expand and not entirely improvise to meet the catastrophe. Following this disaster, the Waverley Committee was set up by the Government to enquire into the event. One result of their report has been the final equating of the financial arrangements between

the Government and each group of Authorities.

The position is now that Local Authorities of either kind can borrow money to carry out capital works and can receive grants in aid from the Government up to 85%. For maintenance works they may receive up to 50% grant from the Government. This last concession is of the greatest importance. It was provided for the second Authority group in the Coast Protection Act, but had in practice not been applied before the 1953 flood. It now applies to all Authorities and is likely to be much used and to ensure great benefits to sea defence works where, more than anywhere else, "a stitch in time saves nine" or even ninety.

It is often argued that the State should take over the whole and administer directly, but it is indicative of temperament that the only known countries to do this are Russia and Germany. A complex changing coastline is best handled in daily works and emergencies by those who live with it, although they may from time to time derive much benefit from outside technical skill. The old adage that "He who pays the piper calls the tune" is still the basis of Local Government finance, so to have local control and responsibility the basis must be by local paying. Authorities of the first group were purposely made large enough to have considerable finances. For the second group the principle of local payment is taken through a logical sequence, with provision for dividing the costs amongst frontager interests, the Town or District and the County Council. If the burden is too great the Government grants are available. Theoretically these could make the Government Departments dominant in calling the tune, but in practice they have refrained noticeably from doing so.

#### THE HEIGHT OF SEA WALLS

The protection of low lying land is almost invariably a wall of clay dug from adjacent land. Until the flood of 1953, the basic principle of construction was to make these clay walls so high that they could never be overtopped. They had to be to a height not less than the top level of the highest tide, with a further allowance for wave action. Sea level is affected by the astronomical or predictable tide, by storm surges, by variations in barometric pressure, and by the effects of local winds. It is also affected by long term relative movements of land and sea, eustatic and isostatic. Above the mean sea level are the waves and their projection or swash on meeting sea walls. Above this again is a zone of splash and spray.

The very great height of sea level caused by the surge of 1953 has caused engineers to alter the basic conception that the walls should never be overtopped.(4) The idea now accepted in England, as in Holland, is that under exceptional circumstances walls may suffer a degree of overtopping, and must be designed to pass over this top water without breaching and collapse. This new idea has brought with it many new problems. As an instance, there is a strong controversy as to whether



clay cut off from rainfall by a completely impervious wall covering, front, top and back, would or would not dry out to an extent dangerous to the strength of the wall.

The long term picture is not helpful, as it appears that in the south and south-east, where much of the sea defence works are concentrated, there is a sinking of land relative to the sea at a rate of one foot per 100 years, whilst in the north-west and Scotland, where there are few defence works, the land is rising from the sea. In the Waverley report it is stated: "Since the evidence is entirely consistent in pointing to a sinking of the south-east and rise of North Britain it is clear that some of the movement is differential and so confined to the land. This differential behaviour can be explained by the movement resulting from two different factors. On the one hand a tilt of the land is most reasonably to be explained by the slow recovery from the great weight of ice which covered so much of Britain and north-western Europe in the Quaternary Period; on the other hand the general rise of sea level is due to the progressive melting of the Polar (land) ice, and the shrinkage of glaciers, which has increased the water in the oceans as a whole." This factor is of the greatest importance as the main feature of the immediate past sculpturing the coastline of England has not been so much contemporary erosion and accretion but rather the changes of sea level. Godwin at Cambridge by pollen analysis of peat deposits has traced many such changes in glacial and post glacial times.(5) The present tendencies have been plotted by Valentine.(6)

The next and immediate factor is the question of storm surges which are known to occur, not only in the North Sea, affecting the coast, but also in the English Channel, the Bristol Channel and the Irish Sea affecting the south and west coasts. These are now being studied in some detail.

#### A SEA WALL REVETMENT

##### CONCRETE BLOCKS WITH ASPHALTIC JOINTS

A short paper of this nature is of necessity eclectic in subject, and for construction a revetment has been chosen of a type originated and developed in England during the last 16 years. It has been described in various papers by the author. (7,8,9,10) In this present paper, American practice of describing the product from the oil refinery as asphalt is followed. In England it is called bitumen and asphalt is reserved for the mixture of bitumen filler and graded sand and/or stone commonly used in road work.

The sea walls, already described as being of local clay or silt, rest on foundations of the same materials, sometimes with sub-layers of almost semi-liquid mud, and often with layers or pockets of peat. On such foundations the wall mass must sink gradually and in uneven degree.

This factor must be considered in designing the revetments which protect the walls from wave action. The revetment itself must have sufficient flexibility to settle with the wall resting properly on it, and yet maintaining protection against waves. The classical method of hand-pitched stones on a broken stone bed has become inordinately expensive, and there is a shortage of skilled men. A method originated by Essex Rivers Catchment Board some 16 years ago is to lay pre-cast concrete blocks directly on the clay surface, and to grout the joints with a hot mixture of asphalt, sand and asbestos fibre. The blocks are made and cured under factory conditions to give a strong dense concrete resistant to salt water action and to abrasion. The jointing is selected, proportioned, mixed and heated to give a material inert in salt water which is elastic to shock pressures but plastic to the slow settlement of the wall and the blocks. Even at the highest summer temperatures it does not flow down the wall. The properties of the jointing are not dependent upon adhesion to the blocks, but in the provision of a plastic elastic filler that keeps the revetment surface sealed, and prevents the blocks being moved by direct impact or by pressure effects.

After trying various shapes, including hexagons, blocks are invariably made square in plan. The size of square and the thickness vary with exposure and with designers' ideas. Blocks in current use range from 70 lbs. in weight to 1700 lbs. No failures, no displacements of blocks by waves have been reported. The only maintenance has been some hot ironing and making up of joints. One bay 30 ft. by 30 ft. has sunk unevenly to form a basin of maximum depth 2 ft., without breaking the surface. On the 1st check the area of this type of revetment laid was 500,000 square yards, but it is likely now to be about 1,000,000 square yards.

## REFERENCES

- (1) Report of the Departmental Committee on Coastal Flooding.  
Her Majesty's Stationery Office 1954.
- (2) W. Dugdale (1605-1685) History of Imbanking and Drainage.  
2nd Ed. Owen & Urial, London 1772.
- (3) S. Webb. English Local Government Statutory Authorities for  
Special Purposes. Longman. Vol.IV.
- (4) Conference on the North Sea Floods.  
The Instn. of Civil Engineers. 1954.
- (5) J.A. Steers. The Coastline of England and Wales.  
Cambridge University Press. 1946.
- (6) H. Valentine. Present Vertical Movements of British Isles.  
Geog. Journr. 119(3) Sept. 1953.
- (7) C.H. Dobbie. Some Sea Defence Works for Reclaimed Lands.  
J.Instn.Civil Engineers Vol.25 (1945-46)  
and correspondence.

- (8) C.H. Dobbie. & E.J.R. Kennerell. Use of Bitumen in Hydraulic Works. J.Instn.Civil Engineers. Vol.33 (1949-50)
- (9) C.H. Dobbie. Protective works adopted to limit erosion along the open coast, etc. CI SII Inst. Nav.Cong. Lisbon 1949.
- (10) C.H. Dobbie. New designs of breakwaters, etc. QI SII XVIII Int. Nav. Cong. Rome 1953.

## RESUME

## QUELQUES TRAVAUX DE DEFENSE DES COTES EN ANGLETERRE

C. H. Dobbie

Le raz de marée de la Mer du Nord du 31 Janvier au 1er Février 1953, déjà décrit dans une communication d'un auteur hollandais, a causé de grands dommages en Angleterre. Plus de 300 personnes ont été noyées et l'inondation a atteint 24.000 maisons, plus de 200 propriétés industrielles importantes et 160.000 ares de terrains agricoles. La catastrophe donna une grande impulsion à l'étude des problèmes de défense contre la mer. Un Comité d'enquête, présidé par Lord Waverley, fut constitué par le gouvernement et l'Institution des Ingénieurs civils se réunit en un congrès spécial où 12 rapports furent présentés et discutés. Dans le cadre de la présente communication il est possible d'indiquer seulement une interprétation électrique des nombreux aspects des problèmes qui furent soulevés ; trois d'entre eux sont retenus parce qu'ils caractérisent l'évolution récente de la technique et des idées générales. Nos exemples concernent les dispositions administratives générales, les relations entre le niveau de la mer et les projets des digues et les progrès dans un type particulier de revêtement.

En Angleterre, une longue tradition a conduit à confier entièrement la défense contre la mer aux autorités locales, divisées en deux groupes. Un groupe assure la défense des terrains bas, analogues aux polders de Hollande. Quelques-uns de ces groupes remontent à une haute antiquité. L'un d'eux, ayant des références remontant à l'an 1245, était déjà bien organisé au XIII<sup>e</sup> siècle. Ces autorités, habituellement à faibles effectifs, gardèrent en grande partie leur organisation légale et financière inchangée jusqu'à 1930, quand les commissions de captage des eaux furent instituées. En 1949 un nouveau changement survint lorsque la fusion et l'extension des commissions de captage des eaux se traduisirent par la création des commissions des rivières couvrant le territoire tout entier.

L'autre groupe est d'origine plus moderne et comprend les Conseils municipaux et régionaux dont les activités englobent souvent la défense contre la mer et les soins d'aménagement des plages de bains de mer et les promenades de bord de mer.

Excepté par le moyen d'actes locaux, les autorités n'avaient aucun pouvoir légal spécifique dans les défenses contre la mer jusqu'à ce que l'ensemble de la question fût régularisé par le décret de protection des côtes en 1947.

On doit reconnaître que les deux groupes étaient à peine installés dans leurs nouvelles fonctions lorsque la catastrophe s'abattit sur eux. Cet événement eut au moins une conséquence heureuse : pour la première fois, leurs responsabilités furent clairement définies. Ces changements eurent pour résultat de valoir le concours financier de l'Etat aux deux groupes, sous la forme de subventions. A la suite du rapport du Comité Waverley, de nouveaux remaniements ont été faits et les deux groupes purent obtenir des subventions couvrant jusqu'à 85 % des dépenses pour les travaux d'équipement et jusqu'à 50 % pour les travaux d'entretien. Dans les régions basses, les dépenses correspondantes sont couvertes sur les crédits alimentés par des taxes locales de drainage, des taxes prélevées sur l'ensemble des régions de captage des eaux et par le Trésor public. Pour d'autres dépenses, les crédits proviennent des contributions des propriétaires qui tirent un bénéfice spécial des taxes générales locales, des taxes du comité et des subventions du Trésor public. Par ces moyens, le principe de la responsabilité locale est conservé, mais il se combine avec une répartition des lourdes charges entre des communautés d'un territoire plus étendu.

La protection des terres basses se fait habituellement au moyen des digues d'argile extraito sur place. Jusqu'aux dernières inondations, le principe général était de les construire assez hautes pour qu'elles ne soient pas submergées. C'est pourquoi leur hauteur devait être au moins égale au plus haut niveau de la marée, compte tenu de l'action des vagues. Le niveau de la marée haute est affecté par la marée astronomique, par les raz de marée, par les variations de la pression atmosphérique et les variations dues au vent local et par les mouvements à longue période élastiques et iso-statiques. A ces niveaux stables se superposent l'élévation des vagues et les projections contre les digues. Plus haut encore est une zone d'éclaboussements et d'embruns.

L'énorme élévation du ras de marée de 1953 a obligé de remettre en question ces principes et les projets s'orientent maintenant sur la base d'une tolérance à degré limité de submersion. Cette nouvelle conception a posé de nouveaux problèmes, dont quelques-uns n'ont pas reçu de solution.

Les digues reposent habituellement sur des fondations très précoces, souvent sur de l'humus, en sorte que le besoin se fait sentir d'un revêtement ayant un haut degré de flexibilité, capable de s'ajuster étroitement à la masse de la digue et cependant de continuer à fournir une protection contre l'action des vagues.

Dans le Sud de l'Angleterre, un revêtement de blocs de béton avec des joints bitumineux a été réalisé avec un grand succès. Il est d'un prix de premier établissement raisonnable, et très économique d'entretien. Une surface jusqu'à 500.000 sq.yards a été dès à présent mise en place.

## Chapter 33

### FUNDAMENTALS OF COAST EROSION AND DEFENCE

R. R. Minikin  
Maritime Engineering Consultant.  
Bath, England

"Every ultimate fact is but the first of a new series and every general law only a particular fact of some more general law presently to disclose itself". Ralph Waldo Emerson was not a scientist but he wrote many wise things about human ways and notions. The words of this quotation condense with brevity the whole history of the studies relative to that branch of oceanography devoted to sea behaviour about our shores. Within the last half century there has been a great deal of research on the subject although with different ends in view: some were concerned with marine life and fisheries, some with variation of gravity, others with hydrography and others with the movement of the mobile material on the sea bed, currents and tides. Another type of research of no less importance was the delving into relevant historical records of centuries past of Dutch, French and Italian sea-going map makers. In this connection it was a well known Italian engineer who brought to light the works of a great English chart maker of the Mediterranean, Admiral Henry Smyth (1810) who for twenty years sailed that sea. It is only within recent years that there has been a dissemination of the data collated by these specialist compartmental researches through such Associations as this and it is all to the good of man.

The difficulties of hydrodynamic studies are too well-known to require emphasis here excepting to underline the fact that most of the popular quantitative formulae are of a semi-empirical nature. It is therefore easy to appreciate the divergences of opinions of what is essential to a clear understanding and evaluation of the factors that must weigh in the diagnosis of beach behaviour subjected to the complex sea action.

It is the purpose of this paper to examine briefly those things recorded from authoritative observations of the phenomena and the reasons and the remedies more usually proposed, or executed, for the given conditions in various countries. The author has already suggested elsewhere that the personal approach to these problems should be definitely linked to a sea-sense, in other words a keen interest in and contact with the sea in all its moods.

I therefore propose to give brief outlines of several of the more important, and perhaps instructive, examples of coastal problems from European countries, and the remedies applied. In so doing I have tried to relieve myself of any preconceived bias and have approached the matters as a student seeking optimum solutions to tantalising problems.

## ENGLAND

## CHESIL BANK.

On the south coast of England, the exquisite Lyme Bay of crescentic form has at the north east quarter from Bridport to Portland a unique and remarkable shingle beach. Beginning at Bridport as a narrow ribbon of small shingle it extends for 16 miles south eastward to end in a massive embankment of larger shingle against the rocky prominence of Portland Isle. At Bridport it rises to a height of about 18 feet above mean water level increasing to a height of 23 feet at Abbotsbury where it leaves the mainland and in the form of an embankment, or spit, continues to Portland where it reaches a height of 45 feet and effects the closure of a narrow stretch of water called the Fleet. For centuries this accumulation of shingle has maintained its natural equilibrium subjected at times to seasonal changes on the seaward face but recovery is made within short periods afterwards.

Although in the distant past this structure may have began as a spit its growth subsequently could not have been achieved by the same natural mechanism. Its alignment is directly normal to frontal attacks from the prevalent winds and storms from the south west and it is fully exposed to the Atlantic gales sweeping up the English Channel. That its main constructive mechanism was, and is, due to wave action seems certain, but as many learned men and societies have failed to find any comprehensive explanation of its being from superficial observation it is probable that the secret is hidden under water.

The undeniable fact is that there is some combination of forces which has been able to maintain stability against all assaults of the sea and weather over the centuries.

## SELSEY BILL.

A few miles to the east of Portsmouth lies Selsey Bill which protrudes like a nose into the English Channel. It is low lying land of sedimentary material which over some decades has suffered erosion at the rate of 20 feet annually despite protection efforts and much damage has been done to property of the coast villages. The stretch of coast most severely affected is about 1 mile long and is a zero point of littoral drift which divides into two streams one travelling westwards and the other eastwards. The tidal current is particularly severe approaching about 4 knots on the flood close inshore. The mean tidal range is about 12 feet. A point of note is that in the year 1920 a substantial lifeboat house and alipway was constructed on the beach where the more serious erosion has taken place. The boat house was 60 feet landward of the H.W.O.S.T. line

and the slipway ran seaward for 250 feet ending just below low water line. The whole construction was supported on piles driven into the hard stratum underlying the beach. The lifeboat house which is connected to the shore by a gangway has thus progressively been situated further and further out to sea. The particular point to note about this erosion is that it extended in depth to the hard strata (Lower Greensand) only, about 9 feet below low water, and after demolishing the original land of low resistance and the beach covering it for over 600 feet, the new seabed is at no greater depth than the old in front of the slipway. The question then arises if longitudinal works had been carried out about the slipway when erected would the land and property have been saved.

#### SHOREHAM

Another example worthy of study is to be found at Shoreham which lies almost central in the flat crescentic bay which lies between Selsey Bill and Beachy Head. For several hundred years shingle has accumulated in quantity along the foreshore despite all the efforts of man to by-pass it beyond, even to the present day. Shoreham is the largest of the small sea ports between Dover and Southampton and the harbour entrance is situated about the centre of what was originally a shingle spit which grew out from Lancing towards the east across the mouth of the small river Adur until it reached the mainland again at Aldrington. The movements and the fluctuations of growth and breaches have been carefully recorded from 1580 A.D. whilst occasional mention has been made of it in historical documents from 1086 A.D. Thus there exists a fairly comprehensive record of the foreshore characteristics and behaviour for, at least, 400 years. The littoral drift is from west to east.

About the year 1840 the West entrance pier to the harbour which was of openwork timber construction had to be planked up to prevent the spill of shingle into the harbour. This still did not prove sufficient for the purpose. A large groyne was therefore erected to the west of the pier with extension of 260 feet further into the Channel. This also was ineffective for in 1872 a large bank of shingle was thrown across the harbour entrance completely blocking it. The west pier was lengthened for a third time by 200 feet but as before it was useless in spite of the fact that during the accumulation a large amount of shingle was dredged and transported elsewhere.

On one occasion no less than 25,000 tons were dredged, transported, and dumped about 200 feet seaward of the depleted Brighton beaches in a bank below low water. A large quantity of this was washed up to form a beach 8 feet higher at the promenade wall.

Recently in 1943 a shingle bar grew again almost completely across the entrance. As a remedy in 1944, despite the old history of

the port a massive concrete groyne was built to the west of the West pier extending 100 feet beyond the pierhead. As would be expected the same trouble has again arisen despite the removal of large amounts of shingle. It should be noted that the beaches to the west of Shoreham are well furnished with groynes as is the Shoreham beach to the east.

Despite all this evidence of failure to achieve the desired aim a new project shows the recently constructed Hamblin groyne is to be further extended out to sea for 500 feet, in other words, a repetition of the unsuccessful methods of the past on a more drastic scale.

#### HASTINGS TO FOLKESTONE.

Between Hastings and Folkestone there is a stretch of coast which well repays a close study. Hastings is fairly well supplied with shingle by the littoral drift which is west to east along this coast and the beaches fronting this coast are satisfactorily held by the narrow concrete parallel sided groynes rooted in the vertical promenade wall and sloping seaward at about 1 in 10. The crowns are rounded. Along the coast for a few miles, from Fairlight Cliffs to the small river Rother, debouching into Rye Bay, a long embankment protects the land about Winchelsea. This embankment comprises two parallel rows of boarded timber, crossbraced, and strengthened vertically with timber piles driven into the beach. The space between the rows is backfilled with shingle from the beach, and the landward side is also backfilled to a 1:1½ slope. The seaward front of this wall is vertical and fifty feet seaward a parallel and continuous row of 9" x 9" piles spaced at 18" centres are driven into the beach to act as wave breakers. The area of the beach between the wall and the line of wavebreakers is divided, by timber planking, into compartments about 150 - 200 feet long. Some of these partitions extend as stub groynes about 30 feet to the seaward side of the wave breakers and some, at every fourth partition, are extended into low timber groynes running down to the low water line over the flat sandy beach.

In the compartments at the wall the normal condition is a moderate accretion of shingle up to a height of 5 - 6 feet against the wall and partitions and thinning out to a little above sand level at the middle. About the short groynes there is usually a triangular heap of shingle. Just about the sea end of these stub groynes there is a definite line of demarcation between shingle and sand running almost parallel to line of wave breakers. The sand beach to low water is very flat and here and there on its surface, when dry, can be seen thin groups of shingle scattered about showing tracks of travel towards the high water line. Before the erection of this defence the original embankment was frequently breached and hazarded the safety of the low lying land around Winchelsea and Rye. It will



be gathered that after the completion of these works the accretion of shingle as an auxiliary defence was still not sufficient to relieve anxiety. Another factor of disadvantageous character is the low height of the embankment crown above high water (7 feet) so that too great dependence is placed upon the effectiveness of the wave breaker palisade. However it has given great satisfaction over many years, and hazards to the understanding professional mind are not always appreciated by administrative authorities until serious mishaps occur.

The terminal groyne of this system at the mouth of the River Rother has been lengthened considerably to prevent the shingle entering the harbour channel, but as in the case of Shoreham the trouble still recurs.

Just beyond the east pier of the river Rother the coast line becomes the root of an ancient and enormous accumulation of sea driven shingle extending into the well known cusped foreland of Dungeness which has grown out to sea for about 10 miles and covers about 25 square miles of what was once sea-bed. This headland grows in size about 6 - 7 feet annually pushing out over a muddy sea-bed in 10 fathoms of water with a steep seaward slope. As the littoral drift is west to east all this increase of shingle build up must have traversed the sea-bed or beaches fronting the above mentioned timber wall, groynes and wave breakers. It would therefore appear that as these beaches have only meagre supplies above L.W. a large quantity of mobile material must travel underwater.

#### DENMARK

It would seem that no great concern was felt about coast erosion in Denmark until about the beginning of this century when protection measures were more seriously undertaken to defend the barriers, or natural sandspits, enclosing the lagoons, on the North sea coast line. Most of the western coastal land of Denmark is of sedimentary material, sand and glacial drift, generally 15 to 20 feet high above sea level. There are a few headlands about 100 to 200 feet high said to owe their origin to glaciers. The tidal range on the most difficult erosive stretch is one foot at Bulbjaerg to the north and two feet at Ringkoben Inlet to the south, in a distance of about 100 miles. Off shore the sea is shallow and covered with series of sand banks migrating northwards. The immediate foreshores have a slope of 1:50 to 1:75; the 5 fathom depth lying about half a mile from the beach. The predominant winds are westerly and from the direction of the greatest fetch, approximately 360 miles.

There is little doubt that this stretch of coast in time past, and not so long ago, has been favoured with ample supplies of sand which were usefully deposited along the beaches and formed spits across the mouths of coast indentations. Three of these spits,

Lime, Nissum, and Ringkoben represent no less than 30 per cent of the length of the coastal stretch considered. The first named commenced at Bovbjaerg and stretched northwards to Agger, a distance of 11 miles, where some 80 years ago there was only a narrow navigable channel separating the head of the spit from the mainland.

About that time a westerly gale closed up this channel and breached the spit about midway in its length. There was a vast area of water surface contained by this barrier, or spit, but the rise and fall of the tide about the point of the breach was only 16 inches, so no great inconvenience developed from that source. Nevertheless there was now a freer access and expansion of the heaped up storm waters which sometimes caused 5 feet difference of hydraulic head between the sea and the inlet levels setting up a 6 knots current of sand laden water. As could be expected tongues of sand radiated eventually from this new entrance to the lagoon. The spit heads were thus turned into the quieter water. At that time it would appear that the littoral drift along this portion of the coast was south to north but nowadays it is reversed.

At Lodbjaerg, about 8 miles further north the littoral drift bifurcates: the stronger supply proceeding northwards to the Skaw and the weaker supply turning south towards Horns Reef, in which place there is a considerable and continuous accretion.

The appearance of erosion about the seaward flanks of the north and south arms of the spit and fears of further breaches forced the Government to erect protection works in the form of sand barriers, or dykes, and tipped rubble groynes. The early groynes were not successful neither functionally nor structurally. The loose rubble was dispersed and slumped into the sandy bed. The coast line continued receding about 10 feet annually reaching a maximum at the tips of both arms of the barrier. Careful observation of the sea variations showed there was for some miles along the south arm an apparent reversal of the littoral drift, so that in effect there was at the entrance to the inlet a meeting of the littoral drifts from the north and from the south.

Within recent years the technique of construction of the groynes was changed. They are now built up with a central core of pre-cast concrete blocks 4 - 6 tons weight coursed in tiers horizontally out to sea for at least 400 feet with the crown 4 feet above mean water level. The crown is about 12 feet wide and the base 15 feet wide. On both flanks pre-cast 4 tons concrete blocks are tipped to a 1:2 slope to meet the crown level. These groynes are about 400 feet shorter than the original. Since their use on the Lime barrier the recession of the coast line has been slowed down 75 per cent. At the entrance channel the groyne at the northern head is run out to sea as a break-water for about 900 yards whilst that on the southern head is about

300 yards. It is highly probable that the disposition of these terminal groynes at the inlet entrance and the super-elevation of high water during westerly gales has caused this apparent local reversal of littoral drift. The unfortunate result of this phenomenon is that the sea-ward flanks of the barriers are robbed annually of the one million cubic yards of sand deposited in the lagoon.

From Lime Inlet to Horns Reef a distance of 80 miles is sparsely protected except at Bovbjaerg where similar groynes to those of the above system are built. The reduction of the erosion achieved is also about 75 per cent, however the completion of these groynes initiated to the lee of the Bovbjaerg system a severe and serious erosion of the valuable agricultural mainland immediately beyond the last groyne, land which had hitherto been free from erosion. These 40 - 50 feet high cliffs have suffered erosion at the rate of 25 feet annually for a number of years.

For 30 miles further south there is erosion of the coast line of varying amount up to 6 feet annually at Nissum Inlet barriers; then for the remaining 40 miles to Horns Reef there is progressive accretion reaching its peak at the latter point to no less than 40 feet annually.

#### HOLLAND

In the early days of February 1953 the terrific storm and sea surge which assailed the Netherlands and inundated a large part of the country aroused the sympathies and admiration of the world towards those courageous people who gained their livelihood virtually below sea level. No less courageous was the stalwart Dr. Van Veen, the engineer in chief, who led and organised the reconquest of the submerged lands. When aware of the magnitude of the disaster his remark was "I knew it could happen but we Dutchmen never give up. Every 500 years a great deluge has overwhelmed us but I am neither shaken nor discouraged. We must, indeed we will with God's help, take back all the sea has claimed".

I am glad to say within 12 months of those bold words the last closure of the renewed defences was completed and strengthened. A gigantic task well and truly performed.

The Dutch problem is unique and is peculiar to Holland, geographically, bathymetrically and morphologically. The North sea is shallow and is replete with an enormous and mobile series of sea-bed sand banks travelling northwards, a few miles from the Dutch coast and yet providing a meagre and insufficient supply of replenishment for the beaches. It is common knowledge that the man-made dykes keep the sea-water out, but not so well appreciated that the vanguard of the defence against erosion takes the form of systems of groynes. Two or three years ago I expressed, in a paper, astonishment at what I thought to be an extravagant use of this manner of defence, labouring

under the notion that they were erected, as in general use, to trap material of the littoral drift.

I was corrected in this assumption.

Dr. Van Veen explained. The Dutch want artificial capes. Since Holland has no cliffs it has very little littoral drift and what there is, is unreliable and halting. The whole coast has a tendency to recede slowly. "We could not afford to lose ground in places of recession and therefore defended those places, of course diminishing the available littoral drift by doing so. We have learned to look under water. The tidal currents had to be kept off, well away from the shore. The cape-like expensive groynes have kept the depth-line of 7 metres well out of the shore and kept the whole low country behind it safe. Of one thing we are sure: there is no other way to stop erosion than by making or keeping strong capes".

From an authority of Dr. Van Veen's experience and sagacity such arguments are unassailable. In this connection I should like to make it clear that the matter discussed referred to Scheveningen on the actual North sea coast line and not within the shelter of the several rivers' estuaries, where almost all of the scores of breaches occurred. As a matter of fact only one occurred at Scheveningen, and only three on the North Sea exposed coast which fronted the direction of the storm.

It will be gathered from the above that the Dutch practice is concentrated on the preservation of the beach profile and not designed to encourage beach accretion. The particular range of groynes mentioned above are massive structures with a section base width of 80 feet and 12 feet high from the base to the crown which is 30 feet wide. The core is of layers of stone filled fascine mattresses; the top layer is blanketed with straw mattresses which are then staked and covered to a hump form with rubble. Over this for a central width of 20 feet large basalt blocks are laid and confined at the outer edges with timber stakes of stout scantling. Then on both flanks heavy rubble is tipped to completely cover the whole, outside of the crown: this is then grouted with bitumen mastic. Groynes built in this manner remain in good condition for about six years, others not treated with bitumen require much maintenance.

The crowns of the groynes are almost parallel to the beach profiles, and run out to sea for about 350 feet beyond the low water line; the extremities are fanned out to prevent scour. The root of the groyne in the longitudinal dyke is always strengthened.

High groynes however are not favoured in those places where accretion is possible and in the event of a depletion of mobile material already gained the groynes are lowered to reduce turbulence about them. The reduction of height is not haphazard but is computed in relation to the known characteristics of the particular beach

behaviour.

A notable feature of the Dutch sea defence practice is that during the summer months a thorough research is carried out to investigate the natural phenomena governing the mechanics of marine behaviour: a practice worthy of emulation even in countries less afflicted by the ravages of the sea.

The Dutch systems of longitudinal dykes have always impressed me as permanent artificial beaches which are skillfully adapted not only to the sea conditions but to the necessities of the land behind. Furthermore they crystallize into practice with elegant simplicity the stern lessons they have learned from Nature. On low lying ground at mean water level the base of the dyke may be 400 feet wide with the crown berm 25 feet above mean water level. From the berm to the toe the distance may be about 250 feet. The toe is usually at about low water level. A point to note about the toe profile up to about 12 feet above high water level is that it is usually convex, a close relationship to the natural form of accretion of mobile material and suitably adapted to take the wave break. It will be appreciated that the flat seaward slope is akin to natural beaches and, though not pervious like the latter, are equally suitable to easily absorb the send of the beach breaker.

As the height of the ground behind the dyke increases the base width of the dyke is decreased and the forward slope shortened and strengthened, but seldom exceeding 1:5 up to 12 feet above high water. The crown in most cases is carried above dry ground level, particularly in exposed situations facing deep water, and the upper forward slopes to the crown berm are then provided with concrete slabbing with projecting concrete chequer tongues to break up gale wave send and backwash.

#### BELGIUM

The forty miles of the Belgian coast from La Panne to Le Zoute is one vast sandy beach exploited almost entirely by the holiday seaside resorts. The delightful sand playgrounds and good bathing has for many years been a magnetic attraction for Europeans. Not so long ago this extensive strand was backed almost for the entire length with sand dunes, but with its increasing popularity as a tourist centre long stretches of the dunes have been levelled and promenade sea walls (digues) have taken their place. Besides providing amenities these walls formed the longitudinal defence works to valuable property of the resorts: the most valuable property being frequently constructed in the most vulnerable but pleasant positions, in other words on the sea front and rather close to high water line.

About the beginning of this century the harbour wall at Zeebrugge was constructed curving out to sea in a wide arc and cutting trans-

versely across the tidal stream for about 2,000 yards from the shore. From about the point where the low water line intersected with the line of the mole there began an open viaduct 1,000 feet long linking the main wall to the shore. This opening between sea and harbour was inserted for two reasons. It was foreseen that (a) the strong and steady littoral drift moving northwards would be interfered with considerably if all the tidal stream were obstructed and consequently the resorts and beaches to the north would be robbed of sand replenishment; also (b) the large amount of silt and sand in suspension during bad weather would be deposited around the head of the mole into the harbour if there were no current running through the latter. In spite of this precaution all these things did happen.

The coast line to the north began to show signs of erosion and the defences had to be strengthened from Zeebrugge to Le Zoute. The erosion still continues and it has been proposed to lengthen the groynes for some distance below low water. Not only to the north of Zeebrugge has there been unusual depletion but to the south also. Over the several decades that I have observed these shores never have I seen the beaches so thin between Blankenberge and Westende with the exception of about two kilometres of sand beach at Breedene. It is more than probable that the cause lies under water.

The flood stream along the Belgian coast runs strongly close inshore whereas the ebb is weaker and favours channels further out to sea. The average duration of the rising tide is 5.5 hours and the falling tide 6.43 hours. The peak rise takes place between 3 hours and one hour before high water representing 60 per cent of the total rise whereas the falling tide is more or less uniform.

The Dutch Rijkswaterstaat under the direction of Dr. Van Veen as a result of researches of the sea-bed along this littoral draughted a most instructive chart of the sand banks off this coast. He found that the flood currents carved out channels unmistakably directed close inshore and almost parallel with the shore line. Distinct ebb channels lay about ten miles or so off shore. It is from these sand-banks off shore that the replenishment for the Belgian beaches must come. I feel that I must again quote Dr. Van Veen. "We must know the bottom of our waters as if it were the soil of our own garden".

His work was carried out by echo sounders and ingenious especially devised and simple instruments. How much more effective could his investigation have been had television cameras been available ?

It will perhaps have been gathered that the Belgian practice on coast defence has been built up on what was a favourable accretive littoral, and the confidence so begotten in a sufficiency of sand supply directed the engineers to the sole aim of preserving the full amenities of their fine beaches. This took the form of dividing up

the almost temperamental sandy beaches by constructing strong walls, or groynes, normal to the dikes to confine the sand in compartments from the low water line. In the construction of the groynes to a humped back cross section the side slopes and sea-end were made gentle with the crown height about  $1\frac{1}{2}$  metres above the beach when constructed. They were rooted in the toe of the longitudinal dykes with transport ramps to the aprons for vehicular traffic. An important feature was that the surface was fair without any sort of obstruction protruding. They were originally about half as wide as the Dutch groynes already described. I think it is indisputable that for decades they gave good service with comparatively slight maintenance although constructed with a sand core covered with staked fascines and in some cases a finish with brick on edge. Nowadays they are faced with coursed rough squared basalt blocks of  $\frac{3}{8}$  to  $\frac{1}{2}$  ton weight with stakes at the verges and grouted with bitumen.

Within recent years I have noted certain additions to groynes the purpose of which is not clear. At Blankenberge the top rounded surface of a groyne is covered with cast in concrete blocks (8" x 40" in plan) placed apart in a herring bone pattern and projecting about 8" above. At Ostende a new groyne was constructed to the usual Belgian pattern, and on the top surface, rows of stakes in the longitudinal joints of the face blocks supported a 10" high willow or chestnut closely woven fencing, for the whole length. This type of fencing is admirable as a wind sand trap but for an under water groyne its efficacy is doubtful. However within two seasons it was dispensed with, and the groyne surface was changed to the usual pattern with the additional benefit of bitumen mastic jointing of the blocks.

#### FRANCE

I have heard Frenchmen say with some degree of concern that in France there is no system of coast defence - there is only expense. But one must take that with a huge grain of salt, for a tour of the French coasts will show examples of nearly all systems, new and old, that have ever been tried out. They are not always elaborate, or of striking appearance, but the ideas were there despite the lack of funds. What I imagine was the meaning underlying my friends' remarks was that in France there was no definite practice, or duplication, that could be classified as national and successful. The fact of the matter is that France, as ever, expresses localized individuality even in coastal works and, after all, who is to say that one pattern and one pattern only will answer the complexities involved.

The boarded type of timber groyne so common in England is not in favour in France excepting for temporary work, and within recent years several designs of reinforced pre-cast concrete groynes have been tried out particularly in the Calvados. These are comprised of transversal pre-cast concrete frames supported on piles driven into the beach and flanked with steel sheet piling. The 5" thick deck of the groyne is

humped back and is formed by placing large numbers of pre-cast units, like the single steps of a staircase, between the frames, and casting-in their extremities with concrete. The groynes are about 36 feet wide, and rise to a height of about 7 feet above the original beach. The other type of similar dimensions overall has a smooth surface with a deck 16" thick and a distorted sine curve hump. A curious point about these groynes is that in cross section they are asymmetrical. These new constructions are so unorthodox that their behaviour and effects should be of great interest.

The coast line of Medoc between Soulac and the Pointe de Grave, fully exposed to the Atlantic, has suffered a great deal from wave action and because of the importance of its preservation to the stability of the navigable entrance channel of the Gironde estuary the authorities have spared no expense to provide adequate protection. Bold efforts and ingenious devices have been made to keep the sea back; and considering the exposure and difficulties of terrain they have been rewarded, even if not 100 per cent successful. The Arros wave breakers are of a long and short leg zig-zag pattern with the points sea-ward and the short leg oriented normal to the direction of the predominating gales (S.W.) and the long legs parallel. The sea-ward angular points are about 650 feet apart, and about 650 feet from the toe of the dunes, the inner angle is 300 feet from the dunes. This area of the beach is divided up into 6 compartments in a length of 6,600 feet. The top of the wave breaker is about high water springs, and constructed of concrete blocks dowelled together and protected on the sea side with natural rock (3 to 6 tons) at 1 in  $2\frac{1}{2}$ . This zig-zag (or saw-toothed) alignment has given good results but the neighbouring system in the Anse des Huttes has not had the same good fortune, it has been destroyed completely and a new system is being constructed in the rear of the old.

The old wave breaker wall was of novel construction having on the front sea-ward face staggered series of narrow stairs formed by concrete blocks coursed into the main wall of blocks, as though each set of stairs was placed one step backwards in every three sets.

The present new construction of which two compartments, or lagoons, are completed is designed in section very similar to the wall section of Arros but somewhat sturdier, and with the added support of steel sheet piling on both flanks. The alignment is almost straight.

The points of difference of this new construction and that of Arros are worthy of note and are, (a) the sea-ward slope of the rock fill is 1 in 2 as against 1 in  $2\frac{1}{2}$  to 3, (b) the fill is comprised of a central core of chalk rock of 2 to 6 tons with face rocks of greiss 4 to 9 tons, (specific gravity 2.85) as against ordinary rock 3 to 6 tons at 40 tons per metre run at Arros.

In 1950 - 51 the well known Neyrpic Laboratories investigated the problem in its entirety and recommended a natural rock wave breaker



with a seaward slope of 2:1 and back slope of 1:1 with a moderate berm. The core to be of limestone, or hard chalk, from 150 - 1000 pounds and the face blocks to be of hard rock 3 to 6 tons weight grouted with bitumen. The elastic and cohesive nature of this type of wall and its ease of construction are too well known to require further description.

#### SPAIN

The Mediterranean coast of Spain has little tidal range and the littoral is generally of greater steepness than on the coasts of the North Sea and English Channel. One gets the impression that Spain has derived a good deal of its practice on sea defence from Italian influence, and the few points of national particularity appear to be, (a) Transverse and longitudinal defence take the form of rubble mounds, (b) It is taken for granted that off shore banks of sand are available for beach replenishment, (c) that the best method of shore protection is to build rubble breakwaters into the sea to a depth of water about one and a half times the height of storm wave in the locality, (d) that the groyne should be normal to the coast and its crown should be at least half the wave height above mean sea level.

It will be appreciated that such general rules whilst they have the element of simplicity require constructions absorbing large volumes of rock since the plunge line of the breakers is confined within the flanks of the groynes. They are therefore built to substantial dimensions, a crown width of 20 - 30 feet of 3 - 4 tons quarried blocks. They have a central core of quarry run containing a sufficient percentage of small material to render the structure sand-tight. In no case are groynes constructed with submerged crowns at mean sea level, in fact such a condition is considered inefficient. Short groynes are not approved as the whole intention is to form compartments to contain the turbulence and send of the breakers.

Generally on coasts of sedimentary strata the groyne system is linked up with a longitudinal defence wall of tipped rubble in two layers of a normal thickness of 8 to 10 feet at a slope of  $1:1\frac{1}{2}$  to 1:2. This is formed in two layers, the inner of 2 - 10 hundredweight quarry stone and the outer face of 3 - 4 tons quarry stone with toe and crown aprons of substantial proportions.

One also notes the precise adherence to mathematical formulae for block weights, slopes and wave heights.

#### PORTUGAL

The Portuguese have not developed any particular system of coast erosion defence although so fully exposed to maximum fetch of the wide Atlantic. The main impression is that generally erosion has only become

461

a problem with which to wrestle when some small fishing port has passed through the threatening stage and has sustained serious damage. The fact is that little serious attention has been given to the subject. Where defence works have been carried out they have all the appearance of temporary measures and scarcity of funds: that they are works of emergency there is little doubt. The continental platform is very narrow and the huge Atlantic waves can approach to within a few thousand yards of the coast.

The littoral drift mostly of sand is north to south over a long stretch of the northern provinces but owing to the constant turbulence along the shores there is great difficulty in maintaining the beaches. To provide adequate works for this coast would require the expenditure of large sums to construct and to maintain.

#### ITALY.

I feel it would be proper to preface my notes about Italian practice to pay tribute to the pioneering works of her sons in scientific research of the littoral since first initiated by the great Leonardo da Vinci. This unique genius, engineer, philosopher and artist excelled in all he undertook and even in his day his fame spread throughout the cultured world. In his studies (1502 A.D.) of the Cesenatico coast on the Adriatic Sea north of Rimini he left notes of his observations which might have been written yesterday: about the mechanism of oscillating waves, the movement of detritus over the sea-bed, the breaking wave in shallow water and the land defence against sea erosion.

His fame reached France and Francois the First invited him to investigate the constructions necessary to make the then small port of Havre the foremost port of the world. Regarding this it is interesting to recall that the Grand Admiral Bonnivet said in reporting the appointment of the construction engineer, one, "Guyon le Roy, homme ardent, avisé, et pas plus mauvais ingénieur que tel Italien qui fut venu de Lombardie".

The substance of some of Leonardo's comments on the Cesenatico littoral was: that stretches of the beach which are in the process of accretion are usually those which have been thinly favoured with littoral drift supply to begin with, or have already been subjected to severe depletion; whereas those beaches suffering erosion are more usually those with a steep foreshore. Thus it happens on a depleted shore, and given certain morphological conditions, a series of banks of mobile material are formed on the sea-bed off shore. These banks are not stationary but continue to advance underwater. The concave profile is that which everywhere characterises the work of erosion whilst the convex profile indicates the work of accretion. The underwater travelling sand banks are usually humped back and their surface is wrinkled.

Since Leonardo's time many Italian engineers and oceanographers

have confirmed his acute observations on sea behaviour about the coasts to which he had given attention.

However, to get to more recent times a well known Italian engineer the late Paolo Cornaglia after much experience and study published (1890) a theory "Flutto di fondo" (bottom wave). Whilst whole heartedly accepted in Italy it was not well received in France, where the criticism, which was possibly due to misconception, centred around mathematical evaluations and not the argument.

As we are more directly concerned with the latter it would be profitable to give a brief outline of Cornaglia's argument relevant to the littoral.

(a) From the plunge line to the shore.

After the break the mechanism of the wave is destroyed and there exists simply the fall of the water jet on the beach in virtue of its own weight. The direction of the return of this water to the sea does not correspond with the approach direction unless this itself was directly normal with the beach contours. The approach direction to the shore although influenced by the contours is much more affected by the impelling force of the wind, whereas the return flow is constant, that is normal with the contours; therefore from the break to the return the path of a water particle is of a saw-toothed pattern, with a degree of sharpness dependent on the direction of wave approach and the angle it makes with the normal to the contours.

(b) Sea-wards of the plunge line.

The direction of travel of the visible surface wave is on the same line for both the direct and the return phase, and varies according to the direction of the force producing the agitation and the surrounding conditions.

Out at sea, away from the plunge line, if the direction of the waves is not parallel to the run of the contours a particle of sedimentary material will be impelled forwards, with components in the direction of a contour line and normal with it either directly towards or away from the shore with trajectories of constant direction but in alternate senses. If the forward pulse is shorewards to the contours and predominates over the return then the tendency is towards the beach, on the other hand if the return pulse predominates the material will move progressively seawards.

If the forward and return impulses are of equal energy and have coincident trajectories the particle will be tossed up and down and will always return to its origin.

Cornaglia sums up this argument as follows.

Where a particle is acted on by two forces of equal energy first

forward and then backward it can then be said to be in a neutral point.

The succession of such points along the littoral is spoken of as the "Neutral line", which is at greater depths as the agitation is greater and the particles smaller and lighter. However in the same point of the sea-bed and for a given wave height, particles of different size, shape and specific gravity have a different neutral line. In sum without the conception of a neutral line it would be impossible to explain how the beaches in certain circumstances are accreted and in others are depleted. If there is not a predominance of the forward wave over the return, the sea-bed material, under the action of the component of its own weight parallel to the latter, shall be constantly everywhere translated always towards the sea and the beach will deplete to the point of disappearance; on the other hand if the direct wave predominates there will be accretion.

I take leave to submit that this is the most simple and comprehensive explanation of beach phenomena.

The first impression of Italian coast defence works in that picturesque land is the sheer ugliness. They seem out of keeping in their sombre colour and mis-shapen craziness, without apparent purpose, to the surrounding landscape. However to the man who put them there they serve, and it appears, successfully the purpose assigned to them. In point of fact they are simply long embankments of dumped quarry rock aligned parallel with, or slightly inclined to, the coast line, and lying out to sea, on the average, 300 feet, although in some cases they are as close as 100 - 150 feet. They vary considerably in length and those which are long are usually provided with gaps sufficiently wide to obtain maximum nourishment from the littoral drift. The cross section is trapezoidal, the top width is recommended to be not less than 16 feet unless it is landward of the plunge line of fair gales. The height of the berm above mean water level varies from 3 to 7 feet. In the more sheltered areas, or shallow foreshore, the sea-ward slope can be 1 in 1.5 to 1 in 2 but for more exposed situations it should never be less than 1 in 3. In most cases the landward slope is 1 in 1.

Generally the exposed above water surface of the natural rock presents a jagged appearance but of those situated about the Gulf of Naples the surface rocks appear to have been hand placed and bedded. In the same place there are examples of slightly curved alignments with the convexity to sea-ward. At Chiavari in the Gulf of Genoa the series of lengths, each about 300 feet, are all parallel but inclined slightly across the system alignment. Both ends of each length, excepting the far extremities of the system, overlap just sufficient to prevent frontal waves riding through the gaps which are about 60 feet wide.

It is obvious that the storm wave height and the respective plunge line are the ruling factors in the location of the defence from the

shore. This must be observed in Nature and not assumed, economy in design is thereby achieved. The site is therefore fixed landwards of the plunge line of the maximum observed storm wave. The reason for this is to avoid the shock on the loose boulders and to capture as much suspended sand as possible from the heavily charged waves, by expansion in the quieter water, after passing through the gaps. Naturally for waves of lesser height there are sure to be those which break on the rock wall, and for those the dimensions of the wall are fixed. Indeed in some places where valuable property near the water line is threatened a single isolated length is constructed in water about 10 feet deep like a thin rectangular island 30 feet wide at the water line and a base width of 80 feet. On initial construction the gaps are sometimes made purposely wide and narrowed progressively after observation of the amount of replenishment of the beach shows to be necessary. One important practical point is that should some part of the mound above water level be washed away and not repaired a succeeding storm will probably carve out a valley in the beach immediately in the rear of the depression. Groynes are not favoured.

#### REFLECTIONS.

#### LITTORAL DRIFT.

In the first place I would like to emphasize that we do not seek the causes of erosion. They are visible and happen everywhere and all the time. The phenomenon is immutable and our learned philosophers and geologists have made the matter so plain that it is now elementary, and in the knowledge of all schoolboys. What we do seek however is the most simple and direct manner in which to protect the vulnerable and generally valuable parts of our coasts against those sea forces which destroy. Any engineer could with confidence guarantee to defend rock cliffs against sea erosion - in fact it is done everyday. That is no problem, and I feel that high cliffs should be allowed to erode for the benefits derived. We all know that in the process of rock cliff erosion, by weather and sea, large portions collapse in the sea. In their subsequent disintegration they furnish a large amount of loose material which eventually may prove useful to the weaker neighbouring coasts.

The part played by rivers and torrents although considerable will be neglected in our argument.

Erosion of low lying alluvial land or clay cliffs is generally useless as far as we are concerned, indeed it may be harmful as for the most part the eventual product under sea action becomes mud and silt. The detritus from rock destruction however after being pounded to small sizes and rounded shapes is catapulted by wave explosions from the neighbourhood of the rock bed where the turbulence does not allow the particles to rest. It has been said that a large boulder

can be cracked to pebbles in 10 years. Observation will show that rock surfaces do not favour the repose of loose material or sand particles, even in pot holes. Eventually they find themselves on a flatter sea-bed and more receptive area as some will find their like already there. Now begins a very different excursion, under the oscillating action of the waves and the stronger effect of the tidal currents and the easier travel over a flat surface. They also have the benefit of the urge to travel given by the slight heaving of the bed on the passage of the surface wave.

Shingle does not like the neighbourhood of rock ledges, sand may accumulate near them but not shingle. The result is the meandering over the littoral backwards and forwards, left and right, and progressively away from the origin. The waves begin to sort out the particles in a sort of selective grading in the position in which they find themselves at any one time. Some may find a depression in the sea-bed sloping steeper sea-wards where the forward pulse of the wave is weaker than the return plus gravity so that the resultant motion of these particles is sea-wards and they join the throng proceeding towards the littoral slope. Others, which have just avoided the change in bed slope, may do a sort of sentry duty first moving one way and then back again, but, in the tide way which may be across the direction of the waves, it will progress laterally and on the change of tide may return again. Again, those which are more shore-ward will have a similar zig-zag movement but forward in the direction of the waves and at the same time the periodic zig-zag of the tidal stream with the result that the path becomes a curved zig-zag towards the shore, with a bias in the direction of the littoral drift.

With an increase of wave height the resultant motion will be accelerated until those particles moving shore-wards find themselves in a veritable upheaval of strong waters in the plunge line and they are catapulted high and dry to a beach crest.

Now if this is at all a fair outline of the mechanism of the littoral drift then it is obvious that the supplies to the beaches are fundamentally fortuitous. They will vary, even over the same contours of the sea-bed, with the height and direction of the waves and the strength of the tidal ebb and flow and, in shallow water, upon the direction and strength of the wind. There may also be another factor, perhaps temporary or changeable, and that is the sizes, shapes, nature and presence of off-shore banks of material, which seem to have the quality of attracting, under or on water, of any loose material in the vicinity similar to the composition of the mass.

The sweep of Lyme Bay from Budleigh Salterton to Chesil Bank, passing through Sidmouth, Beer, Seaton and Bridport, is 40 miles. To the west of Budleigh Salterton the beaches are sand, but to the east

with the exception of small sheltered embayments, there is shingle. Budleigh Salterton is well supplied but from there towards Chesil it thins out into ribbons nestling again the cliffs and in places such as Seaton forming steep beaches above low water; then again along the cliffs it thins out to Bridport, where the beaches although well groyned have fluctuating supplies. From then on to the Chesil Bank the supplies must be considerable. It is also well to note that to the east for 3 miles beyond the tip of The Bill there is a large submerged shingle bank the Shambles, which also appears to be a permanency. Perhaps this latter takes the overflow from Chesil Bank. It seems apparent that the only solution to this mystery lies under water.

#### TELEVISION.

With the highly developed new television and echo sounding apparatus in the last decade it has been possible to examine the seabed in great detail and accuracy. For example comparatively recently some further confirmation of this was provided in the search, by salvage vessels carrying television apparatus and echo sounders, for the lost submarine "Affray" somewhere in the English Channel. To test the reliability of the camera and method a diver was sent down in 20 fathoms of water. The picture on the screen showed the diver on a sea-bed of shingle and coarse sand. It was estimated that the shingle sizes varied from half inch pebbles to 3 inch shingle. The diver was then directed to take representative samples which he did whilst still observed on the screen. Later examination of the material confirmed the accuracy of the screen reading.

Another oceanographical detail of importance resulted from this memorable search. The echo sounder had revealed a steep ledge on the sea bottom and the possibility was that the lost vessel might be lying on the talus and thus be blended with the bottom topography. The whole area was therefore closely surveyed by the echo sounder which showed that the formation was a large almost semi circular sand bank lying on the bed in 280 feet of water. The bank crown was 60 feet high above the bed and was about 1500 feet diameter: the shape being very similar to an orange slice. The top surface was ripple marked. It may be remarked that Dr. Van Veen has already called attention to the several series and wide distribution of similar banks along the coast of the Low Countries.

#### NOURISHMENT OF BEACHES.

Regarding beach mechanism from the plunge line to the shore we will assume that the principle of beach formation by waves as outlined by Bagnold is established and accepted. His laboratory experiments were concerned with wave crests parallel to the beach contours. There were no lateral forces and no tidal range. This lack however does not affect his main conclusions; they can be

readily observed in nature, though of course modified. He showed that the step on a shingle beach at the plunge line lay between the lower beach shelf and the upper beach to the crest. He also showed the manner of breakdown of a beach when the crest at a wall, or non-porous backing, is submerged, and also the breakdown when the upper beach lies on an impervious layer. He stressed the importance of the porosity of the beach, and even suggested an open screen of closely spaced bars parallel to and in front of the sea wall as a preventive.

From this it will be appreciated that thinly covered and slightly nourished beaches of shingle lying over a stratum of low porosity, like Selsey Bill, are particularly vulnerable to bad weather at all stages of the tide; and any drastic interference with the beach, such as trench digging, pile driving and even holiday crowds, can only weaken its resistance. A false sense of security is engendered frequently where heaps of recently cast-up shingle lie landwards of the crest, such as the construction of the life boat house on the above-mentioned beach in 1918. I have even seen at Deal brick built buildings erected on shingle within a few feet of the crest. I have also seen them swept away by the sea.

I hold strongly to the belief that thinly nourished beaches which historically have seldom been otherwise are best defended by rear-guard action, in other words, with longitudinal walls, or dykes, designed to match in with the natural profile of the beach; the toe being protected by sheet piling. In the construction no excavation of the original beach should be allowed, it would be preferable to leave the piling projecting above the beach and form the toe slope with quarry boulders to the talus necessary and half grout them with bitumen.

The beaches which are too highly nourished are mostly those to the weather side of large man-made constructions, either with that purpose in view, like the Twiss groyne at Hythe, or to prevent the material travelling forward in the natural way as at Shoreham harbour. At Durban and Salina Cruz the expensive solution was to pump the material under the harbour channel to the further shore. There must be some other more natural solution for in Nature it happens underwater. At Herne Bay the beach east of the pier is almost devoid of shingle whilst to the west of the pier it is very highly nourished. This ill-favoured beach is provided with groynes at 80 - 100 feet spacing for about  $\frac{3}{4}$  mile run. The same feature occurs in the West bay at Sidmouth where only stray shingle hugs the foot of the cliffs. At Weymouth the town beach is sand for 2000 feet and then merges into shingle.

This English coast is one of the most heavily groyned and walled shore lines in Europe and yet the problems besetting them do not lessen as the expense increases. Enormous quantities of material pass along the littoral and much is collected on the beaches and then



suddenly it is washed away. Sometimes it is washed back again and sometimes not. The severe fluctuations have compelled the construction of strong longitudinal defences which for the greater part are self stable. Hazarding the implication of heresy, I sometimes wonder if all the groynes were demolished and the beaches left free, would the accumulation of shingle become better distributed, or would matters become worse. In the latter case where would the material go ?

#### CONTINENTAL COAST.

On the delightful beach at Le Touquet I have seen and measured at low water springs the forward travel of one of the small inshore migratory banks. Le Touquet is devoid of defences with the exception of woven fences on the hinder beach to trap the wind blown sand, an exceedingly wise precaution. Proceeding northwards the sand beaches thin out about the rock ledges and cliffs of Pas de Calais but from Dunkirk to Le Zoute they become well nourished, although latterly not so well as 30 years ago. Holland, the country most deserving of the blessings of Nature, despite the presence of enormous travelling banks of sand out at sea is deprived of a sufficiency, maybe by reason of the several rivers' estuaries from Le Zoute to the Hook of Holland. Further north sand again appears in quantity at Horns Reef, Denmark, and continues to the Skaw, where large deposits spread out over the entrance to the Baltic.

In Denmark, Holland and Belgium the common principle of coast defence comprises large stone groynes and substantial longitudinal dykes, or barriers. Denmark with small tidal range constructs massive concrete block and stone groynes to 4 feet above water level, (for constructional and maintenance convenience), and carries them landwards through the first line of sand barriers over the space separating that from the second line of barriers in which the end is rooted. Thus to some extent they form bulkheads, like the transversal walls at Arros and des Huttes, to limit breaches to compartments. Some success has been registered but not entire satisfaction. The function of these groynes was designed to be that of sand traps of the littoral drift.

In Holland the groynes are equally massive but the crowns slope almost parallel with the beach profile and are extended to below low water. The tidal range varies from about 7 feet in the north to 10 feet in the South. The sea extremities are pancaked out like an inverted scallop shell and the land ends are strongly rooted in the well-known Dutch type dykes, with paved stone facings and fascine reinforcement. The considerable tidal currents and the poor nourishment have led the Dutch engineers to the conclusion that the better plan to suit their conditions is to build substantial groynes to deflect the tidal stream from the shore, and this they do.

In Belgium the outstanding feature of defence was the maintenance of the beaches which in the past have been well nourished. The groynes

were constructed to a form pleasing to the eye and of a streamline section to prevent turbulence about them. The sea extremities were pancaked like the Dutch type. These groynes have a long life and only in exceptional circumstances has it been necessary to carry out expensive repairs. They are rooted, usually in the tourist centres, in sturdy sloping walls of stone or brick facings and sand filled, with timber sheeting in the beach at the toe. At Ostende where the beaches have within recent years suffered depletion there is a wide apron in front of the toe, which I have noted has latterly been again widened. Noting that porosity is the all important factor of beach building I am left to wonder why this was done. I know of several cases where this has had bad effects. There is also another point of importance: I have seen clouds of wind-blown sand swept off the Belgian beaches depriving them of the supplies so badly needed.

The systems adopted at Arros and des Huttes in France have much to be said in their favour. It is a compromise between north European and Mediterranean practice of dependence on longitudinal walls irrespective of the aid of beaches. The method of construction of this new wall appears expensive and one questions whether the Italian method of boulder construction with bitumen grouting and spaced gaps had been considered. A coursed frontal wall on a sand beach submerged by the tide is prone to foundation erosion in gales at some height of water. I recall seeing at St. Malo, alongside the Sillon, during a storm, the beach cleft like a valley about a palisade groyne of natural tree trunks, by the turbulence of the clapotis about them. The sand was thrown up to the flanks in considerable heaps.

I make the submission that research work would be more valuable to practising engineers if it were more concerned with Nature in the raw, and with the aid of modern instruments to trace the sea-bed action under water. When all is said and done reduced model experiments are usually confined to ad hoc experiments and I contend that it is more preferable to know than to assume.

#### REFERENCES.

- Bagnold, R.A. Beach Formation by Waves. Journal Inst. Civil Engineers, London, November 1940.
- Cornaglia, Paolo. Delle Spiagge. Atti della R. Accademia dei Lincei. Roma 1888. Della energia del flutto di fondo in mare. Giornale del Genio Civile. 1890.
- D'Arrigo, Agatino. Leonardo da Vinci e il regime della spiaggia di Cesenatico. Roma. 1940.  
Ricerche sulle caratteristiche del Moto Ondoso nel Mediterraneo e sulla theoria del Cornaglia. Roma. 1937.

de Rouville, A. Renseignement et réflexions sur les ouvrages de défense des côtes. Annales des Ponts et Chaussées No. 5. 1950. Paris.

Duvivier, J. The Problem of Coast Erosion. Journal Inst. Civil Engineers. London, 1947.

Lauwers, J. Les marées des ports d'Ostende, de Zeebrugge et de Nieuport.

Minikin, R.R. Coast Erosion and Protection. Chapman and Hall. London. 1952.

Per Bruun. The Danish West Coast. The Dock and Harbour Authority. No. 359. Vol. XXXI. 1950.

Stephenson, A.G. Shoreham Harbour. The Dock and Harbour Authority. No. 342. Vol. XXIX. 1949.

Van Veen, J. English and Dutch Methods of Shore Protection. The Dock and Harbour Authority. No. 379. Vol. XXXIII. 1952. Research of Tidal Rivers in the Netherlands. The Dock and Harbour Authority, November and December 1946.

#### RESUME

#### PRINCIPES FONDAMENTAUX DE L'EROSION DES COTES

R. R. Minikin

Cette communication se rapporte aux principes fondamentaux de l'érosion des côtes et de leur protection : le sujet est abordé sous l'angle de l'art de l'Ingénieur. Ce mémoire est le résultat des études et des réflexions de l'auteur suggérées par des observations personnelles sur des portions étendues des côtes européennes. Il est plus intéressé dans les observations visuelles sur Nature que par les théories ou les tentatives de généralisation et, pour illustrer son argumentation, il donne de brèves descriptions de plusieurs plages importantes du littoral européen. Celles-ci sont considérées comme offrant des aspects particuliers ou prédominants des phénomènes côtiers, qui permettraient de découvrir les secrets cachés dont l'existence a été soupçonnée depuis longtemps par les ingénieurs et les chercheurs.

La thèse est que les problèmes encore non résolus sont beaucoup plus propres à être démêlés sur des plages naturelles qui ont des tendances prédominantes plus stables que dans un laboratoire.

Il en est ainsi spécialement de nos jours, depuis que le développement moderne de la télévision sous-marine et des appareils de sondage par écho autorisent un examen serré et précis du fond de la mer.

Plusieurs pays ont abordé de manières diverses le problème de la défense des côtes ; cela tient à ce que les opinions concernant le choix du phénomène - ou du groupe de phénomènes prépondérants - varient beaucoup. L'auteur suggère qu'il y a une érosion favorable aussi bien qu'une nuisible et que le temps et l'argent dépensés en travaux pour diminuer la première peuvent en conséquence accroître la seconde. Ceci, certes, s'applique seulement aux pays favorisés par des falaises rocheuses, tandis que, sur les côtes des pays surbaissés, qui sont protégées principalement par des constructions artificielles, toute érosion est nuisible.

Référence est faite au fond d'information maritime recueilli et publié par les Instituts Océanographiques existants, et particulièrement par le plus ancien de ceux-ci, celui de Naples. Sous ce rapport on se rappelle que le grand Léonard de Vinci s'occupait des problèmes de l'érosion des côtes à Cejenatico dans l'Adriatique et au Havre. Son esprit tenace et analytique a noté plusieurs des faits fondamentaux du comportement de la mer vis-à-vis des rivages avancés et ses solutions constituent peut-être les bases de la pratique Méditerranéenne d'aujourd'hui. Le concept de la "ligne neutre" est dû à un autre attentif ingénieur italien, Paolo Carnaglia (1890).

L'espoir de résultats immédiatement favorables ne doit pas être conservé ; les plagos les plus durables croissent graduellement, celles qui se forment en une marée ou deux sont davantage propres à disparaître beaucoup plus rapidement sur un changement des conditions météorologiques.

La suggestion est faite que les travaux de défense doivent avoir pour but de créer des tendances favorables dans la tenue de la plage, plutôt que de façonner des barrières ou des brise-lames.

En résumé, l'auteur suggère que le concept du transport solide du littoral réclame une compréhension plus profonde, que ce n'est pas simplement le transfert en masse de parcelles de matériaux insolubles le long du littoral par une mer bénéfique ; le concept en cause comprend plus que cela. L'accent est mis sur le fait qu'avec les nouveaux appareils de télévision sous-marine, etc..., les Unités de la Marine Nationale affectées aux recherches on mer devraient assumer la tâche d'explorer le fond de la mer en bordure du littoral.

La plus grande partie des mesures de protection se présente sous la forme d'un système de musoirs implantés dans les bords de la mer ou de digues, dans le but de capter les matériaux de transport solide du littoral, de manière à former des plages de protection ; toutefois, d'autres systèmes similaires ont été conçus pour défléter le courant de marée loin de la ligne côtière. Ces solutions divergentes peuvent-elles être conciliées ?

L'auteur estime que les systèmes basés sur les modèles belges ou italiens d'il y a 30 ans offrent les solutions les plus propres à une défense durable, mais qu'ils doivent être gradués par une connaissance serrée des conditions de site du littoral et par un sens personnel de la mer.

## Chapter 34

### THE DUTCH PROGRAM OF INVESTIGATIONS ON STORM SURGES IN THE NORTH SEA

J. B. Schijf

Rijkswaterstaat, The Hague, Netherlands

#### 1. Introduction.

The North Sea is a shallow sea and therefore it is very sensitive to wind effects. As a result the water levels along the coasts are, in addition to the tidal oscillations subject to a considerable wind setup and exceptionally severe gales throughout history have been accompanied by inundations of the low-lying regions bordering the North Sea, in particular its southern part.

No stretch of coast has suffered more than that belonging to the Netherlands and the adjacent parts of Belgium and North Western Germany. Several factors combine to bestow on us this doubtful privilege.

Firstly the most violent gales are predominantly from the North West, piling up the waters into the South Eastern corner.

Secondly the Netherlands, as the name implies, are among the lowest regions to be found on the sea coast, slightly more than half of the country lying below mean high water and one third even below mean sealevel.

Thirdly our coast is indented by a number of estuaries, enabling the sea to penetrate deeply into the country.

It is not surprising that after the establishment of regular observations both of sealevels and of meteorological data (say around half of the last century) the relations between wind and sealevels became an object of interest. For a thorough analysis of the dynamics of the North Sea the time had not yet come till recently.

When in the 20<sup>s</sup> the project for the enclosure of the Zuyderzee was maturing, for the first time a quantitative analysis was undertaken of the dynamics of tides and storm surges in the Zuyderzee and its immediate surroundings. Later similar studies have been made with regard to the estuaries in the South Western Netherlands. It has been possible to arrive at a complete understanding and also at a quantitative treatment to a high standard of accuracy of the behaviour of the tides and storm surges in these areas. In these calculations the water levels in the North Sea itself were considered to be unaffected and taken as boundary conditions.

In later years the problems of the dynamics of storm surges in the North Sea has been attacked both by British (Goldsbrough, Doodson, Proudman, Corkan) and Dutch scientists. On the Dutch side this was mainly the work of the Oceanographic Section of the Royal Netherlands Meteorological Institute and its results for the time being have been crystallized in the doctors thesis of Schalkwijk (1947). The main practical value has been to provide a useful basis for fairly accurate short term predictions of water levels based on the meteorological forecasts.

On the other hand also studies of a statistical nature on the occurrence of high and very high sealevels have been going on for some time, mainly by the Research Divisions of the Rijkswaterstaat. Their purpose was to provide rational design data for seawalls and similar constructions.

Progress along these lines was relatively slow, as the problem is not an easy one and it has many ramifications. The people working at it were not many and they had other interests besides. There was no reason to treat the subject with any special urgency.

## THE DUTCH PROGRAM OF INVESTIGATIONS ON STORM SURGES 473 IN THE NORTH SEA

During the night of 31 January to 1 February 1953 all this has been changed. The vital urgency of these matters was brought home to us very forcibly.

Since then, as soon as the immediate demands of the repair and reconstruction of the dikes had been satisfied, the attack of the storm surge problems has been resumed in full force. A special Government committee, the Delta-Committee, has been appointed to advise the Government on the general policy with regard to the danger from the North Sea, more in particular on the primary choice between either a big scale program of closing off of estuaries or a radical raising and strengthening of several thousands of kms dike. Under the sponsorship of this Committee a collaboration has been set up between the Research Divisions of the Rijkswaterstaat, the Meteorological and Oceanographical Sections of the Royal Dutch Met. Inst. and the Mathematical Centre. In the last mentioned organisation a group of prominent mathematicians are united for the purpose of developing and applying mathematical methods for technical, commercial and social problems. Its equipment includes an electronic computer.

### 2. The statistical problem.

In the old-time practice of seawall construction the highest known water level was taken as a design criterium. The realisation that the height of sea levels should be treated as a statistical problem dates back only a short time and it is still regarded in some circles as a rather suspect novelty.

The earliest and most thoroughly investigated set of data in the Netherlands are the recorded high water levels at Hook of Holland. It has been found that, plotted on a semi-logarithmic diagram, they yield a straight frequency curve. Now a straight line rather invitingly suggests a straight line extrapolation but, on the other hand, it does by no means offer a scientific justification for doing so. In fact it might be, and is, argued that an extrapolation from a 60-year series of records into frequencies dealing with much longer periods has no real basis whatever. Still, unless we are content with waiting for another 1000 years before being ready to fix reasonably safe design data for our seawalls, we have to decide on some manner of extrapolation. This situation calls for an investigation into the problem, as searching as the present state of the science of mathematical statistics allows.

In the course of this investigations a number of questions have been or are being looked into, not only with regard to the Hook of Holland data, but also those from other stations along the coast. It should be mentioned that not all the other series conform to the straightline frequency relation. A main question from which most other follow is if the data represent a homogeneous statistical material.

A high water level results from the combined action of the astronomical tide and the meteorological effects; should they be separated and treated one apart from the other? A rather simple way of separating consists of subtracting the predicted HWlevel from the recorded level, although this procedure is not entirely sound, because the interaction of tide and meteorological effect cannot be treated as a simple superposition. However when the process is carried out, it does not materially alter the statistical position.

As a more or less defined meteorological situation, such as a depression, generally has a longer duration than one tidal cycle, successive HWlevels are not statistically independent. There is a certain measure of persistence, which can be eliminated by classifying the recorded levels after depressions and selecting the maximum HWlevels associated with individual depressions.

Proceeding further along this line it appeared worth while to consider in particular depressions of a type associated with storm surges. This has the disadvantage that less data are available, but the probable advantage of providing more homogeneous matter.

Another step along the same general line of thought is to consider the winter semester separately, and again the three months of most frequent gales - November, December, January - separately.

Proceeding yet further it has been tried to ascertain whether certain years or groups of years show a greater tendency than normal to produce storm surges (dangerous years), also if any correlation can be found between frequency of storm surges and sun spot activity. The philosophy behind these converging selections is to find out if possible if the very high waterlevels show a significantly different law of frequency distribution from the entire mass of data.

From the trend of the questions it will be clear that the investigation is not confined to a study in mathematical statistics pure and simple, but all along the line physical and meteorological relationships are drawn in. Of course this calls for a close coöperation between the teams of statisticians, meteorologists, oceanographers and hydraulicians busy on the different aspects of the problem, for which purpose frequent gatherings of greater or smaller groups are organized.

Although the statistical investigations are still in full swing, certain preliminary results have already emerged. Neither for sun spot activity, nor for a classification in groups of more and less dangerous years a statistically significant indication has been found. On the other hand the classification after depressions appears to be decidedly useful.

So far it has not been found at least for Hook of Holland that a straight line extrapolation of the frequency diagram should be condemned.

Each selected group of data very faithfully shows a straight line relation. However, there appears a tendency for selected groups of HWlevels to follow a frequency curve with a different gradient from the overall curve, in such a way as to increase the probability of very high levels. This is felt to require very careful attention as there appears to be a strong argument in favour of an extrapolation being based predominantly on the tendency of that section of the data which may be estimated to be most representative for physical patterns, associated with severe storm surges.

Still, the investigation is by no means completed and moreover no statistical findings can really be conclusive as long as the dynamical studies have not produced sufficient evidence to support them.

### 3. Nature of the dynamic problem.

Quite a number of studies have been made in several countries on the equilibrium setup of an enclosed body of water under the action of a steady and homogeneous wind field. Although not all the factors relevant to that problem have been made entirely clear, a sufficient working knowledge for practical purposes has been gathered.

## THE DUTCH PROGRAM OF INVESTIGATIONS ON STORM SURGES 475 IN THE NORTH SEA

One of the early findings, both from the theoretical and the empirical point of view, has been that the setup is inversely proportional to the depth of water, or nearly so. This explains readily the considerable setup values experienced in the relatively shallow North Sea. The fact that the depth in the North Sea is not homogeneous and that its shape is not regular, complicates the problem somewhat, but does not in itself present real difficulties. If it were only for this, we would still have a fairly simple problem.

Apart from that however, the North Sea departs in several respects from the idealized setup case. It is by no means an enclosed body of water, being open to the Atlantic in the North, and having a second connection via the Channel in the South. Another connection though of less importance, exists with the Baltic in the East. Also the wind field is neither homogeneous nor steady. Lastly it is not only the wind action we have to deal with, but also the tidal motion and because of the non-linear character of some of the relevant terms, in particular the bed friction, the two motions cannot be superposed in a simple way.

Not only that, but the simultaneous action of gradient and Coriolis forces throughout the depth and wind shear on the surface give rise to distorted velocity distribution curves, thus complicating the relation between mean velocity and friction.

The problem confronting us therefore is dynamic in nature, bearing on an irregularly shaped sea, with varying depths and several open boundaries, driven by the tide and by a complicated and varying wind pattern, large enough for Coriolis forces to have an appreciable effect and shallow enough for the bed friction to be counted with.

### 4. Dissection of the dynamic problem.

As a first stage in an endeavour to deal with our problem in its full complexity, it seems indicated to try to dissect it as far as possible in its component parts. We may at least expect to gain a certain amount of insight into the significance of the individual factors and subfactors and it is not unreasonable to hope that after mastering more or less simplified models of the true dynamic pattern we may see our way to a sufficiently close approach to the complete problem.

We may be guided by the experience that has been accumulated in the calculations of tides and storm surges in our estuaries. This problem is simpler than the North Sea problem because of several reasons.

1. The channels are narrow enough to allow for neglecting the flow and its derivatives in the width direction of the channel. So the problem can be stated in  $x, z$  en  $t$  instead of  $x, y, z$  en  $t$ .
2. This implies that Coriolis forces need not be taken into account.
3. The wind-action on the estuaries themselves is not very important. It can be introduced as a correction term.
4. In those shallow waters the ratio of inertia to friction is small enough as a rule not to have an appreciable influence on the vertical velocity distribution. Hence an integration with regard to  $z$  is possible, leading to a direct relation between mean velocity and friction as expressed by the Chézy-formula. Then the problem is reduced to solving equations in  $x$  and  $t$  as independent variables.

On these lines the channel-theory as used in estuaries and similar waters has been developed.



In the North Sea problem it is clear that limitation to uni-directional flow forms a rather crude schematization, which can only be useful for a rough exploration. It will also be unavoidable to include the windshear term in the equation of motion.

As the only possibility of simplifying the basic equations remains the integration with respect to  $z$ . This requires a fundamental study of the vertical distribution of velocity and shear in a flow subject to the combined action of gradient forces, Coriolis forces and surface shear.

This study has been undertaken and it has led to a workable result, which boils down to the introduction of a modified Chézy-relation with correction terms depending from the ratio of the vector velocities of wind and water.

A number of separate problems, which are suitable to probe into the characteristic features of the relevant factors can be selected. They are:

1. The windeffect of a homogeneous and stationnary windfield,
  - a. on a basin of regular shape and constant depth
  - b. on a basin of regular shape and a depth variable from place to place
  - c. on a basin of irregular shape and constant depth
  - d. on a basin of irregular shape and variable depth.
2. The windeffect of an inhomogeneous, but stationnary windfield on a-b-c and d.
3. The windeffect of a homogeneous windfield, varying in intensity on a-b-c and d.
4. The windeffect of an inhomogeneous moving windfield on a-b-c and d.

This group of problems is directed to the understanding of the behaviour of the North Sea as a whole. For this purpose its shape may be schematized into a rectangular basin open to the Atlantic at the Northern end and continued with a converging trapezoïdal basin in the South, which in turn is connected with a diverging trapezoïdal basin (the Channel), open to the Atlantic.

The connection with the Baltic, which may be considered as having but a secondary importance, may be left out entirely in the first stage and possibly be introduced later as a correction.

The windpatterns to be investigated have to be selected on the basis of a study of the meteorological conditions associated with severe storm surges, which is carried out by the meteorologists.

As regards mathematical procedure it is indicated in the first place to look for a not too laborious approximation, enabling to obtain comparative results with a moderate amount of labour. This appears to be possible by linearizing the friction term on the same lines as in the harmonic method of tidal calculation used in estuaries and at the same time drop terms of secondary order.

Concerning the method of integration of the equations thus simplified there is as yet no definite choice of method. Several processes of iteration are tentatively used. Also a study on the suitability of a calculation based on characteristics is in progress as well as an investigation into the possibility of adapting the use of finite differences to the electronic computer.

## THE DUTCH PROGRAM OF INVESTIGATIONS ON STORM SURGES 477 IN THE NORTH SEA

It is hoped that a reconnaissance on the basis of the program as outlined, in which in fact the response of the North Sea to a suitably selected system of windfields is investigated, will enable to select a limited number of cases for a closer inspection.

For that purpose the basic equations with non-linear resistance will have to be used. It is hoped that from the research into the integration of the linearized equations suggestions will emerge which may facilitate the search for a suitable integration method for the more complicated equations.

In conjunction with the general solution several special problems also want clearing up. One of these is the examination of free oscillations in the North Sea as a whole and parts of it. Another is the condition at the open boundaries and also the interactions with bays and inlets. It will also be useful to analyse the combined motion under the influence of tide and windshear, because it might simplify the problem if they could be treated separately with the introduction of suitable correction terms.

Aside from the purely mathematical approach, it might also be tried to investigate the problems in a model, or to use a model, or models, in combination with mathematical methods. A hydraulic as well as an electrical analogy model could be designed to represent the dynamic behaviour of the North Sea.

The main difficulty in obtaining a true representation in a hydraulic model will be encountered in the realization of the Coriolis effect. This will require a hydraulic model of the North Sea as a whole to be constructed on a rotating platform.

In an electrical model the North Sea will have to be divided gridwise into a network of sections, with suitable connections lengthwise as well as cross-wise. The Coriolis effect will have to be represented by an additional system of connections.

Both these possibilities are being studied.

Though along several of the lines of this comprehensive sketch important work had been achieved already before February 1953, and on more the investigation is being pushed as strongly as possibly, it is still much too early to try to present more than an outline of the program. Many difficulties lie ahead, probably more than we can realize at this date. We are feeling however, in fact we have been made painfully aware, that we can no longer afford to live next door to and in a measure in and even under a sea, of which the dynamics are only imperfectly understood. It may take some time, and certainly not a little energy, but we are determined to wrest from the North Sea by our combined exertions and, we trust, the help of our neighbours around the North Sea, its mysteries, just as we have wrested from it a substantial part of our country.

## RESUME

LE PROGRAMME DES ETUDES SUR LES MARÉES DE TEMPÊTE DE  
LA MER DU NORD DANS LES PAYS BAS.

J.B. Schijf

La Mer du Nord, étant peu profonde, est très susceptible à l'action du vent. Les tempêtes les plus violentes viennent du Nord Ouest en majorité, donnant des surélévations du plan d'eau dans le coin Sud.Est. Depuis des temps préhistoriques des tempêtes d'une sévérité exceptionnelle ont été accompagnées par des inondations des régions cotières basses des Pays Bas et du pays voisins.

L'urgence vitale des études sur les marées de tempête s'est présentée très forciblement dans la nuit désastreuse du 31 janvier au 1 février 1953.

Sous la direction d'une Commission Spéciale, la Commission du Delta, une collaboration a été organisée dans ce but entre le Rijkswaterstaat, l'Institut Royal Néerlandais de la Météorologie et le Centre Mathématique.

Les investigations sont divisées en études statistiques et études dynamiques, étant poursuivi en conjonction. Les caractères généraux de ces études et les programmes envisagés sont esquissés.

## Chapter 35

# L'UTILISATION D'UN BRISE-LAMES POUR LA DEFENSE D'UNE PLAGE

G. DELAGE

Ingénieur au Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique

### GENERALITES

Parmi les solutions qui sont proposées généralement pour limiter les évolutions d'un rivage, les brise-lames parallèles à la côte présentent un certain nombre d'avantages qui les font préférer dans certains cas aux autres modes de protection (épis ou murs) ou qui peuvent compléter les effets de ces autres dispositifs.

Ils permettent en particulier de réduire l'énergie de la houle incidente avant qu'elle n'ait atteint la partie haute de la plage et par conséquent, de diminuer les effets d'érosion des lames dans cette zone. Nous verrons à ce sujet dans la première partie de cette communication comment s'effectue la propagation de la houle qui a franchi un brise-lames et les modifications qui en découlent dans l'évolution du profil transversal de la plage.

Toutefois, cette propriété très intéressante nécessite dans chaque cas une étude préalable approfondie. Celle-ci doit porter évidemment sur la détermination des caractéristiques optima de l'ouvrage, compte tenu de la variation possible des paramètres naturels (niveau, houle) et de la pente de la plage, afin d'obtenir un amortissement suffisant de l'énergie dans toutes les conditions.

Il est indispensable, en outre, d'examiner les répercussions que pourra avoir la construction d'un tel ouvrage sur le tracé de la plage, si celle-ci est le siège d'un transport littoral, ce qui est assez fréquent. Dans la deuxième partie de cette communication, nous examinerons donc les modifications que peut provoquer un brise-lames sur le tracé en plan de la plage.

### INFLUENCE D'UN BRISE-LAMES SUR LE PROFIL EN TRAVERS D'UNE PLAGE

L'étude dont nous allons donner un bref compte rendu a été effectuée dans un canal à houle de 0,60 m de largeur et 25 m de longueur comportant une paroi vitrée permettant d'observer l'allure du déferlement et l'évolution du profil de la plage.

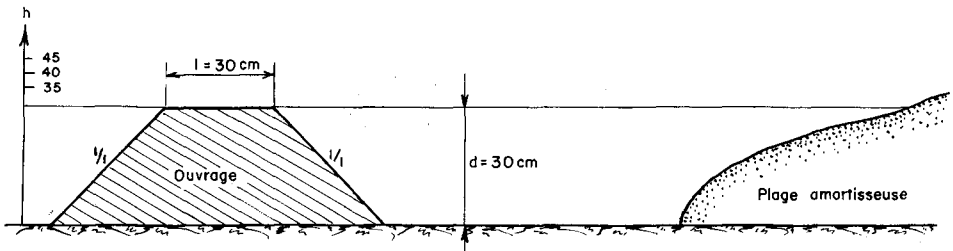
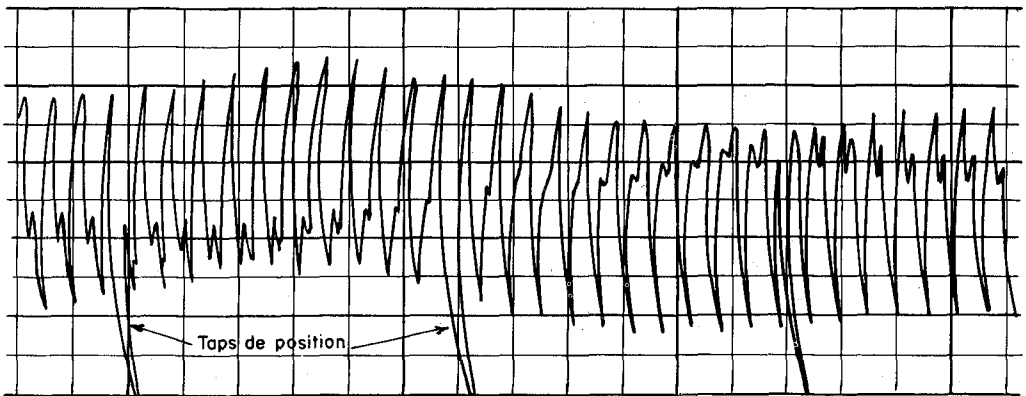
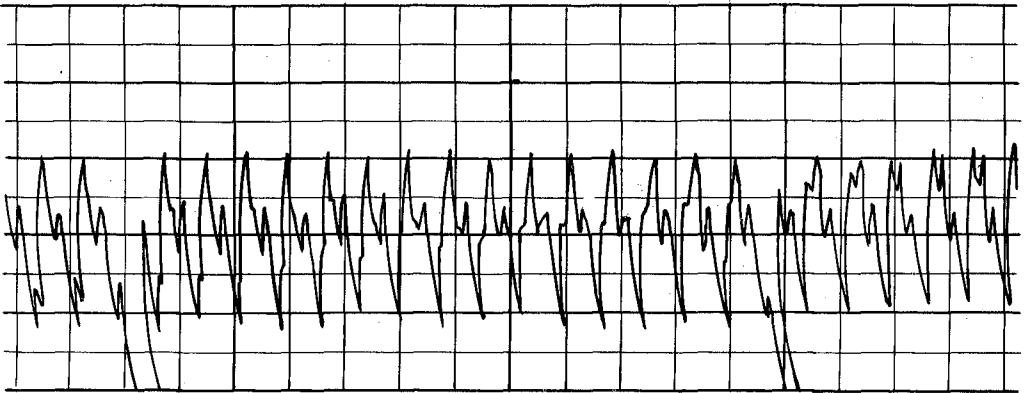


Fig. 1 - Schéma de l'installation d'essais pour l'étude de l'agitation derrière le brise-lames



A - Fondamental et Harmonique 2



B - Fondamental et Harmoniques 2 et 3

Fig. 2 - Exemples d'enregistrements à l'aval du brise-lames

Les différents résultats qui vont être mentionnés ont en réalité été extraits de plusieurs séries d'essais différentes.

Certains essais furent effectués avec une plage de sable grossier de diamètre compris entre 2 et 5 mm disposée à une pente de 20 % pouvant représenter à l'échelle réduite et sans distorsion une plage de galets.

Pour d'autres, la plage était réalisée avec de la pierre ponce et avait une pente moyenne de 8 %, ce qui peut correspondre à la représentation d'une plage naturelle de sable avec une distorsion voisine de 3 %.

Enfin l'analyse de l'agitation derrière un brise-lames fut également réalisée avec un fond horizontal, l'ouvrage étant schématisé par un élément monobloc de forme trapézoïdale (voir fig. 1).

### FRANCHISSEMENT DE LA HOULE AU-DESSUS D'UN BRISE-LAMES -

Pour définir la perte d'énergie subie par la houle sur un brise-lames, on pourrait envisager de la caractériser par le rapport des amplitudes de la houle résiduelle et de la houle incidente. En réalité, l'agitation qu'on observe derrière l'ouvrage est de forme très complexe de sorte qu'on enregistre parfois des valeurs de la dénivellation entre crête et creux, supérieures à l'amplitude de la houle incidente, malgré la perte d'énergie sur l'ouvrage.

C'est pourquoi nous avons cherché à analyser la forme de l'agitation à l'aval du brise-lames, pour pouvoir nous faire une idée plus précise de son mode d'action.

#### Différents modes de déferlement :

Dans le bassin aval, entre l'ouvrage et la côte, nous distinguerons en premier lieu la zone où s'effectue le déferlement, qui a été analysée par observations visuelles et la zone de propagation de l'agitation résiduelle où ont été effectués des enregistrements en déplaçant de façon continue une sonde de mesure suivant l'axe du canal.

Remarquons immédiatement qu'il peut ne pas y avoir déferlement au-dessus de l'ouvrage, la houle subissant néanmoins une déformation au passage de l'obstacle. Ce cas particulier présente peu d'intérêt pratiquement, puisque le but d'un brise-lames est d'absorber une importante partie de l'énergie de la houle par déferlement prématuré.

Au cours des différentes études conduites sur ce type d'ouvrage, nous avons classé les modes de déferlement au-dessus du brise-lames en trois catégories :

- le déferlement provoquant un jet horizontal
- le déferlement provoquant un jet plongeant
- le déferlement donnant un rouleau de déferlement qui s'amortit au cours de sa propagation.

Ces trois cas sont assez schématiques et on peut trouver évidemment tous les intermédiaires.

Le premier type de déferlement se produit avec les ouvrages arasés à la cote (0.00) (niveau moyen de la mer supposé sans marée) ou légèrement émergents ; il ne se produit jamais avec les ouvrages fortement immergés.

Le déferlement plongeant a lieu en général pour une cote d'arasement voisine du (0.00), lorsque la houle incidente a une forte cambrure. Le jet plongeant consécutif au déferlement dissipe une fraction notable de l'énergie de la houle, mais sa puissance d'érosion sur les fonds marins immédiatement à l'aval du brise-lames est considérable.

Le déferlement en rouleau plus ou moins marqué constitue le mode de franchissement le plus général au-dessus d'un obstacle immergé. Lorsque la profondeur relative  $h/L$  est très faible, on obtient un rouleau de déferlement qui se propage d'une façon continue jusqu'à la rive, sans création d'harmoniques, c'est le cas où l'ouvrage immergé présente l'efficacité maximum.

En général, le passage de la houle sur l'ouvrage ne s'accompagne que d'un déferlement partiel, de sorte qu'on se trouve dans une situation intermédiaire entre le premier et le troisième cas.

### Analyse de l'agitation résiduelle :

Les valeurs des périodes au cours des essais étaient comprises entre 0,7 sec. et 1,8 sec.

Les enregistrements effectués de l'agitation à l'arrière du brise-lames, montrent que l'apparence complexe de la surface libre est due à la superposition d'une onde de même période que l'onde incidente et de plusieurs harmoniques.

On obtient des harmoniques d'ordre d'autant plus élevé que la profondeur relative sur l'ouvrage  $\frac{h-d}{L}$  devient plus faible, ou que la longueur d'onde  $L$  et l'amplitude  $2a$  sont plus grandes.

Les figures 2a et 2b montrent deux exemples d'enregistrements ; pour la première l'agitation à l'aval résulte de la superposition d'une composante fondamentale et de l'harmonique 2 ; pour le deuxième, on trouve dans ce cas un harmonique d'ordre 3.

Lorsque l'agitation à l'aval de l'ouvrage a la forme la plus complexe, les enregistrements indiquent la présence de l'harmonique 4, mais de faible amplitude. Les harmoniques d'ordre supérieur, s'ils prennent naissance, doivent être très rapidement amortis.

La détermination de l'amplitude de chacune des composantes de l'agitation présentait peu d'intérêt dans le cadre particulier de cette étude, à savoir l'influence sur un fond mobile de l'agitation à l'aval du brise-lames. On s'est contenté de mesurer l'amplitude de la composante fondamentale et d'avoir une valeur approchée de l'amplitude de l'harmonique 2.

En effet, du point de vue du bilan énergétique, il suffit de remarquer que la plus grande partie de l'énergie transmise se trouve dans la composante fondamentale, une fraction beaucoup plus faible dans l'harmonique 2; la participation des harmoniques supérieurs dans la transmission devient négligeable, puisque leur longueur d'onde est faible et que la cambrure limite admissible sans déferlement, ne leur permet pas de dépasser une amplitude suffisante pour que l'on puisse tenir compte de leur énergie.

Dans la réalité, il est certain que l'on peut obtenir des harmoniques d'ordres plus élevés, si bien que l'allure de l'agitation à l'aval peut être encore beaucoup plus complexe que celle obtenue sur le modèle. Le fait que le modèle limite la déformation de la surface libre n'est pas un inconvénient, puisque la puissance d'action des harmoniques supérieurs est négligeable vis-à-vis de celle de la composante fondamentale.

En désignant par  $e_i$  l'énergie de l'onde incidente, par  $e_t$  celle de l'agitation qui existe à l'aval de l'ouvrage, on peut définir l'efficacité totale de l'ouvrage par la quantité  $\rho = 1 - \frac{e_t}{e_i}$  (comprise entre 0 et 1). Il peut être plus intéressant de considérer la perte d'énergie à la transmission seulement au-dessus de l'ouvrage en utilisant la quantité  $\rho' = 1 - \frac{e_t}{e_i - e_r}$  ( $e_r$  : énergie réfléchie).

En réalité on ne peut caractériser un brise-lames par son efficacité que pour une houle bien déterminée.

En effet, le rapport  $e_t/e_i$  est fonction des caractéristiques de la houle. La figure 3 montre les courbes donnant l'efficacité de l'ouvrage avec une profondeur d'eau de 40 cm et pour différentes périodes et amplitude de houle incidente, en fonction de la quantité  $4L a^2$  produit de la longueur d'onde par le carré de l'amplitude, quantité proportionnelle à l'énergie de la houle.

Le graphique a été tracé en coordonnées semi-logarithmiques. A énergie égale l'ouvrage est plus efficace pour les houles courtes.



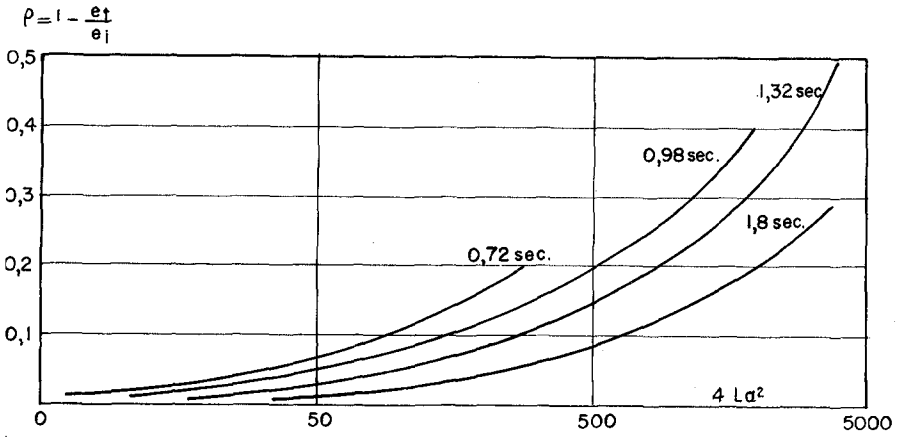


Fig. 3 - Efficacité de l'ouvrage en fonction de l'énergie de la houle incidente

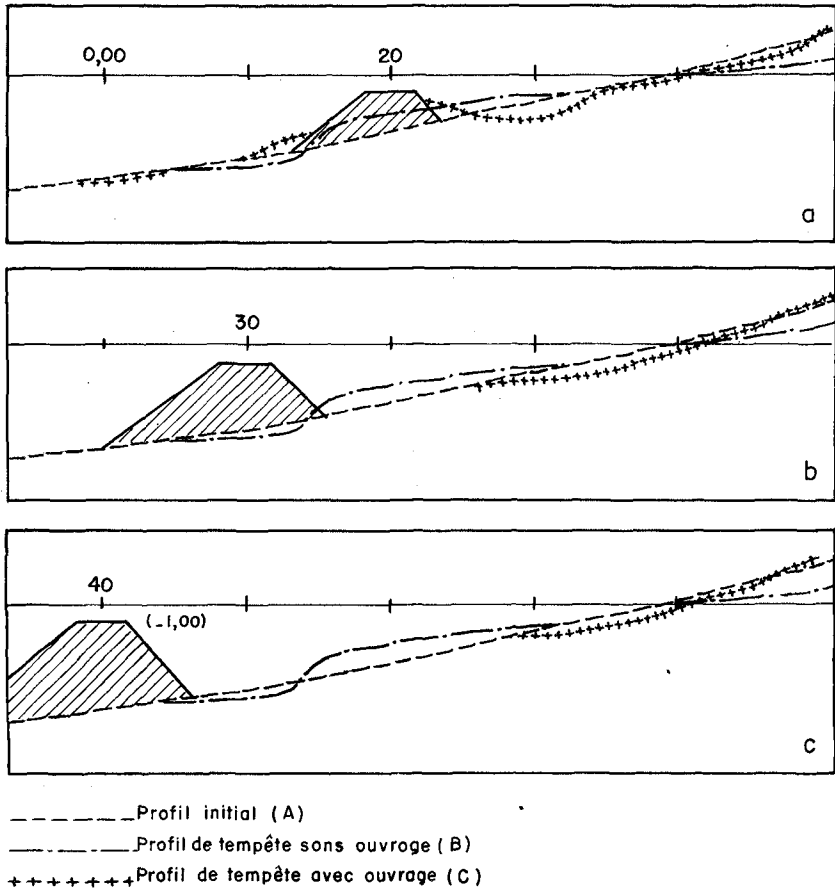


Fig. 4 - Raidissement du profil de la plage à l'abri d'un brise-lames pour trois distances d'implantation

Dans les utilisations pratiques du brise-lames, il est très important de tenir compte du fait que les houles faibles franchissent mieux l'ouvrage que les houles fortes.

### PROFIL D'EQUILIBRE D'UNE PLAGE A L'AVAL D'UN BRISE-LAMES -

On aurait pu également penser qu'il serait possible de caractériser l'énergie contenue dans l'agitation résiduelle par son effet d'érosion sur la plage. En d'autres termes la comparaison du profil d'équilibre de la plage soumise à cette agitation aux profils obtenus en l'absence de brise-lames, aurait pu permettre de définir une "houle équivalente" donnant le même profil d'équilibre. Mais pratiquement, les profils d'équilibre obtenus au cours de nos essais avec brise-lames sont difficilement comparables à ceux modelés par une houle pure attaquant la plage en l'absence d'ouvrage. Il semble donc que l'effet des harmoniques de l'onde fondamentale ait une influence sur l'évolution du profil en travers de la plage.

D'une série d'essais effectuée en gardant constantes les caractéristiques de la houle incidente et en faisant varier les conditions d'implantation de l'ouvrage, nous avons extrait trois profils de plage reportés sur les figures 4a , 4b et 4c .

Sur ces figures, A représente le profil initial du talus, B le profil obtenu sans ouvrage pour les caractéristiques de houles choisies, C le profil dû à la présence de l'ouvrage.

La figure 4a met en évidence l'effet du jet plongeant sur le fond affouillable. Dans tous les cas, le profil obtenu en présence de l'ouvrage a une pente plus forte que celui modelé directement par la houle, ce qui caractérise une agitation résiduelle moins énergique que la houle incidente.

Le critère qui permet de juger l'efficacité de l'ouvrage est ici la position de la falaise créée à l'extrémité du jet de rive ; ce critère est très valable dans ce cas particulier où on cherchait un ouvrage destiné à limiter l'action du jet de rive sur la partie haute de la plage.

On a pu mettre en évidence d'autre part, qu'à calage de crête égal, l'efficacité de l'ouvrage passe par un maximum pour une distance d'implantation bien déterminée (fig. 4b).

Il est apparu clairement en effet au cours des essais, que la profondeur relative, au droit de l'ouvrage, a une influence importante sur son efficacité ; c'est pourquoi on peut concevoir qu'un brise-lames ait moins d'effet si on augmente sa distance d'implantation. Pour les faibles distances par contre, on peut supposer que le "bassin de dissipation" à l'aval du brise-lames devient insuffisant pour absorber l'énergie de la houle après déferlement sur l'ouvrage.

Une autre série d'essais conduite avec les conditions expérimentales suivantes :

- hauteur d'eau : 35 cm
- hauteur de l'ouvrage : 30 cm
- période de la houle : 1,32 sec.

a donné des profils de plage pour des amplitudes croissantes, reportés sur la figure 5 .

L'examen de cette figure a permis de constater que la barre de déferlement est moins marquée sur une plage à l'abri d'un brise-lames qu'en houle pure, surtout pour les fortes amplitudes ; de même le point C , limite d'entraînement des matériaux, ne se déplace que très faiblement vers le large bien que la falaise qui limite le jet de rive, recule vers la terre. Ces résultats semblent laisser supposer que l'influence des harmoniques supérieurs n'est pas négligeable.

## CONCLUSION -

Lorsque la cote d'arasement d'un brise-lames a été calée suffisamment haute, c'est-à-dire assez voisine de (0.00) pour une mer sans marée, la houle incidente perd une bonne partie de son énergie en franchissant cet obstacle. Si ce franchissement s'accompagne d'un déferlement, ce qui est à rechercher pour dissiper le maximum d'énergie, l'agitation résiduelle entre le brise-lames et la côte a une forme très complexe due à la création de nombreux harmoniques.

Cette diminution d'énergie a pour effet de réduire la zone d'action de la houle sur le profil en travers de la plage ; le point limite au large duquel le matériau constituant la plage reste immobile se trouve moins au large, la falaise qui se forme dans certains cas à l'extrémité du jet de rive est beaucoup moins repoussée vers la côte et le profil en travers conserve une pente plus raide que s'il était soumis directement à l'action de la houle incidente.

La nature complexe de l'agitation résiduelle qui remanie la plage donne lieu cependant à des tracés de profil d'équilibre moins réguliers que ceux obtenus en houle pure.

## INFLUENCE D'UN BRISE-LAMES SUR LE TRACE EN PLAN D'UNE PLAGE

Notre Laboratoire a eu l'occasion récemment d'étudier le comportement d'un brise-lames immergé destiné à protéger contre les effets des vagues de tempête une région localisée sur une plage soumise à des houles de différentes directions. Ce problème présente un caractère d'intérêt général, aussi avons-nous cherché dans quelles conditions pouvait s'appliquer une solution du type brise-lames parallèle à la côte, lorsque la plage est le siège d'un transport littoral.

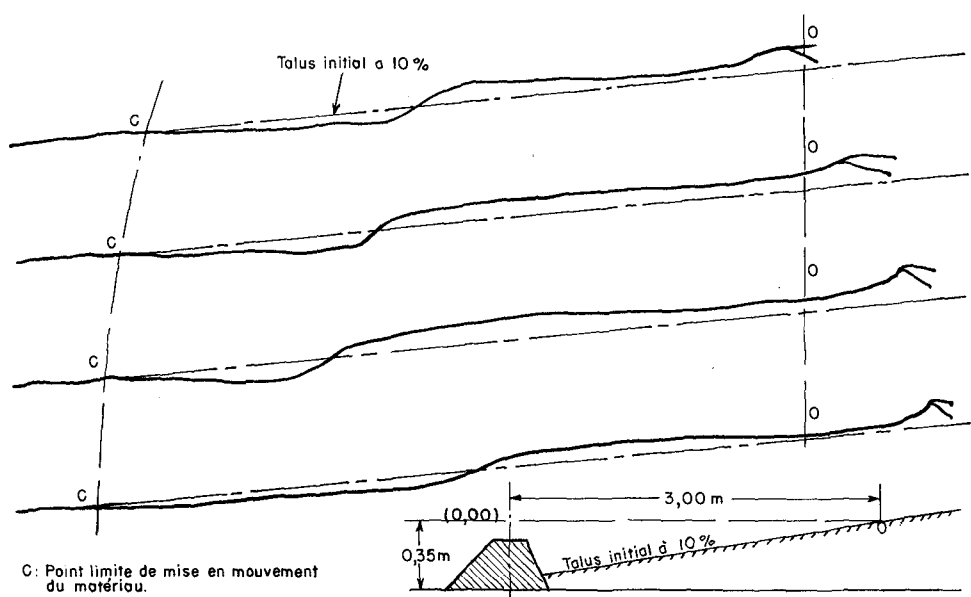
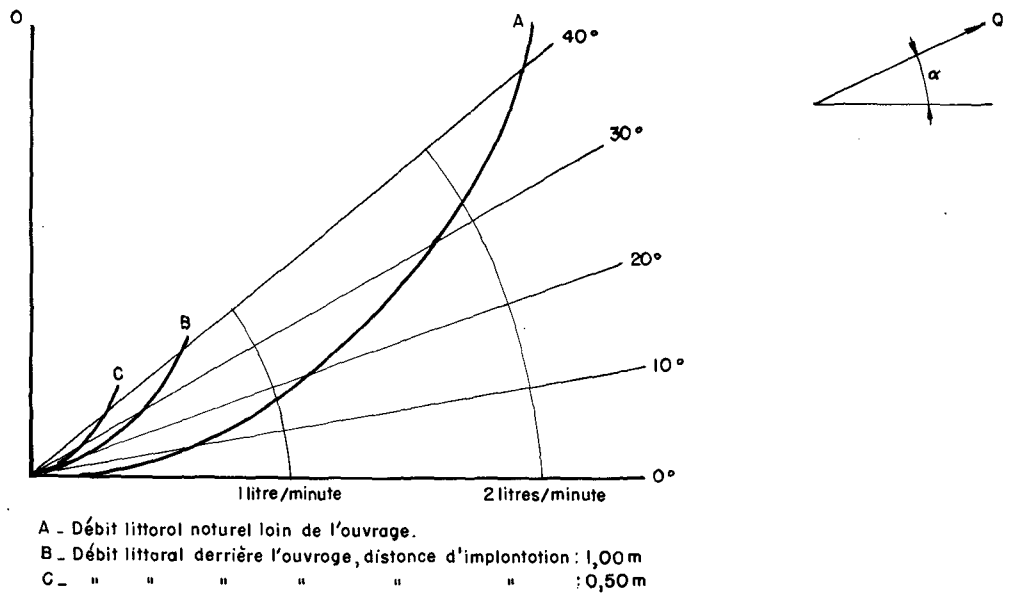


Fig. 5 - Formes des profils d'équilibre à l'abri d'un brise-lames pour des houles d'amplitude croissante



- A - Débit littoral naturel loin de l'ouvrage.
- B - Débit littoral derrière l'ouvrage, distance d'implantation : 1,00 m
- C - " " " " " " : 0,50 m

Fig. 6 - Débit de transport littoral en dehors et derrière l'ouvrage

Remarquons immédiatement que, si la plage à protéger, n'est soumise qu'à l'action de houles normales, c'est-à-dire si le transport de matériau est nul en permanence, rien ne s'oppose à l'utilisation de ce type de défense que l'on pourra rendre aussi efficace qu'on le désirera. Le cas qui nous intéresse essentiellement est celui où s'effectue un transport littoral alterné, avec résultante moyenne plus ou moins marquée dans un certain sens, ce qui est le cas général.

Les essais ont été réalisés dans un bassin spécial de 28 m par 15 m équipé d'un générateur de houle déplaçable de manière à permettre la reproduction des houles même fortement inclinées. La plage, établie sur le grand côté du bassin, était constituée par un talus rectiligne de pierre ponce, de pente égale à 8 %.

Les caractéristiques de la houle ont été maintenues constantes et égales à 1 seconde pour la période et 2,5 cm pour l'amplitude.

La direction des houles était mesurée au large de la plage en matériau mobile, c'est-à-dire par fonds de 0,40 m sur le modèle.

### INFLUENCE DE L'OUVRAGE SUR LE TRACE D'UNE PLAGE SOUMISE A DES HOULES PROVENANT TOUJOURS DE LA MEME DIRECTION -

#### Blocage partiel du transport littoral par un brise-lames :

Si nous considérons un brise-lames immergé à une certaine distance de la côte pendant l'action d'une houle oblique, la réduction d'énergie dans la zone abritée par le brise-lames y provoque une diminution du débit de transport solide littoral par rapport au débit transporté en dehors de la zone protégée, ce qui se traduit par une accumulation de matériaux à l'amont de l'ouvrage et un déficit à l'aval.

L'action de l'ouvrage sur le littoral se fait sentir dans une zone qui est plus grande que celle définie par la projection géométrique, par suite du pivotement autour de ses extrémités, et surtout en raison de l'influence des accumulations de matériaux sur les zones situées immédiatement à l'amont. C'est ce que nous désignerons par "zone d'influence". Aussi peut-on concevoir qu'un tel ouvrage puisse avoir une action sur un point de la plage, même si celui-ci n'est pas dans son "ombre géométrique" par rapport à la houle incidente.

Nous désignons par  $Q$  le débit littoral en dehors de la zone d'influence du brise-lames et par  $q$  le débit qui transite derrière l'ouvrage. La zone voisine du musoir amont est suralimentée par un débit excédentaire  $Q - q$ .

Pour les caractéristiques de houle choisies, on a tracé les courbes donnant les débits  $Q$  et  $q$  en fonction de l'inclinaison pour des valeurs comprises entre 0 et 40° (figure 6) (angle fait par la

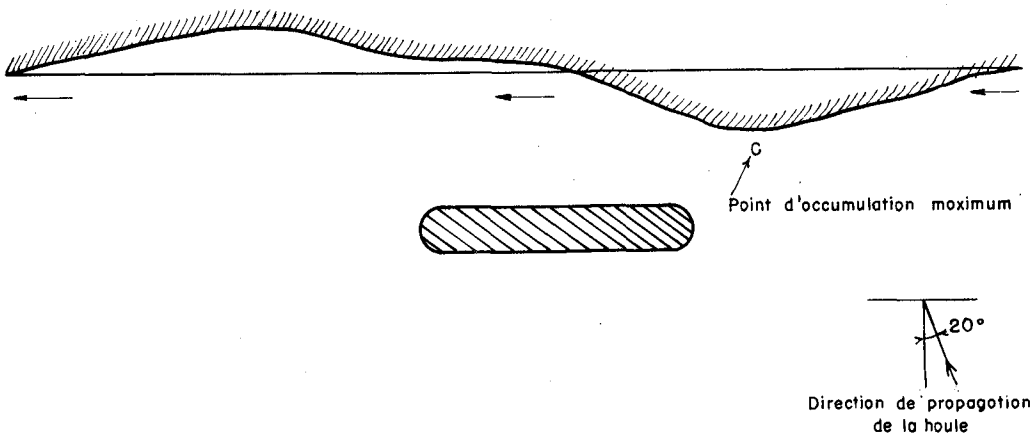


Fig. 7 - Tracé de la laisse résultant du blocage

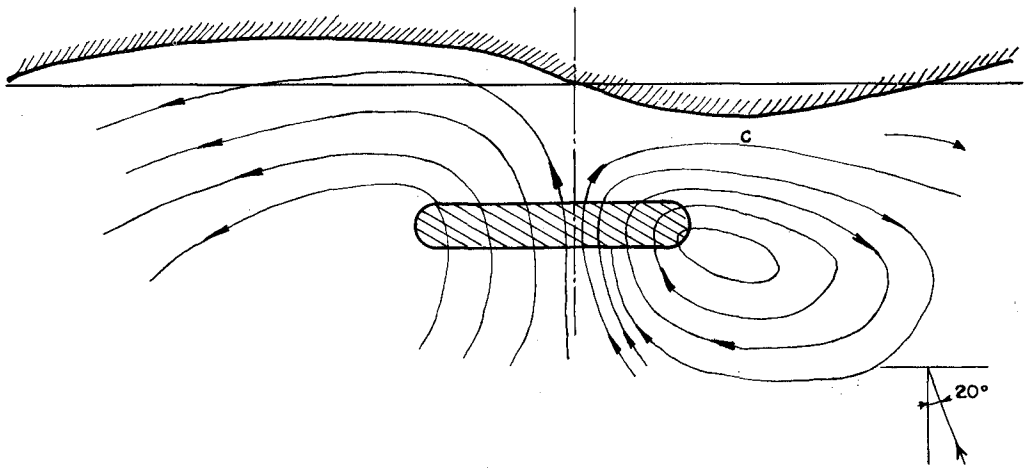


Fig. 8 - Reproduction d'un spectre de courant au voisinage de l'ouvrage

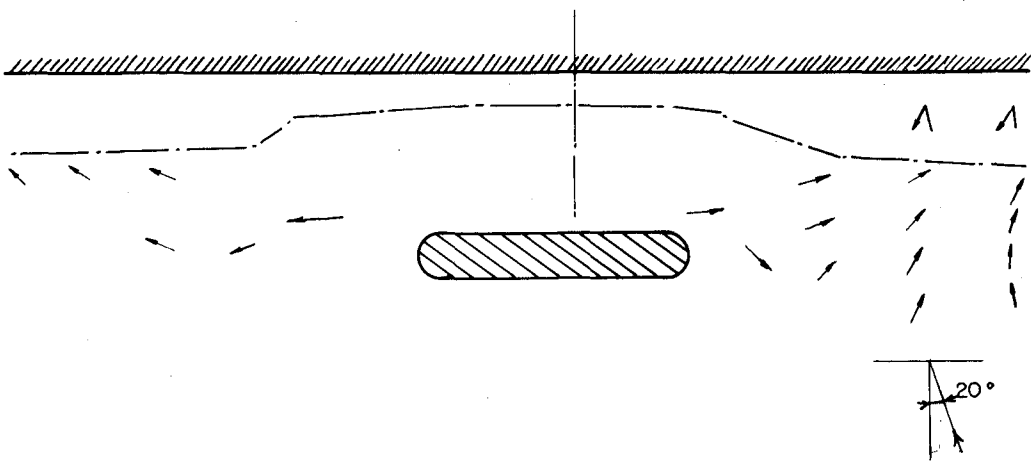


Fig. 9 - Directions de déplacement du matériau mobile sous l'action combinée de la houle et des courants de retour.

direction de propagation de la houle par rapport à la normale au rivage).

- La courbe A représente la variation du débit  $Q$  ;
- la courbe B représente la variation du débit  $q$  pour une distance d'implantation du brise-lames  $d = 1$  m ;
- la courbe C représente la variation de débit  $q$  pour une distance d'implantation du brise-lames  $d = 0,5$  m.

Ces distances sont comptées arbitrairement par rapport à la laisse (0.00) du talus d'origine.

Nos premiers essais ont porté sur la détermination des modifications apportées au tracé du rivage pour différentes directions de houle. A titre d'exemple la figure 7 reproduit le tracé de la laisse après l'action d'une houle d'inclinaison  $20^\circ$ . On pourrait caractériser l'aptitude de l'ouvrage à ralentir le transport littoral par un coefficient numérique dit "*coefficient de blocage*" qui pourrait être  $C_B = 1 - \frac{q}{Q}$ , fonction de la houle.

La durée d'action de la houle a été telle que l'on atteigne pratiquement l'équilibre du tracé en plan de la plage. En réalité, le tracé représenté sur la figure 7 ne correspond pas à un état final d'équilibre, mais à un stade où la vitesse d'évolution est devenue très faible. On peut expliquer le ralentissement de l'évolution par la diminution du débit littoral à l'amont immédiat du brise-lames, et une augmentation dans la zone abritée, par suite des changements d'inclinaison relatives du rivage et de la houle dans ces zones, au fur et à mesure de l'évolution du dépôt.

### Courants provoqués par le déferlement sur l'ouvrage :

La quantité d'eau qui franchit l'ouvrage au passage de chaque crête revient vers le large en faible partie par déversement au-dessus du brise-lames, mais la plus grande partie est évacuée latéralement en provoquant des courants assez intenses que nous désignerons par "*courants de retour*".

La figure 8 est la reproduction d'un spectre de courant relevé pendant l'action d'une houle de  $20^\circ$  d'inclinaison. Les lignes de courant représentées correspondent à un relevé en surface par flotteurs. On constate que la vitesse est maximum au voisinage des musoirs. Ces courants se font peu sentir dans la zone de déferlement, mais surtout au large immédiat de cette zone. Ils ont une action notable sur les déplacements du matériau mobile dans le voisinage du brise-lames ; les déplacements moyens des matériaux sous l'action combinée des courants et de la houle sont représentés sur la figure 9 ; il en résulte que le point d'accumulation maximum C est repoussé vers l'amont, tandis qu'à l'aval l'entraînement du matériau contribue à augmenter l'érosion de la plage.

Ces courants maintiennent les profondeurs à l'aval immédiat du brise-lames, mais peuvent compromettre éventuellement la stabilité des musoirs.

### Efficacité de l'ouvrage aux houles de beau temps :

Comme nous l'avons mentionné par ailleurs, un brise-lames immergé est d'autant plus facilement franchi que les caractéristiques de la houle incidente sont plus faibles, ceci évidemment pour le même niveau moyen en mer. C'est pourquoi on constate un transit pratiquement total avec les houles de temps temps ; le stock de matériau accumulé près du musoir amont pénètre à l'arrière du brise-lames, mais on obtient très rapidement un nouvel état d'équilibre.

### INFLUENCE DE L'OUVRAGE SUR LE TRACÉ D'UNE PLAGE AYANT UN REGIME DE HOULES COMPLEXES -

Nous venons de voir que lorsque la plage est soumise à des houles provenant toujours de la même direction, on constate à l'amont immédiat du brise-lames un blocage partiel du matériau qui transite le long de l'estran et une certaine érosion à l'aval.

Si maintenant on fait agir sur le tracé de la plage ainsi obtenu une houle de mêmes caractéristiques, mais de direction symétrique par rapport à l'axe de l'ouvrage, le nouveau tracé d'équilibre est pratiquement symétrique du tracé initial, c'est-à-dire que le dépôt créé précédemment disparaît et un blocage analogue du matériau se produit près de l'autre extrémité du brise-lames. On n'observe finalement qu'un très faible remblaiement dans la zone protégée pour les caractéristiques de houle et d'ouvrages considérées.

Si nous nous plaçons maintenant dans le cas de deux houles quelconques  $T_1$  et  $T_2$ , mais de directions telles qu'elles induisent des transports littoraux de sens opposés, le tracé complexe de la plage est sujet à deux sortes de modifications : les modifications temporaires dues à l'action d'une houle bien déterminée et les modifications moyennes résultant des évolutions précédentes qui, observées sur une très grande période, permettent de définir l'évolution moyenne de la plage.

L'interposition sur cette plage d'un brise-lames destiné à protéger la zone AB nécessite une étude approfondie des caractéristiques d'implantation de cet ouvrage. Il faut en effet que le brise-lames provoque une dissipation suffisante de l'énergie de la houle incidente sans occasionner en même temps une accumulation importante à l'une de ses extrémités ou un rétrécissement sensible à l'autre.

Au cours d'une tempête, l'ouvrage aura, sur les modifications temporaires ci-dessus définies, une influence que nous appellerons



"effet instantané". Sur une période plus longue, le profil moyen de la plage sera lui aussi modifié et le nouveau tracé caractérisera "l'effet moyen" du brise-lames.

La possibilité d'obtention d'un nouveau profil moyen d'équilibre est liée au rétablissement des débits solides transportés par les différentes houles. Les houles ( $T_1$ ) induisent un transport littoral qui pourrait être représenté par un débit moyen  $Q_1$  ; de même on peut considérer le débit moyen  $Q_2$  transporté par les houles ( $T_2$ ). Le débit littoral moyen  $q$  est la résultante de ces deux débits ; suivant les forces relatives des houles  $T_1$  et  $T_2$ ,  $q$  peut être positif dans un sens ou dans l'autre.

Les quantités représentées par les symboles  $Q_1$ ,  $Q_2$ ,  $q$  peuvent effectivement être définies dans la nature ; malheureusement il est difficilement possible de les chiffrer ; aussi l'emploi de telles représentations n'a qu'une valeur explicative.

Après interposition de l'ouvrage, les débits moyens transportés par les ensembles de houles  $T_1$  et  $T_2$  seront réduits dans la zone abritée ; soient  $Q'_1$ ,  $Q'_2$  leurs nouvelles valeurs. L'équilibre du profil moyen sera obtenu si le débit littoral moyen  $q$  défini précédemment, reste égal à la différence entre les nouveaux débits  $Q'_1$ ,  $Q'_2$  rétablissant ainsi la continuité du transport moyen. Il serait aléatoire d'étudier théoriquement si une telle éventualité peut se réaliser ; il est préférable de s'en référer à un modèle.

On est donc amené à chercher l'ouvrage le plus efficace pour la protection de la zone considérée, compatible avec un transit correct du matériau.

Il faut, pour une étude précise, connaître assez exactement les caractéristiques du régime des houles, c'est-à-dire :

- caractéristiques des vagues (période, amplitude)
- directions de propagation
- durée d'action des principales houles
- fréquence des différentes directions.

En effet, l'ouvrage met à profit l'alternance des houles pour assurer, en moyenne, la régularité du tracé de la laisse, mais comme le "blocage" du matériau dépend de toutes les autres caractéristiques énumérées ci-dessus, on voit qu'une connaissance sérieuse des conditions naturelles est nécessaire.

Une étude expérimentale de ces évolutions de plage présente en outre un point délicat, à savoir la représentation correcte de la durée d'action des tempêtes. En effet le même ouvrage peut ne provoquer que des déformations faibles dans le tracé de la plage si la durée d'action des tempêtes est courte, alors que pour des temps d'action beaucoup plus longs, on peut avoir un rétrécissement dangereux à l'aval.

Ceci suppose d'une part que soit connu exactement la durée des tempêtes dans la réalité, d'autre part que l'on ait pu déterminer par des essais de réglage "*l'échelle des temps*" du modèle. Cette échelle des temps est définie par le rapport qui existe entre la durée d'une certaine évolution dans la nature pour des conditions naturelles bien déterminées et la durée de reproduction sur le modèle de cette même évolution avec les mêmes conditions naturelles.

Il en résulte qu'un brise-lames immergé trouvera son plein emploi dans le cas où il y a succession de tempêtes courtes mais violentes, de directions suffisamment différentes pour que le transport littoral résultant soit faible en moyenne. L'ouvrage peut être alors suffisamment *efficace* pour assurer la protection d'une zone déterminée sans apporter de fortes perturbations dans le tracé de la plage.

### CONCLUSIONS

La première partie de cette étude nous a permis de mettre en évidence les possibilités du brise-lames pour la défense d'un haut de plage.

Au cours de la seconde partie, nous avons voulu montrer les effets produits par un tel ouvrage sur une plage soumise à des houles inclinées. Ce sont les résultats obtenus au cours de cette deuxième série d'essais qui permettent de dégager des règles très générales pour l'implantation de ce type d'ouvrage.

Dans le cas où le transport moyen est fortement prédominant dans un sens, l'évolution moyenne de la plage, après implantation du brise-lames, sera caractérisée par une déformation importante dans le tracé de la laisse.

C'est donc dans le cas où le cheminement littoral est, en moyenne, peu différent de zéro, que le brise-lames peut apporter la solution la plus intéressante à un problème de défense côtière.

Mais dans le cas général, on cherchera à obtenir une protection satisfaisante, tout en évitant une déformation par trop importante du tracé de la plage au cours d'une seule tempête, tel qu'un rétrécissement dangereux à l'aval immédiat du brise-lames. Pour calibrer l'ouvrage en conséquence, il importe de connaître avec assez de précision les caractéristiques des houles, en particulier les directions et durée des tempêtes, ainsi que la fréquence des différentes directions de houle, ceci pour déterminer un coefficient de blocage qui ne soit pas dangereux pour la partie aval de la plage.

La durée d'action de la houle intervient d'une façon évidente dans la détermination des caractéristiques de l'ouvrage, puisque, en définitive, ce sont les volumes de matériaux déposés ou arrachés à la plage

qui fixent les déformations de celle-ci ; on pourra donc se permettre de rendre un ouvrage d'autant plus "efficace" que la durée des houles sera plus courte.

Il est certain que les caractéristiques de l'ouvrage assurant, d'une part la protection désirée et d'autre part un transport littoral suffisant, peuvent être incompatibles. Dans ce cas on peut rechercher dans un système de défense plus complexe une solution satisfaisante.

Remarquons enfin une propriété intéressante des brise-lames immergés qui est de mettre à profit la différence d'efficacité suivant les caractéristiques de la houle, pour assurer le transit du matériau pendant les périodes de beau temps qui compensent les irrégularités inévitables de la laisse à la suite des tempêtes et donnent ainsi une certaine latitude dans le choix des caractéristiques de l'ouvrage.

#### RESUME

#### USING A BREAKWATER FOR BEACH PROTECTION

G. Delage

This study consists of two parts :

In the first, the effect of the presence of a breakwater on the profile of a beach has been studied. The tests were preceded by a study of the kind of disturbance arising behind a breakwater, which set forth the occurrence of harmonics of the incident wave. During these tests, it was possible to observe the different kinds of breaking over the structure resulting from the characteristics of the incident wave and the layout of the structure. Three typical kinds of breaking were distinguished : a horizontal jet of water, a descending jet and partial breaking; all intermediate conditions being liable to happen.

In the second part, a study has been made of the layout of an immersed breakwater intended as a local beach protection. Great difficulties may arise in this solution, if it is affected by coastal drift prevailing in one direction. Indeed, the partial destruction of wave energy in a certain coastal area reduces the drift and this causes a more or less heavy deposit towards one end of the breakwater and consequently erosion, which may be very marked, near the other end.

In each particular study, it is necessary to seek the characteristics of the protection that will give the most favourable compromise between the protection desired and the danger of erosion.

The influence of the duration of wave action from different directions plays an important part in determining the characteristics of the structure.

It appears, therefore, that the layout of a breakwater intended to protect a local coast section without greatly changing the line of the beach is only possible if there is a small amount of drift on the average. A comprehensive knowledge of the natural conditions is required to determine the characteristics of the structure. Finally, in opposition to the principle generally agreed for other structures, it is better to build a structure that is not efficient enough rather than the contrary; otherwise there may be, in some cases, a dangerous erosion of the beach at one end of the structure.

## Chapter 36

### PROBLEMS DE DEFENSE DES COTES REUSSITE DE ECHECS DE QUELQUES OUVRAGES

M. Dreyfous-Ducas  
Ingénieur des Ponts et Chaussées

#### R E S U M E

En s'appuyant sur les études publiées et les essais sur modèles réduits effectués depuis quelques années, l'auteur analyse les causes d'échecs et de réussites de divers ouvrages de défense contre la mer : épis, brise-mer ou perrés construits depuis 1830 dans le Sud-Ouest de la France.

Il recherche d'abord sur de nombreux exemples les causes de destruction ayant pour origine la structure des ouvrages en bois, en carapace de maçonnerie, en béton armé et conclut à l'emploi de maçonneries pleines et d'enrochements.

Il analyse ensuite, toujours sur des exemples, les effets des profils en travers des ouvrages et montre, pour les épis, l'intérêt d'une certaine perméabilité au sable, pour les perrés et brise-mer, l'importance d'une faible réflexion de la houle sur l'engraissement des plages et la tenue des ouvrages. Il en déduit les critères favorables des profils en travers de ces derniers : faible inclinaison des talus et rugosité pour les perrés et les brise-mer, étanchéité pour les perrés.

En ce qui concerne les dispositions générales des ouvrages, il montre, pour les épis, les dangers des épis longs à proximité des chenaux et pour les défenses longitudinales les dangers des ouvrages ouverts et la réussite des ouvrages en casiers fermés. Enfin, il attire l'attention des Ingénieurs sur les extrémités des ouvrages qui sont souvent des points singuliers et toujours des points délicats et sur l'intérêt de rechercher des formes qui n'altèrent pas la continuité de la laisse des hautes mers.

En conclusion, il donne les caractéristiques d'ouvrages qui lui paraissent favorables pour la défense d'une côte sableuse et indique la difficulté des problèmes de défense des côtes argileuses.

Six ans d'études et de travaux dans une région de France tristement célèbre pour l'ampleur de ses travaux de défense contre la mer m'ont conduit à essayer d'analyser les causes des succès et des échecs d'un certain nombre d'ouvrages construits depuis plus d'un siècle sur la côte Sud-Ouest, depuis la Gironde jusqu'à la frontière d'Espagne. Les études publiées et les essais sur modèles réduits, effectués depuis quelques années tant en France qu'à l'étranger, à ce sujet, permettent maintenant, à mon avis, de dégager une doctrine reposant sur des données précises et contrôlées.

Pour mettre un peu de clarté dans cet exposé, les causes des échecs et les réussites ont été analysées sous les trois points de vue suivants :

- structure des ouvrages;
- forme, c'est-à-dire profil en travers des ouvrages;
- implantation et disposition générale des ouvrages.

## I - ECHECS DE STRUCTURE

### BOIS.-

Le bois a été et continue à être souvent utilisé dans les travaux de défense contre la mer, soit comme élément de charpente, soit pour des épis, soit dans les fondations en pieux et palplanches de certaines défenses longitudinales; on le rencontre même comme élément constitutif de certains perrés. Enfin, dans certains épis du type hollandais ou belge on l'a utilisé conjointement avec des moellons ou de la maçonnerie comme élément de fixation des ouvrages.

Dans le Sud-Ouest, à la Pointe-de-Grave, il fut utilisé dans les premiers épis (1830 à 1850); dans le vieux brise-mer des Huttes (1850 à 1875), dans des revêtements de dune. Comme on pouvait s'y attendre avec des ouvrages alternativement dans l'eau et à l'air, les bois finirent par pourrir, par se casser ou être attaqués par les tarets dans les zones peu agitées, amenant petit à petit la dislocation des ouvrages.

L'usage assez courant de palplanches en bois comme fondation peut être à la rigueur retenu dans les digues de défense des terrains argileux où le problème de l'étanchéité ne joue pas et laisse par là même le temps d'intervenir en cas d'érosion devant les ouvrages.

Par contre, dans les défenses de côtes sableuses, les palplanches en bois, que ce soit pour de petits ouvrages dans le Bassin d'Arcachon, ou des défenses plus importantes comme celles de Capbreton, ont toujours donné lieu à des déboires lorsque la basse accidentelle du niveau de la plage atteignait les fondations. Il est en effet pratiquement impossible d'obtenir, avec les palplanches en bois, une étanchéité suffisante, le sable est soutiré, laissant l'ouvrage

suspendu et voué à une destruction certaine (ouvrage de Capbreton, mars 1954) (photo 1).

L'utilisation du bois pour les perrés eux-mêmes, comme cela se pratique souvent dans le Bassin d'Arcachon, n'est pas à recommander pour les mêmes raisons; les perrés ainsi construits sont en général mal appliqués contre le sol à protéger et rapidement détruits lors des tempêtes (photo 2). Ceux qui ont eu la chance de subsister quelque temps pourrissent assez vite et ce mode de défense devient, à la longue, particulièrement onéreux.

Enfin, l'utilisation de pieux jointifs pour les épis est à proscrire sur les plages balnéaires : l'usure du sable et l'action des tarets les transformant rapidement en une ligne inégale de pieux acérés particulièrement dangereux pour les baigneurs et les embarcations de plaisance.

#### CARAPACE DE MACONNERIE.-

Les ouvrages en moellons à carapace de maçonnerie, utilisés presque exclusivement à la fin du siècle dernier et au début de ce siècle, présentent également un caractère de faiblesse extrêmement grave. Lorsque la carapace est endommagée par suite de la décomposition de certains liants, par suite du choc de corps flottants, ou par les lames de tempête, les moellons qui constituent l'âme de l'ouvrage sont enlevés par la mer, les lames disloquent la maçonnerie. De tels ouvrages sont à proscrire chaque fois que l'entretien ne peut être assuré de façon permanente.

C'est ainsi que le brise-mer des Huttes (planche n° 1) construit en 1900 en prolongement du vieux brise-mer, qui donnait satisfaction, a fini par disparaître par suite du manque d'entretien pendant la première guerre et des tempêtes qui ont achevé sa démolition. Dans tous les cas, on ne saurait trop recommander, dans la construction de tels ouvrages, de multiplier les murs de refend pour localiser les dégâts.

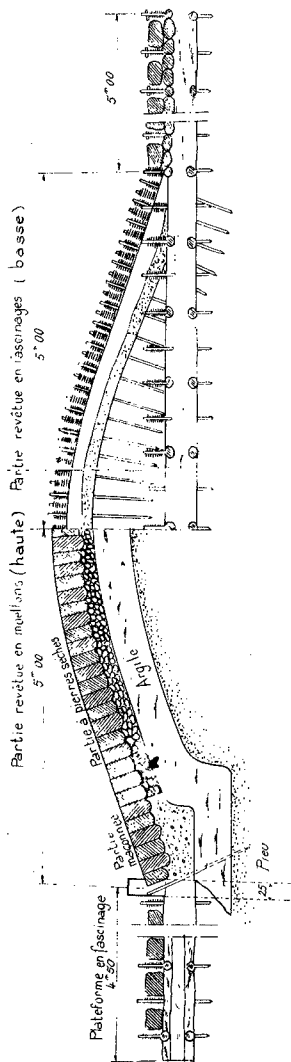
#### BETONS.-

L'utilisation du béton n'est pas en soi un vice de structure à condition d'utiliser des bétons à granulométrie soignée et des liants qui résistent bien à l'eau de mer. Par contre, l'utilisation des bétons armés donne lieu à de nombreux déboires car il est très difficile d'obtenir des entreprises des bétons étanches, des fers à bonne distance des parois et tous les ouvrages en béton armé finissent par disparaître par éclatement du béton sous l'effet de l'oxydation des aciers.

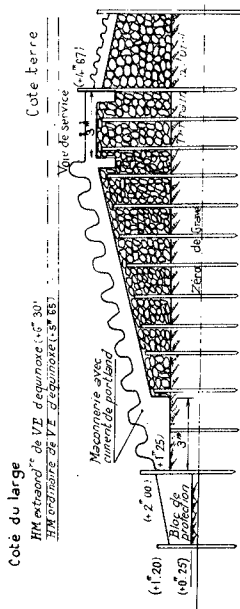
C'est ainsi que des épis en béton armé construits en 1949 à Montalivet, face à l'océan, peut-être avec un soin insuffisant, commencent déjà à se dégrader. Des perrés en béton armé construits sur le Bassin d'Arcachon un peu avant la dernière guerre et constitués par des plaques fixées sur des éléments de charpente en béton armé sont déjà partiellement détruits, les plaques arrachées ou cassées, les pieux éclatés. Le ragrément de ces ouvrages est toujours difficile et

Ouvrages anciens et détruits

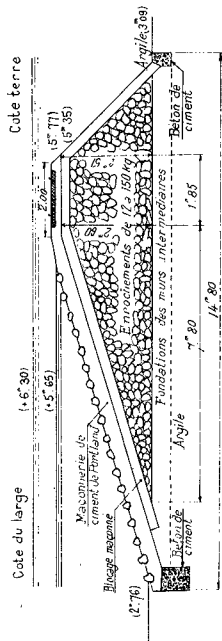
Coupe des premiers épis



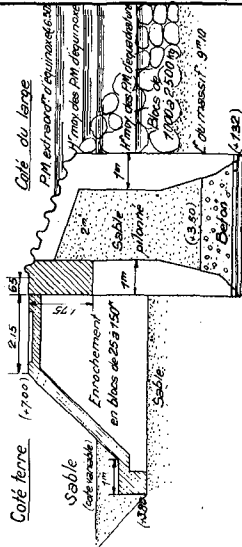
Ancien brise mer des Huttes



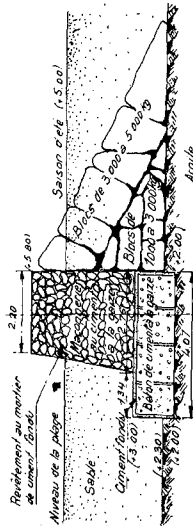
Nouveau brise mer des Huttes



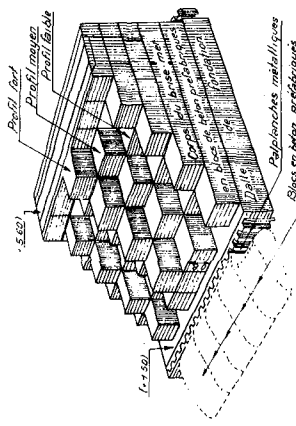
Brise-mer de la Claire



Brise-mer de S. Nicolas



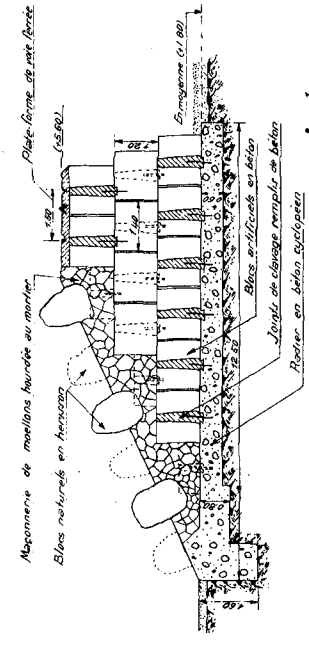
Vue perspective de l'ouvrage des Huttes



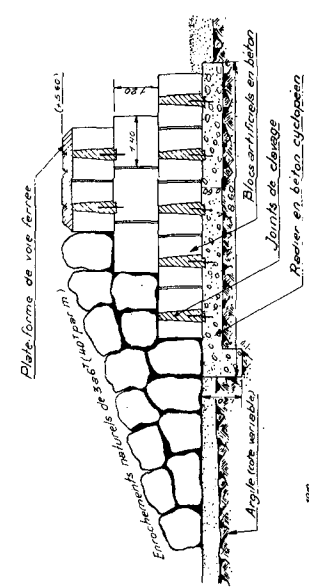
**Ouvrages actuels**

Coupes en travers du Brise-mer des Arros

Profil de pointe



Profil courant

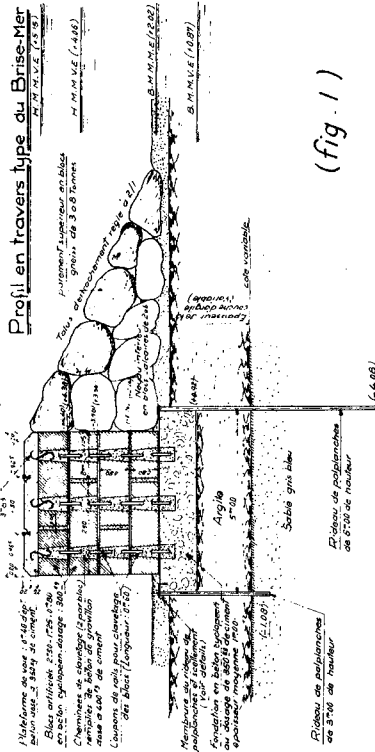




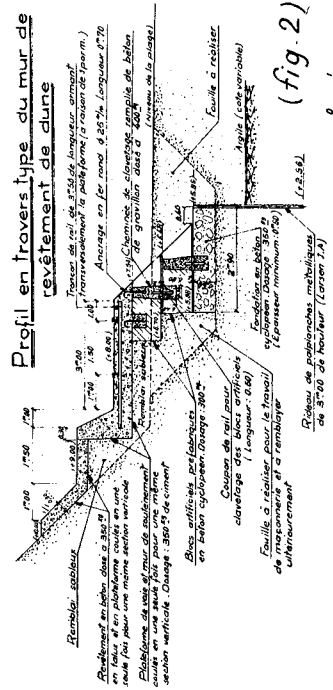
# Ouvrages en cours d'exécution ou Projetés

Nouveau Brise-Mer de l'Anse des Huïttes

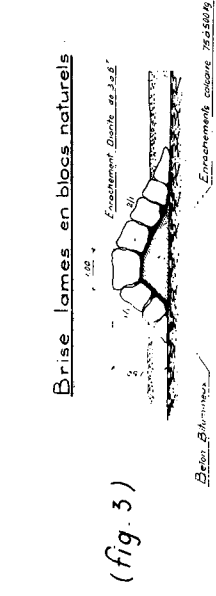
Épi 14 et Casier Saint-Nicolas



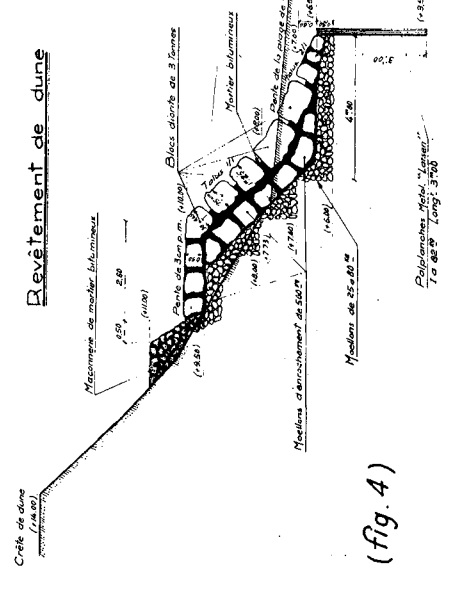
(fig. 1)



(fig. 2)



(fig. 3)



(fig. 4)



le remplacement des plaques nécessite des moyens importants.

Les palplanches en béton utilisées dans les perrés souffrent moins en général que les superstructures et les procédés modernes comme le béton sous vide permettent de construire et de manutentionner des pieux et palplanches en béton pratiquement sans armature.

°  
° °

Les ouvrages en maçonnerie de moellons massifs, exécutés avec soin et avec de bonnes fondations indispensables à l'étanchéité de ces ouvrages, ont toujours bien résisté (planche 2). Les fondations de palplanches métalliques utilisées dans les ouvrages plus modernes (planche 3) semblent devoir donner parfaitement satisfaction et l'oxydation superficielle ne semble pas présenter d'inconvénients graves car l'acier travaille plus souvent à des taux pratiquement nuls.

Enfin, les ouvrages en enrochements naturels (planche 3) semblent réussir partout lorsqu'ils sont stables sous l'effet de la houle. Il en est de même lorsqu'ils sont maintenus par des liants bitumineux qui apparaissent comme pratiquement inattaquables à l'eau de mer.

Il est peut-être trop tôt pour pouvoir donner des indications certaines en la matière bien que certains ouvrages hollandais aient plus de vingt ans d'âge. Dans le Sud-Ouest, les premiers essais d'utilisation de liants bitumineux dans les enrochements ont été effectués en 1949 à Bayonne, à la digue de l'Arta à St-Jean-de-Luz, et à Pointe-de-Grave. Leur succès a conduit les Ingénieurs à poursuivre dans cette voie (photo n° 11).

## II - ECHECS DE FORME ET DE PROFIL EN TRAVERS DES OUVRAGES

### a) EPIS.-

Le principal défaut des épis est de conduire les lames de tempêtes vers le haut des plages, et il est le plus souvent nécessaire de construire à leur enracinement des éléments de défense longitudinale extrêmement solides (photo n° 4). C'est ainsi que, il y a plus de cent ans, sur le littoral de la Pointe-de-Grave, les Ingénieurs ont été amenés à construire une défense longitudinale en maçonnerie continue entre les épis.

Cet inconvénient, déjà sérieux dans le cas des épis à profil doux du type des plages du Nord, hollandaises ou belges, est encore beaucoup plus grave dans le cas des épis verticaux pleins. Dans ce dernier cas, le pivotement des lames autour de l'épi provoque en général des érosions de la face sous le vent, ou à l'aval dans les défenses longitudinales (photo n° 5).



Photo N°1 - Perré de Cap-Breton

Ouvrage en béton, trop lisse, pente  $3/2$ , trop réfléchissante.

Formes irrégulières (rotondes)

Le sable pénétrant au niveau de la risberme, à mi-hauteur du perré a baissé devant l'ouvrage mettant à nu les palplanches en bois.

Le sable a été soutiré à travers les fissures du béton et les palplanches.

Ouvrage détruit en mars 1954 malgré le rideau de palplanches métalliques battues postérieurement à la construction de l'ouvrage



Photo N°2 - Arcachon-Le Moulleau

Perré vertical en bois reconstruit en 1953 - Noter le dessablement devant l'ouvrage et le soutirage de sable à travers les pieux.



Photo N°3 - Bassin d'Arcachon

Au premier plan, débris d'un épi en rondins usés par le sable et les tarets - Au second plan, épi à plaques mal fixées, Ouvertures trop grandes - Inefficace

Par ailleurs, dans le cas des épis à parois verticales ou peu inclinées, les phénomènes de ressac contrarient l'effet de l'épi et gênent le dépôt de sable. Bien que choisis la plupart du temps pour des considérations financières, car ils sont beaucoup moins onéreux que les épis plats, ils doivent être prohibés le long des plages où la circulation des matériaux et l'action éolienne sont faibles. Cet inconvénient disparaît évidemment lorsque les épis ont seulement pour objet de ralentir la progression des sables et de protéger certains ouvrages maritimes contre l'ensablement.

Dans le cas des estrans où l'alimentation en sable est relativement peu importante et lorsque les possibilités de financement ne permettaient pas de construire des épis plats, les Ingénieurs ont souvent essayé des épis du type "perméable". L'intérêt de cette perméabilité relative est de laisser passer une certaine quantité de sable à l'aval de l'épi pour atténuer et éloigner l'érosion de la face sous le vent.

Dans le Bassin d'Arcachon on a construit ainsi, dans le passé, des épis constitués par des pieux en pin jointifs. Après la guerre, du fait de l'usure trop rapide des épis en bois dont il a été parlé ci-dessus (photo n° 3), on leur a substitué des épis en béton armé à plaques ajourées dont les fenêtres laissaient passer une partie du sable. Leur efficacité est restée pratiquement la même du côté "au vent" et leur longueur d'action sur la face sous le vent est très intéressante. La difficulté principale réside dans la détermination de la dimension des ouvertures : si elles sont trop petites, on retombe dans les inconvénients des épis pleins, si elles sont trop grandes, l'épi ne joue plus. Les premiers épis de ce type construits avec des fenêtres de 5 cm de hauteur et de 0m,50 de longueur ont assez bien réussi. Par contre, avec des fenêtres de 7 cm de hauteur ou des plaques mal fixées et trop écartées les résultats ont été très médiocres (photo n° 3). Il est probable que la granulométrie du sable joue un rôle important et il serait peut être opportun de faire, dans chaque cas, un essai pratique avec différentes ouvertures.

Les épis en enrochements ne présentent évidemment pas tous ces inconvénients de forme et ils ont l'avantage de laisser filtrer du sable. Par contre, leur emploi est assez discuté sur les plages, sauf à construire, près des enrachements, des moyens de franchissement; mais ils restent un danger pour toutes les embarcations de plaisance, ce qui limite considérablement leur emploi dans les plages balnéaires.

#### b) PERRÉS ET BRISE-MER.-

Les trois principales causes d'échec des perrés et des brise-mer, du fait de leur profil en travers, résident dans la non étanchéité ou l'insuffisance de leurs fondations, la trop grande raideur de leurs talus, l'absence de rugosité de leurs surfaces.

Pour les perrés il en existe une quatrième : l'absence d'une terrasse étanche à la partie supérieure du perré.



Photo N°4 - Pointe-de-Grave - St Nicolas

Ancien épi 14 - Epi non relié à un ouvrage longi-  
tudinal et coupé de la dune (1925)



Photo N°5 - Arcachon

Epi plein - érosion sous la face "sous  
le vent"

## Fondations.

Lorsque des ouvrages défavorables ou des circonstances exceptionnelles ont démaigri les estrans et que les fondations des ouvrages sont déchaussées, l'absence de palplanches ou leur non étanchéité provoquent, comme nous l'avons indiqué plus haut, des soutirages de sable et la destruction des ouvrages (perrés d'Hossegor et de Capbreton) (photos 1 et 2).

## Inclinaison des talus et rugosité.

L'étude très complète de M. Miche<sup>(1)</sup> sur le pouvoir réfléchissant des ouvrages à l'action de la houle ainsi que l'étude de M. Lesbordes<sup>(2)</sup> sur l'érosion due aux courants de houle permettent d'expliquer la plupart des échecs passés ou contemporains.

D'une manière générale, on peut affirmer que lorsque la houle réfléchie dépasse 50 % de la houle incidente, le dépôt de sable devant l'ouvrage ne se fait pas. La pente des talus doit donc être choisie avec soin en fonction de la nature des ouvrages. En moyenne cette pente doit être inférieure à 3 pour 2 dans le cas des ouvrages en enrochements et à 2 pour 1 pour les ouvrages plus lisses. Bien entendu, il s'agit là de chiffres approximatifs qui dépendent de la cambrure des houles observées. Par ailleurs, les ouvrages lisses ne freinent pas les lames de retour qui provoquent des affouillements à leur pied.

C'est ainsi que sur la côte de la Pointe-de-Grave tous les ouvrages lisses en maçonnerie ou en béton, avec une pente supérieure ou égale à 3 pour 2, ont été détruits du fait des affouillements. Dans les brise-mer actuels (planches 2 et 3), les ouvrages de la Claire et des Arros, ou le nouveau brise-mer de l'Anse des Huttes, qui présentent un parement rugueux (enrochements) à pente de 2 pour 1 s'ensablent très bien. Par contre, l'ouvrage des Huttes, pourtant placé au milieu, a toujours donné des inquiétudes du fait des affouillements à son pied. Son talus moyen de 1 pour 1 est en effet constitué par des éléments en béton parallélépipédiques à faces verticales et totalement réfléchissantes (photos 6 et 7). La situation s'est considérablement améliorée depuis la pose d'enrochements naturels en talus devant l'ouvrage.

Dans les mêmes conditions, au Nord de ces ouvrages, devant le brise-mer St-Nicolas, l'ensablement était excellent en 1910, après sa construction, lorsque des blocs d'enrochements garnissaient son parement face à l'océan. Leur enfoncement ou leur disparition a découvert la surface verticale du brise-mer et a provoqué par la suite le dessablement. L'argile et le rocher naturel de St-Nicolas sont

---

(1) annales des Ponts et Chaussées mai-juin 1951.

(2) annales des Ponts et Chaussées janvier-février 1950.



Photo N°6 - Nouveau brise-mer des Huttes construit vers 1935

Le talus, analogue à une paroi verticale fait partir le sable devant l'ouvrage et l'empêche de passer derrière.

Au fond, au pied de l'ouvrage, éléments en béton mobiles autour d'un axe horizontal appelés "touches de piano" pour essayer de suivre l'érosion.

Au premier plan, débris de l'ancien brise-mer des Huttes.





Photo N°7 - Nouveau brise-mer de l'Anse des Huttes (1952)  
 Remplace le vieux brise-mer détruit (1853)  
 Bon ensablement devant l'ouvrage (1954)  
 Talus des enrochements 2/I



Photo N°8 - Pose d'enrochements devant le casier fermé de  
 St Nicolas  
 Arrivée du sable - décembre 1953

restés à nu jusqu'en octobre 1953 où l'ensablement a accompagné la pose d'enrochements naturels avec une pente de 2 pour 1 (photo 8).

Dans le Bassin d'Arcachon, le dépôt de sable devant les perrés en béton à 1 pour 1 est extrêmement difficile malgré la progression naturelle du sable le long de la côte.

L'ouvrage de Capbreton, cité plus haut, ouvrage récent, très massif, à pente voisine de 3 pour 2, à parement lisse en béton, a provoqué un abaissement du sable jusqu'à déchaussement des fondations qui, trop faibles, ont cédé (photo n° 1). A Hendaye, le perré, en maçonnerie, très raide, qui protège la route nationale le long de la plage, a été régulièrement détruit tous les hivers jusqu'à la pose d'un talus doux d'enrochements. Dans l'estuaire de la Gironde des épis verticaux massifs, en béton, ont été déchaussés très rapidement et le sable a tendance à revenir depuis leur démolition et leur étalement. A Soulac, les revêtements de dune anciens, mal fondés et très raides, ont tous été détruits.

En résumé, on ne peut pas affirmer qu'un ouvrage à faible réflexion de houle provoquera un ensablement ou ne sera pas accidentellement dessablé par suite de tempêtes et de circonstances simultanément défavorables; mais on peut être certain qu'un ouvrage lisse ou trop accore et à forte réflexion de houle sera néfaste car il empêche le dépôt de sable. Les Ingénieurs ne doivent pas, à mon avis, rechercher les ouvrages massifs pour essayer de lutter contre le déchaînement des tempêtes, mais des ouvrages qui permettent l'engraissement des plages.

Etanchéité des terrasses.

Enfin, pour les perrés, si la partie supérieure n'est pas étanche, les raz de marée pénètrent derrière l'ouvrage et peuvent le renverser. Ce phénomène s'est produit de façon très générale dans le Sud-Ouest lors du raz de marée de décembre 1951. Dans le Bassin d'Arcachon plusieurs kilomètres de perrés ont été ainsi déversés (photo n° 9). Dans le port même de St-Jean-de-Luz les dégâts ont été considérables.

### III - ECHECS DUS A L'IMPLANTATION ET A LA DISPOSITION

#### GENERALE DES OUVRAGES.

#### EPIS.-

La première condition pour qu'un épi ou un système d'épis ait une certaine efficacité est qu'il existe un transport de sable le long de la plage ou dans la partie sous-marine de l'estran. Certains épis placés au fond des anses donnent des résultats très médiocres alors que, quelques centaines de mètres plus loin, des épis

identiques donnent d'excellents résultats.

Ainsi, parmi les premiers épis construits à la Pointe-de-Grave il y a plus d'un siècle et que nous avons déjà mentionnés plus haut, les épis placés au Sud qui se trouvaient en avant de la ligne générale du rivage se sont rapidement ensablés ainsi que ceux placés tout à fait au Nord, près de la pointe elle-même. Par contre, les épis de l'Anse des Huttes ne réussirent jamais à s'ensabler et furent rapidement détruits.

Il a été souvent conseillé de construire les épis d'aval les premiers et de ne construire les épis d'amont que lorsque l'épi immédiatement à l'aval était entièrement ensablé. Mais il est impossible d'imposer cette clause aux riverains et d'ailleurs les dessablancements de certaines tempêtes rendent cette disposition un peu illusoire.

Une deuxième condition d'efficacité des épis dans le cas d'estrans bordés de chenaux accores est de limiter leur longueur pour éviter les zones d'agitation et de tourbillons qui se produisent, dans ce cas, près des musoirs. A l'embouchure de la Gironde, la jetée de Grave a provoqué ainsi une fosse de 25 m. de profondeur, ce qui conduit à un rechargement d'encrochements extrêmement onéreux. Dans le système d'épis qui bordent le chenal d'Arcachon on a dû raccourcir quelques épis qui se trouvaient trop près du chenal et y provoquaient des fosses (photo n° 10).

Au contraire, certains épis judicieusement placés à proximité d'une rivière à fort charriage ont provoqué des engraisements de plage considérables et ont confirmé les théories des plans de vagues de M. le Professeur Irribarren. L'épi d'Hendaye en particulier et les épis des plages espagnoles de la province de Guipuzcoa ont donné des résultats conformes aux espoirs de leurs auteurs.

#### OUVRAGES LONGITUDINAUX.

Les dispositions générales ou le tracé en plan des ouvrages jouent également un rôle considérable.

Les premiers brise-mer construits à la Pointe-de-Grave présentaient, comme nous l'avons indiqué, un profil en travers favorable (pente 3 pour 1) quoique peut-être une rugosité de la surface insuffisante : le système des moellons en hérissons est en effet illusoire au regard des lames incidentes, et insuffisant pour freiner les lames de retour. Mais leurs dispositions générales étaient assez critiquables. Arasés à une cote trop élevée, ils étaient ainsi presque infranchissables à la lame et le sable pouvait difficilement passer derrière le brise-mer. Il semble que l'on n'espérait pas réussir à engraisser la plage puisque ces brise-mer, ne formant pas casiers, étaient ouverts aux extrémités, et qu'on avait même laissé des coupures ou des buses à travers l'ouvrage au niveau des fondations pour permettre à l'eau de se retirer. Le sable ne pouvait donc monter derrière l'ouvrage et, en l'absence d'un matelas d'eau ou de sable, il se produisait un ravinement ou des affouillements



Photo No. 9 Bassin d'Arcachon. Perré en béton armé sans terrasse, déversé après le raz de marée du 29 Décembre 1951.



Photo No. 10 Bassin d'Arcachon  
Epi trop long à proximité du chenal du Moulleau



Photo N°11 - Nouveau casier et revêtement de dune de St Nicolas (1954) - Vue d'ensemble  
Brise-lames en enrochements avec mastic bitumineux  
Revêtement de dune en enrochements avec mastic bitumineux sur chape étanche en béton bitumineux  
Fondation de palplanches métalliques et assise de moellons  
Bon ensablement qui suit la construction de l'ouvrage

derrière l'ouvrage. Des brèches se sont formées; les tempêtes ou le manque d'entretien ont achevé la destruction.

Dans de nombreuses plages balnéaires les municipalités ont fait construire des boulevards-promenades au plus près de la plage. Malheureusement ces promenades ont été souvent protégées par des perrés à talus très raides et qui, de plus, venaient couper la ligne de la laisse de haute mer. Les clapotis et les courants de houle qu'ils ont engendrés ont rapidement fait disparaître tout ou partie de la plage. Dans le Sud-Ouest on a vu disparaître ainsi la plage des Basques à Biarritz et une partie de la plage de St-Jean-de-Luz.

Enfin, même lorsque les ouvrages sont favorables, soit en plan, soit par le profil, les extrémités sont des points de préoccupation constante. On se trouve en effet devant des points de discontinuité générateurs de pivotement de houles et de ressac. Les vieux brise-mer des Huttes ne se raccordaient pas à la dune ou se terminaient par des angles vifs. L'érosion se déplaçait obligeant les Ingénieurs à prolonger indéfiniment les ouvrages. Le revêtement de dune en béton armé de La Claire, aujourd'hui disparu, fut ainsi tourné à son extrémité avant d'être détruit. Dans le Bassin d'Arcaçhon un perré de plus de 700 m. très récemment construit donne satisfaction dans l'ensemble mais il est tourné à sa pointe Nord qui ne se trouve pas assez en retrait et on constate un abaissement de la plage à cette extrémité.

A mon avis, contrairement aux errements en vigueur on ne saurait trop recommander de rechercher, pour les extrémités des ouvrages nécessairement discontinus, des formes qui tendent à rétablir la continuité de l'estran.

#### IV - CONCLUSION.

En conclusion de cette brève étude il me semble possible d'énoncer quelques principes qui peuvent servir de guide aux Ingénieurs chargés de concevoir et d'exécuter les travaux de défense.

Pour la défense des côtes de sable en pente régulière il faut construire des ouvrages, brise-mer ou perrés peu réfléchissants à la houle, à pente douce et rugueux. Les perrés doivent être fondés sur des palplanches étanches et être surmontés de terrasses également étanches (photo n° 11 et planche 3).

Les épis ne peuvent réussir partout; leur emploi, leur emplacement, leur structure demandent beaucoup de prudence en particulier le long des chenaux où ils sont souvent nuisibles s'ils sont trop longs.

Le problème de la défense des côtes argileuses est, à mon avis, plus difficile. En effet, sur les côtes sableuses une tempête, ou les houles quotidiennes, ramène le sable qu'une tempête a chassé. L'argile arrachée ne revient pas. Quelle que soit la pente ou la rugosité d'une digue ou d'un perré, les lames de retour usent ou arrachent l'argile, les lames incidentes ravinent et affouillent.

Seules, des risbermes en enrochements au pied des ouvrages, des plantations d'herbes marines ou de petits brise-lames en enrochements plus en avant, peuvent peut-être permettre de sauver les ouvrages.

Mais, dans tous les cas, sable ou argile, les défenses trop accores et trop lisses, quelle que soit leur importance, sont nuisibles et destinées à disparaître.

La force de l'océan se rit des ouvrages des hommes qui prétendent le dompter.

#### R E S U M E

#### SEA-DEFENSE PROBLEMS - SUCCESS AND FAILURE OF SOME STRUCTURES

M. Dreyfous-Ducas

Considering the studies which have been published and the tests which have been made on models in past years, the author analyzes the reasons of failure or success on various defense works against the action of the sea. Groins and dry-wall breakwaters built since 1830 in the southwest of France are discussed.

Discussed first are the cases where the failure of the structure resulted from the nature of the construction. Structures of wood, masonry shell, and reinforced concrete are discussed, with solid masonry being considered as the most durable. Next these same types of construction are considered from the standpoint of their cross section. For groins, some permeability to sand is desirable; for dry wall breakwaters, a small reflection of the waves is effective in causing a flattening of the beach. A flat rough slope is desirable as the face of a breakwater. Low permeability is also desirable.

With regard to the general layout of structures, the danger of long groins in the vicinity of channels, and of open type construction with longitudinal structures is shown.

The attention of engineers is directed to the importance of the ends of structures where the most critical conditions often occur. In conclusion, construction features which are effective on a sandy coast are shown, and the difficult problems of a clay soil coast are considered.

LES OUVRAGES DE DEFENSE CONTRE LA MER  
SUR LA COTE FRANCAISE DE L'OCEAN  
ENTRE LA LOIRE ET LA GIRONDE

---

F. Blondeau & A. Baste  
Ingénieurs en chef des Ponts et Chaussées  
La Roche-sur-Yon La Rochelle

I - COTE DE VENDEE

Les côtes de Vendée, dont le tracé est actuellement presque rectiligne, et orienté du Nord-Ouest au Sud-Est, présentait encore à l'époque romaine deux grandes indentations. L'une, au Nord, où la mer atteignait les terres hautes du bocage, de part et d'autre de l'épéron de Beauvoir, constituait le golfe de Machecoul et celui de Soullans. L'autre, au Sud, formait le golfe du Poitou, où aboutissaient les rivières du Lay, de la Vendée et de la Sèvre Niortaise. (fig. 1)

Sous l'influence du courant littoral, qui, tout le long de l'Atlantique Nord, court du Nord-Ouest au Sud-Est, les sables provenant notamment de la Loire formèrent petit à petit des cordons de dunes reliant entre eux les points saillants du rivage :

- Noyaux granitiques du Pilier (au large de Noirmoutier) et de l'Herbaudière (pointe Nord de cette île) ;
- Noyaux calcaires de Barbâtre (pointe Sud de la même île) ;
- Rochers schisteux de la côte de Monts et de Croix-de-Vie pour la partie Nord ;
- Emergences calcaires de la Tranche, de la Dive et de l'Aiguillon pour la partie Sud.

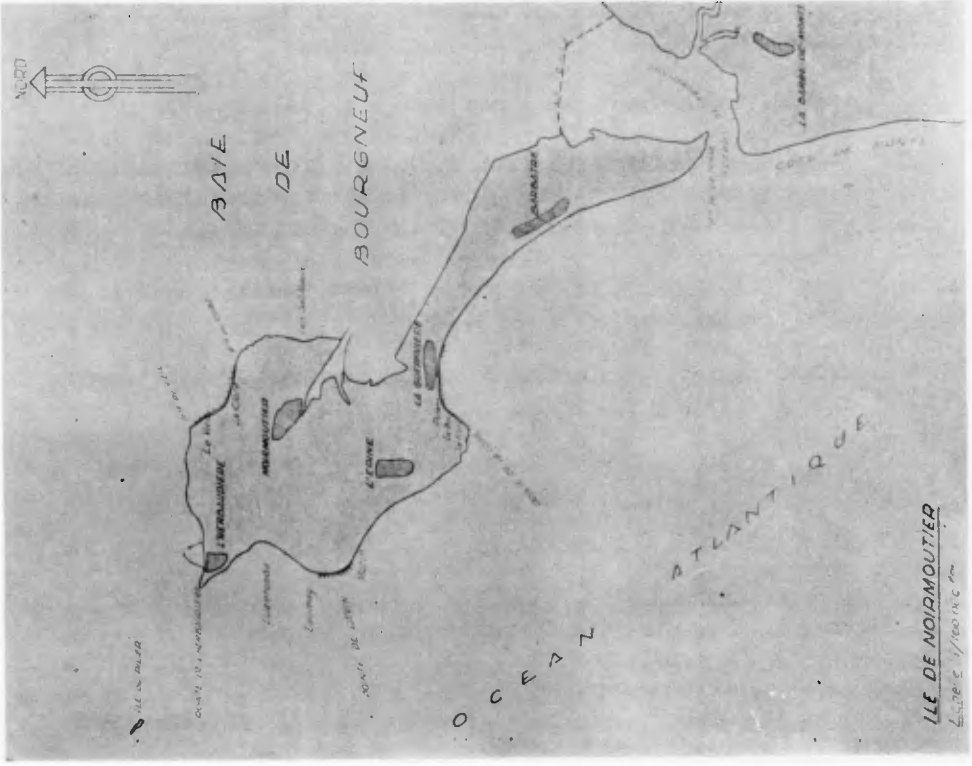


FIG. 2.

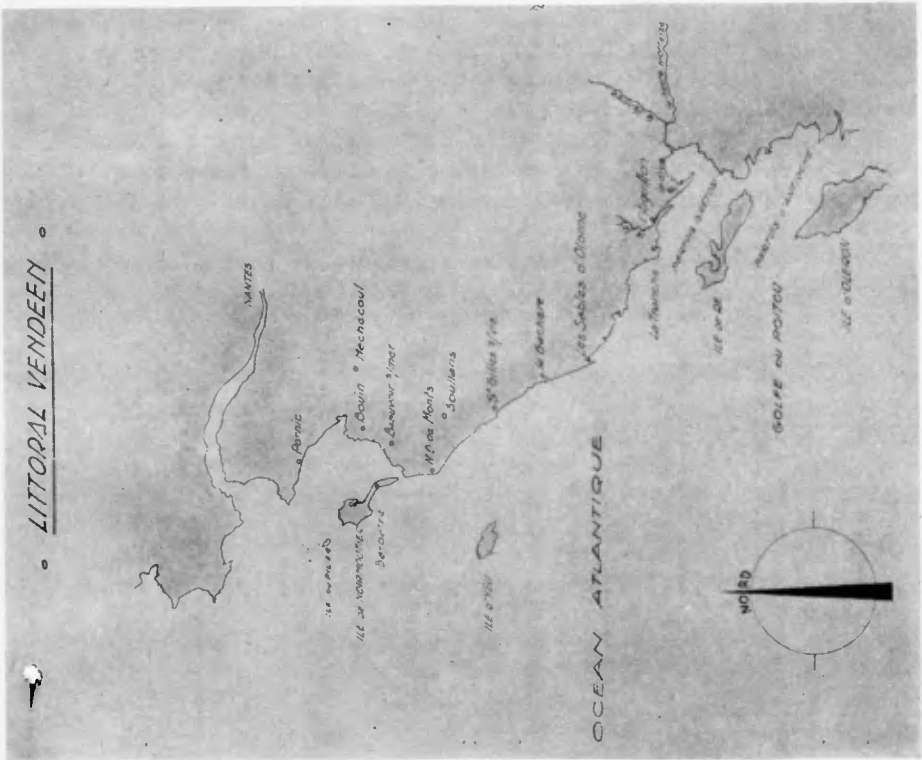


FIG. 1.



À l'abri de ces cordons dunaires se déposèrent des sédiments, soit en provenance des cours d'eau descendant les terres hautes, soit apportés par les marées.

Ainsi se colmatèrent peu à peu :

- au Nord, le marais Breton et Noirmoutier, autour des points résistants énumérés ci-dessus, et, en outre, de ceux de l'île de Bouin, de l'île de la Croisière, de l'île Chauvet, etc...

- au Sud, le marais Poitevin, qui bénéficiait également de la protection lointaine de l'île de Ré.

Les efforts des hommes visèrent à stabiliser ces acquisitions à les organiser, enfin à les défendre.

On comprend en effet, par ce très schématique exposé, que les vastes régions ainsi gagnées sur la mer devaient nécessairement avoir une vie précaire.

Dans le Marais Breton, plus de 50.000 hectares de terres polderisées sont à un niveau inférieur à celui des plaines mers. Pour les garantir de l'invasion :

- les digues, tout artificielles et très médiocres des polders ;
- les cordons de dunes de Noirmoutier et de la côte de Monts.

Dans le Marais Poitevin, plus de 80.000 hectares de marais sont eux aussi à une cote inférieure à celle des plaines mers et leur protection n'est assurée que par les digues de polders de la baie de l'Aiguillon et par les dunes de La Faute et les grandes digues maçonnées qui ont dû, à diverses époques, être édifiées pour remplacer les dunes de sable grignotées par la mer, à La Faute et à l'Aiguillon.

C'est dire que les problèmes de défense contre la mer ont, en Vendée, une certaine importance.

---

Avant d'examiner les ouvrages de défense proprement maritimes, nous dirons un mot des digues de polders. Ce sont essentiellement des ouvrages construits pour l'endigage des lacs de mer. Ils sont donc de conquête plus que de défense. Mais leur situation, et leur importance leur confèrent un rôle essentiel dans la protection des zones inondables. Leur vieillissement est à la base des inquiétudes les plus sérieuses.

Ces digues sont pratiquement toutes du même modèle. Les données qui ont présidé à leur établissement, (au moins pour les plus récentes, celles du siècle dernier qui sont actuellement digues de mer de première ligne) sont les suivantes. Leur pied a été construit approximativement sur la ligne des pleines mers de morte eau extraordinaire (coefficient 25 à 30 de l'annuaire des marées) soit la cote (+ 3.50) environ par rapport au zéro des cartes marines (niveau des plus basses mers). Leur crête s'élève théoriquement, à 1 mètre au-dessus du niveau des plus hautes mers (coefficient 120), soit (+ 7.00) à (+7.50). Le talus extérieur (côté mer) est à 3 de base pour 2 de hauteur. Le talus intérieur est souvent plus raide encore. Dans le Nord, baie de Bourgneuf et Noirmoutier, le talus extérieur est revêtu d'un perreyage à pierres sèches de 30 cm. d'épaisseur en général, posé sur une couche de glaise de 20 cm ou de pierrailles. Ce perreyage n'existe pas dans les digues de l'Aiguillon. Le corps de la digue est quelquefois en glaise, le plus souvent en produits plus ou moins argileux provenant des abords mêmes de l'ouvrage ; on en connaît aussi en sable et gravier. La section moyenne de ces digues ne dépasse pas, dans la majorité des cas, 20 mètres carrés.

Cependant ce n'est généralement pas la faiblesse de leur échantillon qui provoque les ruptures. Neuf fois sur dix, celles-ci sont produites par la submersion. Dès que les lames franchissent la crête, leur déversement sur le talus intérieur de la digue produit un ravinement qui se traduit par l'enlèvement de tranches verticales du remblai. Dès que l'attaque arrive à la verticale de la crête, la rupture est virtuellement consommée.

La submersion des digues de polders tient à plusieurs causes :

- a) leur cote initiale trop faible. Il s'agit d'ouvrages privés, réalisés, non en vue de la sécurité du pays, mais pour un

profit immédiat. Souvent en effet, les "renclôtures" de polders ont été faites par des sociétés civiles, qui ont été dissoutes au lendemain de la réception du polder et de la vente, ou du partage des terrains. Aucun effort ultérieur d'amélioration de la défense n'a été, le plus souvent, entrepris.

- b) leur défaut d'entretien. Outre le tassement des remblais et l'action érosive des éléments (éolienne ou de ruissellement des pluies) la circulation humaine et surtout animale, contribuent à la diminution de la cote de la crête. Des rechargements périodiques seraient nécessaires, qui ne sont jamais exécutés. Enfin en certains points, la présence de terriers de lapins nuit gravement à la cohésion et à la résistance des remblais.
- c) enfin le tassement du sous-sol. Certaines digues, notamment dans les anciens estuaires des cours d'eau, reposent sur des couches considérables (plus de 20 m) de vase fluide. Nous avons pu constater nous-même, après le désastre du 16 novembre 1940, qu'il était impossible d'amener par rechargement du remblai la digue de la Ceupelasse (embouchure du Falleron) à son niveau théorique, sur près de 100 mètres de longueur. La solution a été trouvée dans la construction d'une murette de crête d'un mètre de hauteur, dont le poids, nettement plus faible que celui du remblai, a été supporté sans nouvel affaissement du pied de la digue.

Nous ne nous attarderons pas aux remèdes possibles. A part la murette de crête évoquée ci-dessus, ils tiennent dans l'entretien soigné et vigilant des digues, et ne posent généralement aucun problème technique intéressant. Il n'en va pas de même sur le plan administratif et financier, à cause de la propriété privée de ces ouvrages, que nous avons indiquée ci-dessus.

---

Les ouvrages maritimes de défense des côtes de Vendée peuvent se classer en trois catégories, qui correspondent à peu près dans le temps à trois époques différentes :

- les becs de mer, avec pavage d'estran et épis maçonnés,
  - les digues longitudinales,
  - les épis réglables.
-

- Les becs de mer -

C'est l'île de Noirmoutier qui constitue la sentinelle avancée de la défense des côtes de Vendée. C'est sur ses rivages que se trouvent les ouvrages les plus anciens, les plus imposants, et aussi les plus variés. (fig.2)

Nous ne mentionnerons que pour mémoire deux fragments d'ouvrages très anciens, vieux sans doute de plusieurs siècles, qu'on trouve à la pointe du Bot (côte Ouest). Ce sont deux revêtements de dunes, très abrupts, et constitués par des grandes pierres plates granitiques posées verticalement et de champ, à la manière d'une voûte dont les génératrices seraient les lignes de plus grande pente de la dune. Ces pierres, dont un grand nombre pèsent sans doute plusieurs centaines de kiles, sont ainsi clavées, et leur ensemble, qui a simplement nécessité quelques rejointements cimentés de place en place, a offert une résistance remarquable aux tempêtes.

Nous nous attarderons davantage sur les ouvrages qui constituent le bec de mer de la pointe de Devin. (fig. 3)

La question des ouvrages de Devin a toujours été importante. D'abord à cause de l'enjeu : la moitié de l'île de Noirmoutier doit son existence à la défense qu'ils assurent. Nous n'y insisterons pas. Ensuite à cause de l'ampleur de la dépense. Nous pensons qu'il n'est pas sans intérêt de produire ici un bref rappel historique et quelques chiffres.

Les premiers travaux remontent à 1770 (digue en terre perreyée de 900 m. de longueur). En 1778, on y adjoignit 4 éperons en encoffrements fermés de pieux jointifs et liernés remplis d'enrochements. Le tout fut ruiné par la tempête du 10 au 13 février 1781. Des discussions locales firent que, à l'exception de réparations sommaires et fragmentaires, aucun travail sérieux ne fut entrepris jusqu'en 1806, date à laquelle un nouvel éperon fut édifié. Un projet de rétablissement de la digue primitive, approuvé le 23 octobre 1807, reçut un commencement d'exécution, mais la tempête du 19 octobre 1812 vint anéantir ces travaux et il fallut la réquisition des canonniers garde-côtes, de toute la garde nationale et d'une partie des habitants de l'île pour arrêter l'irruption de la mer dans la partie submersible de l'île.

On projeta alors une digue de retraite dite "grande digue intérieure". Approuvé le 24 décembre 1813 le projet ne fut entrepris, pour des raisons financières, qu'en 1817 et terminé en 1819. A la fin de 1821, tous les ouvrages situés en avant de cette nouvelle digue étaient pratiquement ruinés, et on projeta de revêtir à son tour en maçonnerie la digue intérieure.

C'est alors que l'Administration Supérieure, devant les insuccès répétés des méthodes jusqu'alors employées, envoya à Noirmoutier l'Ingénieur en chef DAN de la VAUTERIE, avec la mission spéciale de rédiger un projet de défense de la pointe de Devin dans le système hollandais (ouvrages en fascinages).

De 1770 à 1823, on avait dépensé 597.546 frs,50 somme énorme pour l'époque.

M. DAN de la VAUTERIE présenta son projet le 28 juin 1824. Il fut approuvé le 9 août 1824.

Évalué à 420.000 frs, c'est lui qui a donné à la pointe de Devin sa configuration actuelle. Il comprenait en effet un bec de mer tracé sur l'emplacement des digues de première ligne détruites, de façon à réserver des avant-terres de largeur convenable en avant de la grande digue de retraite.

Fondé sur une épaisse couche de glaise, le bec de mer était constitué par un perré fasciné et blocaillé, de 7 pour 1 de pente (15 % environ) et dont la crête, horizontale, était placée au niveau des pleines mers de vive eau.

Onze épis d'ensablement, en fascinages, dépassent de 1 mètre en moyenne la hauteur de l'estran et d'un profil en travers en dos d'ânes très adouci, étaient enracinés dans le bec de mer.

Tous les restes des ouvrages anciens devaient être démolis.

Les travaux furent exécutés sous la direction d'un Ingénieur des Ponts et Chaussées, M. PLANTIER, spécialement nommé à Noirmoutier à cet effet (et qui devint par la suite Inspecteur Général ; il a laissé un souvenir vivace dans l'île).

Cet ensemble de travaux, exécutés dans les années 1824 à 1827 a coûté 523.283 frs,96, en y joignant les dépenses de quelques parachèvements de peu d'importance réalisés en 1828, 1829 et 1830.

Mais l'entretien des fascinages ne tarda pas à devenir coûteux. A partir de 1838, il dépassa 30.000 frs par an, c'est-à-dire 6 % du coût du premier établissement, taux très élevé en matière de travaux publics. C'est que les fascinages avaient pour ainsi dire fait leur temps. Il fallait les renouveler en grandes quantités à la fois, dans un pays qui manquait à la fois des bois nécessaires et des ouvriers qualifiés pour les mettre en oeuvre. (On avait eu recours à une équipe d'ouvriers belges pour la construction initiale). On envisagea de maintenir les ouvrages, en modifiant leur constitution.

PROFILS TYPES DE DIGUES

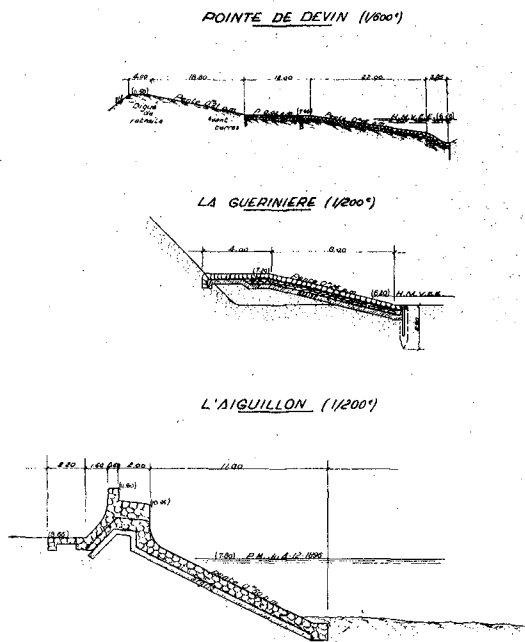


Fig. 3. Profils types de digues.

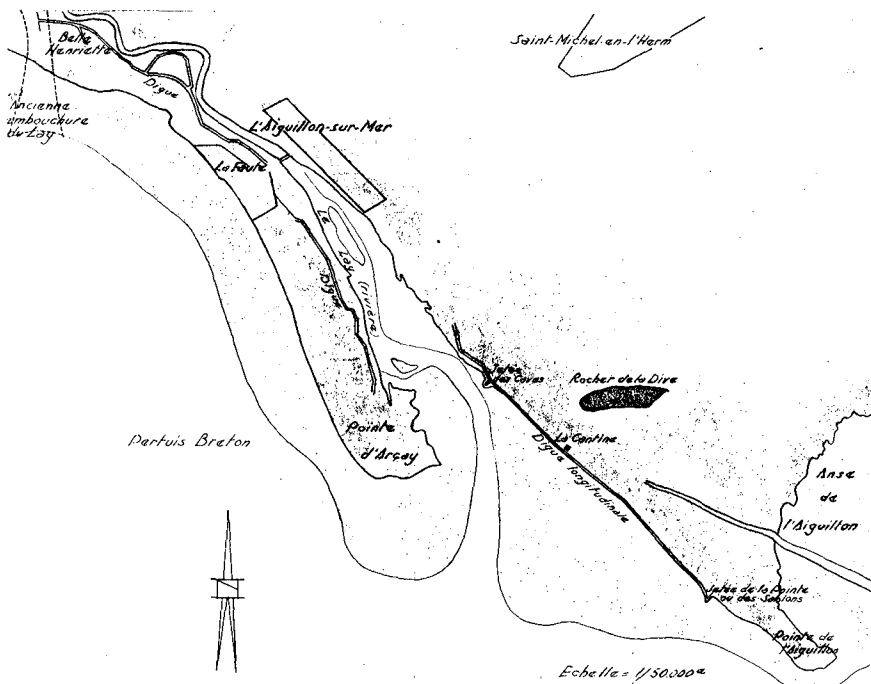


Fig. 4

Précisément on venait de construire sur la même côte, devant La Guérinière, le bec de mer de Pulans, où les épis d'ensablement et les perrés avaient été constitués en maçonnerie, partie hourdée, partie à pierres sèches, le tout avec succès. On commença donc, au fur et à mesure des avaries et suivant les possibilités des crédits d'entretien, à remplacer à Devin les fascinages par de la maçonnerie. Jusqu'en 1845, une somme de 419.064 frs,85 fut ainsi dépensée en entretien et reconstruction.

Mais peu de chose était réalisé à neuf en 1845. Un projet en forme fut donc dressé, pour faire appel à des crédits spéciaux. Approuvé le 7 juin 1845 pour un montant de 170.000 frs, il n'avait pu recevoir qu'un commencement d'exécution lorsque de violentes tempêtes survenant en fin janvier 1846 provoquèrent des désastres tels que tout fut remis en question.

Le 6 mars 1846, un nouveau projet était dressé, qui comportait la reconstruction complète, en maçonnerie, des ouvrages tracés en 1824 par M. DAN de la VAUTERIE. L'estimation était de 500.000 frs. Il fut approuvé par une loi du 3 juillet 1846.

L'exécution se fit en deux tranches. Un "petit projet" de 100.000 frs mit en chantier les travaux de première urgence et fut confié à l'entrepreneur des travaux d'entretien. Réalisé en 1847 et 1848, il provoqua une dépense de 136.158 frs,72. La 2e tranche, dite "grand projet" montant à 400.000 frs fut mise en adjudication le 3 avril 1847. Exécutée entre 1847 et 1856, elle coûta au total 600.842 frs. Le chantier ne fut pas de tout repos.

Mais à ce prix, on obtint un ouvrage solide, qui, pendant 14 ans, ne fit plus parler de lui. En 1870 seulement, un projet dû être établi, montant à 215.000 frs, pour proposer le remplètement de toutes les fondations, déchaussées par l'action de la mer, tant sur le perré lui-même que sur les épis. Les circonstances ne permirent pas une prompte réalisation, et ce n'est qu'en 1876 qu'on en reparla. Le projet fut remanié par raison d'économie, pour utiliser les granits de l'île en opus incertum à la place des pavés de Nantes. Les travaux furent exécutés de 1878 à 1882. La dépense s'éleva à 190.000 frs environ.

Depuis lors, il y eut sans doute bien des avaries à réparer, bien des brèches à fermer, et aussi quelques travaux accessoires de parachèvements, mais aucun travail de grande envergure.

Ainsi, en un peu plus de 100 ans, la défense de la Pointe de Devin a coûté :

de 1770 à 1823	597.546,50
de 1824 à 1827	523.283,96
de 1827 à 1845	419.064,85
de 1846 à 1848	136.158,72
de 1848 à 1856	600.842,—
réfection de 1880	<u>190.000,—</u>

Total : 2.466.896 frs

soit 2.500.000 frs environ. Bien entendu, il s'agit de francs or, qui représenteraient aujourd'hui, si l'on considère surtout le prix de la main-d'oeuvre à l'époque, un capital de l'ordre du milliard.

Tels qu'ils apparaissent actuellement, les ouvrages de Devin sont spectaculaires. Sur deux kilomètres de longueur environ, sur une vaste courbe convexe, la plage est pavée de maçonnerie appareillée, généralement assisée. Plus haut, un perreyage, également assisé, mais à pierres sèches, rejoint presque horizontalement la dune, dont la hauteur est d'ailleurs très modeste (moins de deux mètres à l'endroit le plus haut). Puis une zone dite d'"avant terres" d'une cinquantaine de mètres de largeur précède la digue de retraite, ample remblai gazonné dont l'arrière plonge sur les marais salants parsemés jusqu'à Noirmoutier, dont le clocher apparait, 3 km plus loin, proche de la baie de Bourgneuf. Si l'on songe que ce sont les eaux de la baie qui, par gravité seulement, alimentent ces marais salants à mer haute, on a une bonne idée du relief du pays, et du rôle vital des édiges de Devin.

Revenant sur la plage (pavée) nous pouvons voir les onze épis maçonnés qui, disposés en éventail, devaient assurer le relèvement de l'estran, et ne l'ont point fait.

Nous reviendrons tout à l'heure sur cette question des épis, mais il convient de noter ici les conclusions qui furent tirées, à l'époque, du comportement du bec de mer de Devin, et de celui de Fulans, à La Guérisnière, construit sur les mêmes bases et à peu près en même temps, comme nous l'avons vu plus haut.

En 1883, rédigeant sa notice de l'Atlas des Ports de France consacrée aux grandes digues de Noirmoutier, M. l'Ingénieur en Chef DINGLER n'a pas hésité à écrire que les épis étaient inefficaces et qu'ils étaient très coûteux. Une digue continue, sans épis, n'aurait, dit-il, pas coûté la moitié de la somme consacrée aux ouvrages de Devin.



"Aussi, ajoute-t-il, dans les travaux de défense les plus récents exécutés sur le littoral de la Vendée, ce système (d'épis) a été complètement abandonné. L'Administration a considéré que l'estran mobile, qu'il soit laissé à son état naturel ou qu'il soit relevé par des moyens artificiels, ne peut inspirer aucune confiance sur les côtes fortement battues par la mer, que les travaux de défense, pour mériter réellement ce nom, doivent être un blindage continu ne présentant aucun obstacle au développement de la lame".

On a vécu 50 ans (1875-1925) en Vendée, sous le coup de cette condamnation péremptoire. C'est de cette période que datent les grandes digues longitudinales.

#### - Les digues longitudinales -

Sur ce système ont été construites :

- la grande digue de défense de l'Aiguillon, longue de près de 5 km ;
  - les digues successives de la Belle Henriette et de la Faute ;
  - les digues de la Guérinière, au Nord et au Sud du bec de mer de Fulans ; (fig.3)
  - la digue de Morin, au sud du bec de mer de Devin ;
  - la digue du Sableau, sur la côte Nord-Est de Noirmoutier ;
- et quantité d'autres ouvrages de moindre importance.

Les plus caractéristiques sont celles de l'Aiguillon et de Noirmoutier, (La Guérinière et Morin), mais la plus importante est de loin, celle de l'Aiguillon. (fig.3)

Il n'est pas sans intérêt, pensons-nous, d'en retracer l'historique, qui est plein d'enseignements, car la digue actuelle est, comme à la pointe de Devin, loin de représenter l'exécution du projet initial.

La pointe de l'Aiguillon est l'un de ces cordons dunaires provoqués par le courant littoral Nord-Ouest Sud-Est. Lorsque l'embouchure du Lay se trouvait à quelques 10 kilomètres au Nord-Ouest du bourg de l'Aiguillon, le cheminement des sables, après avoir franchi la pointe de La Tranche, retrouvait la côte devant le rocher de la Dive, dont les prolongements calcaires en arrêtaient le cours.

Par la suite, la rive droite de l'embouchure du Lay fut elle-même bordée, à l'Ouest, puis au Sud-Ouest, d'une langue de sable, d'abord fragmentée en plusieurs tronçons, Ceux-ci se renforcèrent petit à petit, dans la première moitié du siècle dernier, puis se soudèrent l'un à l'autre. Ainsi naquit la pointe d'Arçais, qui n'a cessé par la suite, de progresser vers le Sud-Est. (fig.4)

Mais la constitution de la pointe d'Arçais eut deux conséquences. Elle diminua considérablement l'alimentation en sable de la pointe de l'Aiguillon, surtout dans sa partie amont, que le courant littoral amaigrit alors au profit de la partie aval. Elle rapprocha en outre le lit inférieur du Lay (et son courant de jusant) de la côte de l'Aiguillon.

Ainsi les tempêtes commencèrent-elles à attaquer les importantes dunes de l'Aiguillon, jusqu'à les détruire quasi totalement. C'est à ce processus de destruction que s'opposèrent les travaux de défense, dont l'origine remonte à 1843.

Dès 1843 en effet, le maire de l'Aiguillon demandait que des travaux soient entrepris pour protéger les territoires menacés, c'est-à-dire les polders qui, à l'instar du marais Breton, avaient été conquis à l'abri du cordon dunaire sur les territoires des communes de l'Aiguillon-sur-mer et de St Michel-en-l'Herm.

Une dépêche ministérielle du 16 décembre 1843 prescrivit l'étude de la question. Les Ingénieurs produisirent en 1847 un projet comprenant l'exécution d'une digue longitudinale et de 30 épis d'ensablement transversaux. Voici comment l'Ingénieur ordinaire justifiait ses propositions:

"Nous pensons que des épis perpendiculaires à la dune, en retenant les sables et brisant le courant, arrêteraient la corrosion de la côte et opposeraient au mal un remède suffisant ; mais, pour construire des épis il faut pouvoir les enraciner dans un massif quelconque, pour empêcher la mer de les affouiller à leur naissance".

Le projet comportait en outre une dérivation de la rivière du Lay et devait entraîner une dépense totale de 3 millions et demi. Ce chiffre était considérable.

Une décision ministérielle du 7 juin 1848 rejeta le projet comme trop coûteux. Se plaçant principalement au point de vue de la conservation de la baie de l'Aiguillon, le Ministre prescrivit d'étudier la fixation,

au moyen de plantations, des dunes situées au Nord de la pointe d'Arçais, de manière à empêcher le comblement de la baie par les sables qu'enlevait la mer. Quant aux dessèchements il engagea simplement les propriétaires à les défendre en recouvrant leurs digues de plantations.

La situation financière à cette époque ne permettait pas de faire mieux, mais les propriétaires ne pouvaient évidemment pas se contenter de cette solution. A la fin de 1850, les Ingénieurs reçurent communication de nouvelles pétitions signalant le mauvais état de la côte et l'urgence d'opposer quelques ouvrages défensifs aux envahissements de la mer.

La question fut donc mise de nouveau à l'étude.

Le projet de 1847 avait été rejeté en grande partie à cause du chiffre élevé de la dépense qu'eut entraînée son exécution. Pour éviter cet écueil, on se borna cette fois à proposer la construction d'épis en fascines. Dix de ces épis, convenablement espacés, avaient une longueur de 100 mètres chacun. Les six derniers, projetés au droit de la partie la plus menacée, devaient être réunis par une digue longitudinale en sable, avec revêtement d'argile, plantée de tamaris. Entre ces épis principaux étaient prévus vingt épis convenablement intercalés et en retrait de cinquante mètres environ sur ceux de la première catégorie.

Le système de défense était complété par cinq épis à établir à la pointe d'Arçais.

Tous ces ouvrages étaient submersibles.

Le détail estimatif du projet s'élevait à 60.000 frs dont 20.000 étaient offerts par le syndicat des marais de l'Aiguillon.

Les travaux furent exécutés de 1854 à 1856 et coûtèrent 64.230 frs,55 (1854-56) dont 20.000 frs fournis par les intéressés. Ils furent retardés à plusieurs reprises, par des difficultés avec l'entrepreneur et par des avaries de force majeure, dont l'une consista notamment dans l'enlèvement par la mer de 695 mètres de digue longitudinale qui ne furent pas exécutés à nouveau.

On renonça également aux épis projetés à la pointe d'Arçais, qui s'était allongée spontanément de 60 mètres environ dans chacune des dernières années, et on consacra les économies ainsi réalisées à la construction de huit épis supplémentaires sur la côte même de l'Aiguillon.

Les travaux étaient à peine terminés que les Ingénieurs signalaient de nouvelles avaries ; la mer continuait à enlever par tronçons la digue reliant la tête des épis et tournait ces derniers qu'on était dès lors

LES OUVRAGES DE DEFENSE CONTRE LA MER SUR LA COTE 527  
FRANCAISE DE L'OCEAN ENTRE LA LOIRE ET LA GIRONDE  
obligé d'allonger par l'amont. L'estran reculait, sauf sur les points où  
la digue n'avait pas été détruite.

Une décision ministérielle du 13 juillet 1857 approuva en conséquence,  
un projet complémentaire de défense comprenant :

1<sup>o</sup>) la reconstruction des parties de la digue emportée sur 792 m,70  
de longueur avec revêtement en perré ;

2<sup>o</sup>) la construction d'une nouvelle digue perreyée sur 339 m de  
longueur à l'Ouest et dans l'alignement de l'ancienne digue, et d'un autre  
tronçon de même longueur se rattachant à la tête de l'épi n<sup>o</sup> 4.

3<sup>o</sup>) l'établissement d'un perré sur les digues conservées, sur une  
longueur de 966 m,20 ;

4<sup>o</sup>) la restauration des épis précédemment construits ;

5<sup>o</sup>) enfin l'établissement de 2920 m<sup>2</sup> de fascinages au pied des  
épis et de la digue.

Le projet fut exécuté de 1857 à 1859, mais pendant l'exécution des  
travaux, qui devaient coûter 131.388 frs, 14, les anciens épis qu'on comptait  
restaurer avaient été détruits par la mer à peu près entièrement, et les  
Ingénieurs allaient être encore obligés de présenter un projet supplémen-  
taire lorsque la tempête du 25 octobre 1859 vint attaquer la digue à peu près  
sans défense, et en détruisit plusieurs portions jusqu'aux fondations.

Le couronnement avait été emporté en totalité, et les portions de  
digues restées debout étaient démantelées ou tout au moins ébranlées.

On avait conservé cependant quelque espoir de pouvoir réparer les  
travaux. Malheureusement, le 25 décembre une nouvelle tempête agrandit les  
brèches déjà existantes, de telle sorte qu'on fut conduit à proposer un  
ensemble de travaux à peu près complètement neufs.

Les considérations sur lesquelles étaient basées les dispositions  
du projet étaient les suivantes :

Lorsque le courant de flot entre dans le pertuis Breton en venant du  
Nord-Ouest, il se divise, en face de la Prise des Boie en deux branches,  
l'une qui est en quelque sorte aspirée par la rivière du Lay, l'autre qui  
suit la côte jusqu'à la pointe de l'Aiguillon.

Ce courant s'est chargé de sables le long de la côte comprise entre la pointe du Grouin du Cou et la pointe d'Arçais, il en dépose une partie à cette dernière pointe, qui s'allonge constamment, et transporte le reste soit dans le Lay, soit à la pointe de l'Aiguillon.

Il s'agissait de retenir ces sables le long de la côte de l'Aiguillon, pour remplacer, dans la mesure du possible, ceux qu'enlevaient les tempêtes, et empêcher ainsi l'estran de se dégarnir.

Dans ce but les Ingénieurs proposèrent :

1<sup>re</sup>) une digue solide sur toute la portion de côte la plus menacée, afin de former ainsi un point d'appui pour tous les ouvrages, précisément sur le point de la côte le plus attaqué par le courant et par les lames ;

2<sup>e</sup>) un système d'épis en avant de cette digue, afin d'arrêter les sables venant de la côte au Nord de la pointe d'Arçais, de chausser le pied de la digue et aussi de briser la mer à l'approche du pied de cet ouvrage ;

3<sup>e</sup>) la construction, aux extrémités de la digue, de deux jetées de 500 mètres environ normales à la digue pour protéger les parties voisines de la côte, au-delà des extrémités de la digue, en produisant un remous favorable aux ensablements. (Jetée des Caves, du côté du Lay, jetée de la Pointe, du côté de la pointe de l'Aiguillon).

La Commission nautique chargée de donner son avis sur le projet en approuva les dispositions, en ce qui concerne la digue, les épis et la jetée des Caves. Mais elle estima que la jetée de la Pointe entraînerait une dépense considérable sans qu'on fut certain de protéger convenablement la dune en aval, et que dès lors il était préférable de prolonger la digue vers le S.E. jusqu'au point où la côte, au lieu d'être corrodée, gagnait sur la mer.

Cette dernière solution fut celle qu'approuva la décision ministérielle du 29 mars 1861. Le chiffre des dépenses autorisées fut fixé à 710.000 frs dont 160.000 frs à la charge des intéressés.

Le décret déclaratif d'utilité publique est daté du 6 mai 1863. Il n'avait pas été possible d'attendre cette époque pour arrêter les progrès continus du mal.

Les Ingénieurs furent donc autorisés à dépenser provisoirement en régie une somme de 40.000 frs, qui fut en partie consacrée à l'établissement d'un chemin de fer reliant la côte au rocher de la Dive, adopté comme lieu d'extraction des matériaux. Le montant des dépenses autorisées fut alors définitivement arrêté à 675.000 frs, qui, ajoutés aux 40.000 frs déjà dépensés, donnaient une augmentation de 5.000 frs sur le chiffre primitif de 710.000 frs. Ces 5.000 frs représentaient les dépenses faites pour la défense provisoire. Ils furent laissés à la charge de l'Etat.

Nous n'entrerons pas dans le détail des difficultés de toutes sortes qui se sont présentées pendant l'exécution des travaux : résiliation d'entreprise, défaut de crédits, avaries, modifications à proposer à la suite des indications de l'expérience, tout est venu entraver l'exécution des travaux et augmenter le chiffre de la dépense. Finalement une décision ministérielle du 21 décembre 1869 arrêtait à 964.000 frs le chiffre des dépenses autorisées, en augmentation de 254.000 frs sur le chiffre primitif, et cependant la jetée des Caves n'était exécutée que sur 125 mètres. Les avaries, l'allongement de la digue, sa construction en maçonnerie sur certains points où on l'avait tout d'abord prévue à pierres sèches, avaient fait dépasser de beaucoup les prévisions.

Ces sacrifices étaient loin d'être les derniers ; l'exécution du projet précédent n'était pas achevée que les Ingénieurs étaient déjà conduits à en dresser un nouveau (5 octobre 1868), approuvé par décret impérial du 8 décembre 1869, et prévoyant une dépense de 650.000 frs, destinée au prolongement de la digue maçonnée depuis la Cantine jusqu'à la jetée des Caves, et à la construction d'une digue à pierres sèches, au-delà de la jetée, dans l'anse de même nom.

Les difficultés qui avaient entravé l'exécution des premiers projets se présentaient à nouveau. La question de crédits était encore plus difficile à résoudre que précédemment, à cause de l'état des finances après les événements de 1870-71. Les travaux ne furent terminés qu'à la fin de 1876, ayant coûté 805.539 frs, 23, soit 153.539 frs, 23 en plus des prévisions.

C'est en 1876 qu'a été présenté l'avant-projet d'achèvement des travaux. L'expérience avait montré que si les épis donnent d'excellents résultats pendant les beaux temps, en déterminant le dépôt des sables, il m'en était plus de même au moment des tempêtes.

D'autre part, des différents types adoptés pour la digue, seul le revêtement maçonné, exécuté sur 1736 mètres de longueur, avait résisté victorieusement aux tempêtes de novembre 1875, qui furent les plus dures qu'on ait connues. Pour réaliser définitivement la défense de la côte, le nouveau projet prévoyait la transformation de la digue, sur toute la longueur menacée, suivant le type maçonné.

Une décision ministérielle du 28 décembre 1876 approuva l'avant-projet dont la dépense s'élevait à 1.400.000 frs, et prescrivit de laisser à la charge des propriétaires la moitié de cette somme et la moitié des frais d'entretien ultérieurs.

Mais les intéressés n'offrirent pour la plupart qu'une faible partie du concours qui leur était demandé. Certains refusèrent complètement. Un essai de formation d'association syndicale échoua de même. Force fut d'avoir recours à un syndicat forcé qui fut constitué le 12 décembre 1882. C'est lui qui acheva l'ouvrage actuel et qui en assure, depuis lors, l'entretien, avec de fortes subventions de l'Etat (3/4 de la dépense).

Au total, de 1854 à 1882, les ouvrages de la digue de l'Aiguillon ont coûté l'énorme somme de 3.575.000 francs, c'est-à-dire sensiblement plus d'un milliard de nos francs actuels.

Mais, contrairement à la pointe de Devin, où la sécurité paraît actuellement garantie moyennant un minimum de dépenses, de vives inquiétudes planent sur la digue de l'Aiguillon.

L'ouvrage est constitué par un mur maçonné, dont le parement du côté de la mer a une pente de 2 de base pour 1 de hauteur, prolongé en haut par un retour vertical, destiné à renvoyer la lame. L'ensemble est appuyé sur le sable de la dune par l'intermédiaire d'un matelas de pierres. Le pied est protégé par des enrochements. Tous les matériaux employés proviennent du rocher de la Dive, qui donne un calcaire tendre se délitant facilement aux intempéries, et gélif. Aussi la maçonnerie est-elle actuellement en piteux état. Beaucoup de moellons sont plus qu'à moitié rongés. Les affouillements, inévitables avec ce type d'ouvrage à talus trop vertical, ont dégarni les fondations, et, entre le moilage de pied le sable du corps de la digue s'est écoulé, creusant de vastes poches dans lesquelles de temps à autre, de larges pans de maçonnerie s'effondrent sous les coups des lames de tempêtes, entraînant trop souvent dans leur chute les parties correspondantes du couronnement vertical et créant alors des brèches dangereuses.

Seules les jetées des Caves (extrémité Nord-Ouest) et des Sablons (extrémité Sud-Est de la grande digue) constituent des points de résistance

sérieux parce que, implantées perpendiculairement au rivage, elles ont provoqué des atterrissements importants et durables.

C'est dans le sens de la multiplication de ces épis, bien entendu insubmersibles, qu'une étude est en cours pour sauver tout l'ouvrage d'une ruine qui est désormais inéluctable, à plus ou moins brève échéance, le vieillissement actuel étant tel qu'il ne peut conduire qu'à la mort.

Les autres digues longitudinales des côtes de Vendée ont eu une existence plus calme, ou au moins des accidents moins typiques. C'est cependant aux inquiétudes qu'elles ont provoquées, il y a une trentaine d'années, que sont dus les essais, et la mise au point, des épis réglables comme ouvrages de protection du rivage.

-----

- Les épis réglables - (fig.5)

Il convient d'abord de les décrire, tels qu'ils sont construits aujourd'hui en utilisant par exemple le chêne du pays. (L'emploi de l'azobé du Cameroun conduit à des échantillons un peu plus faibles).

La partie active d'un épi se compose de bordages horizontaux en madriers de 22 x 8 cm posés aussi jointifs que possible sur une file de pieux de 25 x 25 cm espacés de 2 m. En arrière de la file de pieux est fichée une rangée identique de contre-pieux, constituant avec les pieux des chevalets par la pose de liernes horizontales (1 tous les 2 pieux) et de contrefiches inclinées, en madriers de 22 x 10 cm. La fiche des pieux et des contrepieux dépend de la nature de l'estran et de son sous-sol. Elle est au moins de 3 mètres. Les contrepieux sont arasés à peu près au niveau de l'estran. La hauteur des pieux dépend de la ligne théorique de crête qu'en veut donner à l'épi. L'ancrage de l'épi dans la dune est un point important. Il n'est jamais moindre que 3 longueurs de bordages, soit 6 m. Il est soigneusement protégé, surtout à l'aval, où la mer porte toujours son attaque, tant que l'épi n'a pas fait son œuvre.

Bien entendu, l'enracinement de l'épi est largement insubmersible, afin d'éviter toute attaque à revers. De même les files inférieures du bordage sont suffisamment basses pour que les lames ne puissent les déchausser.



Les bordages, amovibles, peuvent être posés à la demande, au fur et à mesure des besoins. En général cependant, on pose la totalité du panneau, où l'on pratique cependant, si besoin est, des lumières en enlevant un ou plusieurs éléments pour faciliter les mouvements du sable et surtout le garnissage de l'aval, qui peut être compromis si l'épi est trop haut sur l'estran.

Les premiers essais de ce type d'épis furent tout de suite très spectaculaires, et ils demeurent encore l'exemple le plus probant de leur action. C'est sans doute ce qui justifie l'extension qui a été donnée à leur emploi.

C'est à l'extrémité Sud des digues longitudinales de La Guérisnière, sur la côte Ouest de Noirmoutier, que les choses se sont passées. fig.6

Le bec de mer de Fulans avait été prolongé vers le Sud par une digue à talus raide (2/1) sur plus d'un kilomètre.

Mais, comme toujours en pareil cas, plus on prolongeait cette défense, et plus la mer attaquait le point précis où l'on s'était arrêté. L'histoire de ces digues est écrite sur le terrain, qui montre les décrochements successifs, en plan, de la ligne de la digue, qu'on était bien obligé d'appuyer à la dune, dans le tracé que la nouvelle érosion de la mer imposait.

Cependant, de recul en recul, on arrivait presque aux maisons de la partie sud du village, et les ressources financières manquaient pour prolonger un ouvrage coûteux.

La commune consentit en 1930 à essayer la construction de 3 épis en charpente, avec l'audace du désespoir. Un seul fut d'abord mis en place (fin 1930). L'urgence le fit faire en pin. Il fallait faire vite. Il avait soixante-dix mètres de long et il était distant de 120 m de l'extrémité de la digue maçonnée. Il n'avait d'autre ambition, par sa ligne en crête, que d'arrêter l'érosion de l'estran.

L'effet fut quasi instantané. Pendant la pose des bordages, les ouvriers devaient, chaque matin, déblayer le sable qui s'était accumulé pour voir clair dans leur travail.

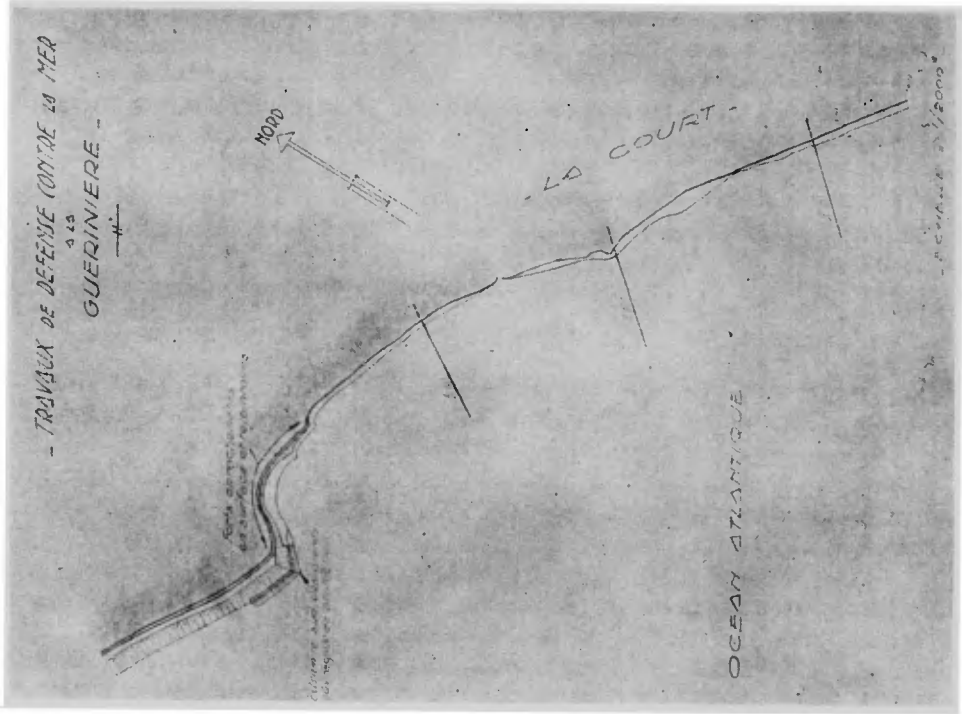


Fig. 6.

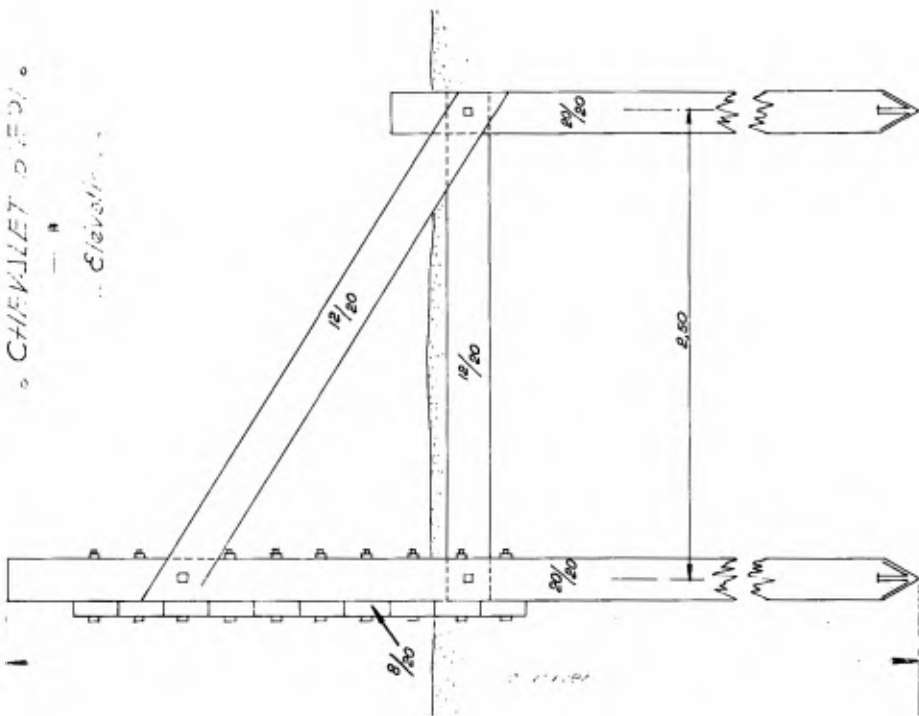


Fig. 5.

Aussi décida-t-on (1933) de construire les 2ème et 3ème épis. Ceux-ci sont en azobé du Camroun. Ils sont de même longueur mais un peu plus hauts. Leur action fut également rapide. Elle a provoqué la disparition quasi totale du premier, dont on a peine à retrouver trace sur l'estran, même en recherchant les têtes des pieux de l'enracinement dans la dune.

Autre constatation à faire. Sans avoir été l'objet d'aucun entretien les deux épis en azobé sont à l'état de neuf, bien qu'ils aient maintenant plus de 20 ans.

Les 3 épis avaient coûté en tout 136.000 frs.

Jamais plus cette partie de la côte n'a provoqué d'inquiétudes. Sans doute le niveau de la plage n'est-il pas rigoureusement constant, au centimètre près. Les grandes tempêtes arrivent à provoquer quelque mise en suspension du sable, entraînant une légère baisse de l'estran. Mais celui-ci se reconstitue promptement, et il faut être attentif pour déceler ces variations.

Un autre exemple aussi saisissant est celui de Morin, à l'extrémité Sud (encore) des digues de Devin. En cet endroit, le bec de mer (estran maçonné) a été prolongé, comme à La Guérinière, par une digue maçonnée à talus raide, avec moilage de pied. Bien que le rocher soit proche, les affouillements provoqués par cet ouvrage furent tels qu'il fallut contrebuter le moilage de pied par un solin maçonné important, lui-même périodiquement déchaussé. D'autre part, l'augmentation de la lame d'eau devant la digue provoquait, pendant les tempêtes, un tel assaut des lames que le déferlement envoyait par-dessus l'ouvrage des masses d'eau importantes. Celles-ci, s'écoulant dans les "avant-terres" (voir ci-dessus) trouvaient une issue à l'extrémité Sud de la digue de retraite, où les rejoignaient les vagues qui contournaient, sur la plage, l'extrémité de la digue. Le tout prenait le chemin des marais salants, vers l'intérieur de l'île. Il fallait aviser. C'était en 1936. L'exemple des épis de La Guérinière était tout neuf. Mais ici c'était la dure côte sauvage, et non plus une anse, un peu moins exposée tout de même que Devin. Et les épis du bec de mer, tout proches, à 500 mètres à peine, étaient vides, depuis toujours. Sans doute il y avait une dune et donc du sable, mais il s'en allait. En arriverait-il d'autre ?

L'épi fut construit, en azobé, à une centaine de mètres au Sud de l'extrémité de la digue. Il mesurait 90 mètres, dont la moitié, par

LES OUVRAGES DE DE - 19 - N

suite de l'érosion de la dune, était en retrait sur l'alignement de la digue maçonnée. Et le sable vint, en deux ans au maximum. Et la plage est complètement reconstituée, et nulle menace ne pèse plus sur ce point.

Le visiteur voit actuellement un bout d'épi, qui s'arrête curieusement presque au milieu de l'estran. Le reste, (une bonne moitié) est enfoui dans les herbes. On a peine à croire qu'il fut un jour justifié de planter les pieux de l'enracinement parmi les figiers qui surmontent un petit talus. Là pourtant était le rivage, à quelques mètres des maisons.

Les dépenses totales n'avaient pas dépassé 100.000 francs.

La caractéristique essentielle de cet épi de Morin est la grande stabilité qu'il a provoquée, et qu'il maintient. Ainsi s'est trouvé résolu un problème qui fut, à un moment, particulièrement aigu.

Quelques années plus tard, en 1937, à l'autre bout du bec de mer de Devin, une tempête vint, pour des raisons demeurées mystérieuses attaquer pour la première fois le revers maçonné qui commençait l'ouvrage et emporter une bonne moitié (en épaisseur) de la dune de Launay, entre Devin et les roches marquant dans l'anse de Luzérone, l'extrémité sud des granits de l'Herbaudière. Là comme à Devin même, seule la dune sépare la mer des marais salants. Le danger était tel qu'on ne put se résoudre à se confier entièrement aux épis. On était d'ailleurs mal renseigné sur les cheminements du sable dans cette anse, très en retrait des courants littoraux.

Le projet qui fut approuvé comporta donc un voile léger en béton de 40 cm d'épaisseur, ancré dans la glaise sous-jacente et se développant en revêtement de la dune selon une courbe à 2 centres dont l'extrémité supérieure à la cote (+ 9,50), était à tangente verticale. Pour éviter l'action des embruns de tempête, un glacis de 4 m de largeur à 15 % de pente armé de métal déployé, continuait le voile et se terminait par une petite murette, toujours en béton, dont le sommet régnait à la cote (+ 10,50). L'ouvrage avait 450 mètres de longueur.

Deux épis en charpente, du type habituel, étaient en outre prévus, l'un au raccordement du voile avec le bec de mer de Devin, l'autre à peu près à mi-longueur du nouvel ouvrage. C'était surtout sur celui-ci qu'on comptait. Solidement ancré dans la dune, il fut tenu soigneusement indépendant du voile, qu'il traversait entièrement.

L'effet fut progressif, mais décisif. A l'heure actuelle, la quasi totalité des travaux de 1937 a disparu sous le sable. La dune s'est reconstituée, et il n'y a aucun indice d'un changement quelconque d'évolution, l'ensablement se poursuivant lentement, sans interruption ni recul.

Nous terminerons en fournissant un dernier exemple, qui vaut par l'aspect très différent de la situation des lieux et du processus d'action des ouvrages.

Il s'agit, cette fois, de la côte Nord-Est de Noirmoutier, à l'entrée de la baie de Bougneuf, face à la côte continentale de Pornic. Entre les granits de l'Herbaudière et les grès du Bois de la Chaize, règne une anse qui porte dans sa partie Ouest le nom de plage du Vieil et dans sa partie Est celui de plage de la Clère. (fig.7)

La plage du Vieil était défendue, depuis longtemps, par 3 épis en maçonnerie, du type de ceux de Devin, et qui avaient convenablement réussi. Les deux premiers étaient distants de 150 m, alors que le 3ème était à 300 m. du second. Au début de 1937, la mer vint attaquer la dune, à mi-distance entre les épis 2 et 3, mettant à jour un perré à pierres sèches buté au pied sur un moilage, et que nul, de mémoire d'homme, n'avait vu. Le perré fut entamé, le moilage dégarni, et les désordres furent tels qu'une action immédiate s'imposa. Cependant la dune avait reculé de plus de 10 mètres lorsque le beau temps arriva. La solution était simple : construire un 4ème épi au milieu de la distance entre les épis 2 et 3, c'est-à-dire au point même de l'attaque, et réaliser ainsi l'équidistance des 4 épis. Ainsi fut fait fin 1937 où fut mis en place un épi en charpente de 62 m de long. Si la tenue de la dune en aval de l'épi nécessita encore, au début de l'hiver, quelque surveillance, la situation fut, en quelques années, rétablie. La dune est aujourd'hui reconstituée.

Ce résultat incita à entreprendre de la même façon la protection de la plage de la Clère, attaquée elle aussi en 1937 et, en outre, fortement dégarnie par les prélèvements massifs de sable qu'y firent les Allemands pendant l'occupation. En un point, en 1948, l'épaisseur de la dune ne dépassait guère 2 mètres.

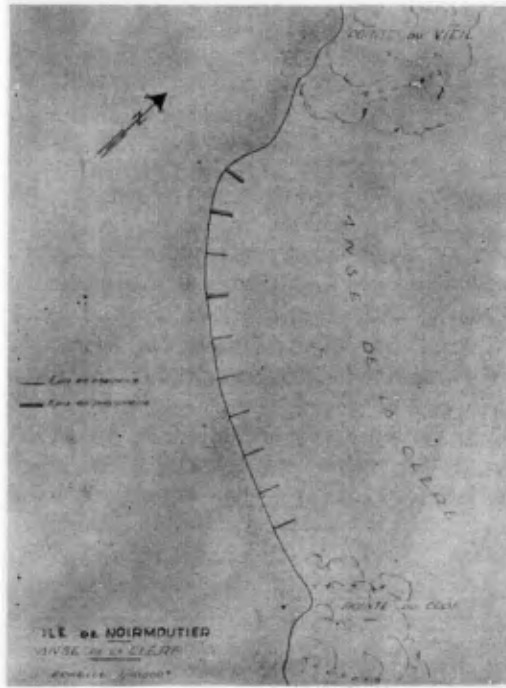


Fig. 7.

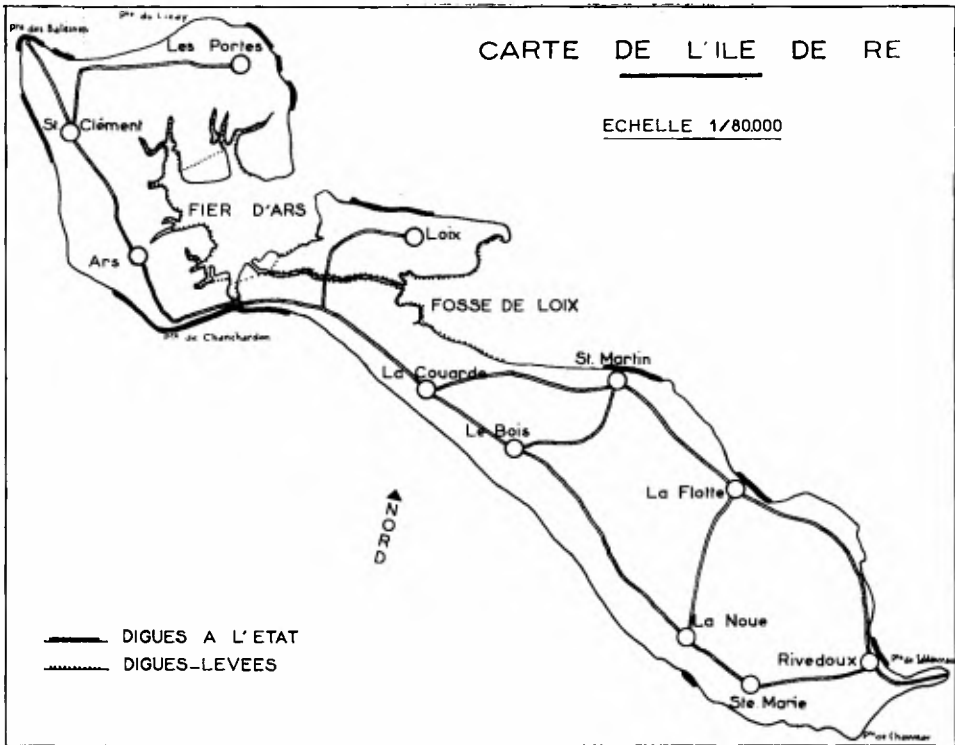


Fig. 8.

Six épis en charpente furent successivement construits, aux dates suivantes :

n° 6	longueur : 80 m	1941
n° 5	- 80 m	1947-1948
n° 4 et 3	- 74 et 72 m	1949-1950
n° 2 et 1	- 86 et 74 m	1952

Leur espacement est uniformément de 150 mètres environ.

Comme on le voit, les derniers épis sont très récents, et leur action est à peine commencée.

On peut, d'un simple coup d'oeil sur le terrain, déterminer l'échelonnement des travaux d'après l'aspect de l'estran. C'est qu'ici nous ne sommes plus sur la "grande côte". Le courant littoral Nord-Ouest Sud-Est ne s'y manifeste plus que par un rameau, détaché du tronç principal à la pointe de l'Herbaudière. De plus, les vents dits "d'amont", (du Nord au Sud en passant par l'Est), ont un effet très net d'amaigrissement des plages, quelles que soient les conditions de la marée.

L'action des épis s'est montrée réelle, et efficace, mais elle est plus lente que sur la côte Ouest, et surtout elle est intermittente. Elle se traduit, sur l'estran, par une irrégularité et une instabilité non négligeables. Il faut donc une vigilance plus attentive, et quelquefois même des modifications des bordages (lumières à créer ou à fermer).

Mais le résultat final est satisfaisant. La dune est reconstituée, en partant du Vieil, jusqu'à l'épi 5. L'estran se recouvre d'herbes, ce qui manifeste son engraissement et sa stabilité, de l'épi 5 à l'épi 3. Plus en aval, il n'est guère possible d'apprécier les résultats. Cependant les étoulements de la dune ont tendance à cesser. Quelques années passeront encore avant qu'on ait fini de se préoccuper de cette partie du rivage.

Nous avons retracé ci-dessus l'histoire de quelques ouvrages typiques. Les côtes de Vendée peuvent en montrer d'autres, mais qui présentent, pour le technicien, moins d'intérêt. Nous les passerons sous silence.

Nous nous garderons de tirer une conclusion de l'étude ci-dessus. Il nous semble toutefois intéressant de souligner l'orientation actuelle des Ingénieurs. Au lieu de s'opposer, en force et massivement, et bien entendu à grands frais, à la puissance destructrice de la mer, on tend le plus possible à faire concourir la mer elle-même à la stabilité du rivage. Ce n'est pas toujours possible, parce que ce ne serait pas toujours prudent. Mais bien des astuces peuvent être, économiquement, tentées. Et lorsque le succès répond aux espérances, le sentiment d'avoir joué un bon tour aux éléments hostiles est une agréable satisfaction.

L'extrémité Nord-Ouest de l'île de Ré est, pour moitié environ, située au-dessous du niveau des P.H.M.V.E.E. Les villages de LES PORTES, de SAINT CLEMENT DES BALEINES, d'ARS et de LOIX, notamment, sont partiellement submersibles.

Un important travail d'endiguement a dû être effectué depuis plusieurs siècles, tant pour mettre ces terres submersibles à l'abri de la mer, que pour conquérir sur elle de nouveaux marais salants.

La majeure partie des travaux d'endiguement ont été faits par des particuliers, groupés la plupart du temps, en Associations soumises au règlement dit de Marennes (29 septembre 1824). Quelques-unes de ces Associations subsistent encore de nos jours.

Mais le long des côtes les plus exposées aux mauvais temps, c'est l'Etat qui, dès avant la Révolution de 1789, a pris en charge la construction et l'entretien des principales digues de protection côtière.

Nous nous trouvons donc, à l'heure actuelle, en présence de deux catégories distinctes d'ouvrages : d'une part, les grandes digues maçonnées construites et entretenues par l'Etat ; d'autre part, les digues de protection secondaire, construites principalement en terre, par des particuliers et entretenues maintenant, soit par ceux-ci, soit par les Communes, soit même parfois par le Département.

2  
2.2

### 1<sup>2</sup>) Grandes Dignes à l'Etat -

D'une longueur totale de 11.669 mètres, ces ouvrages protègent les points les plus exposés de l'île de Ré aux violentes tempêtes de Sud-Ouest et de Nord-Ouest (fig.8).

Construits à l'emplacement d'anciennes digues, les ouvrages actuels datent, la plupart du temps, du milieu ou de la fin du XIX<sup>e</sup> siècle. Tel est le cas de la digue du Boutillon, sur la côte Sud, construite en 1860 par dessus un ancien ouvrage de protection (fig.9). Ces digues sont établies en



général sur un remblai de sable et gravier constitué parfois par l'ancienne dune littorale. Les digues ont habituellement les caractéristiques principales suivantes : pente moyenne 2 de base pour 1 de hauteur ; pied encastré dans l'argile compacte en place (terme local : bri) ; crête du parapet arasée entre 3 et 5 m. au-dessus du niveau des P.H.M.V.E.E. ; épaisseur moyenne 0,50 m comprenant un parement en moëllons de Saintonge appareillés (0,25 m de queue moyenne) reposant sur un blocage en maçonnerie de chaux hydraulique.

Côté terre, le remblai est protégé par un revêtement de terre argileuse.

Plusieurs de ces ouvrages ont subi depuis une vingtaine d'années, des dégâts importants qui ont entraîné parfois leur reconstruction complète.

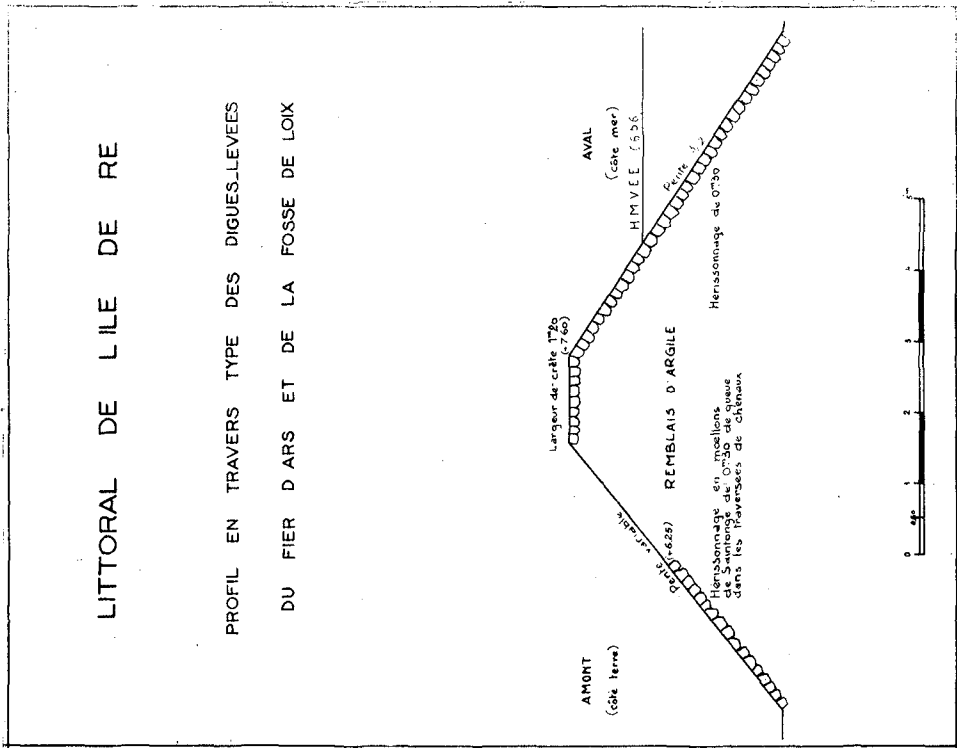
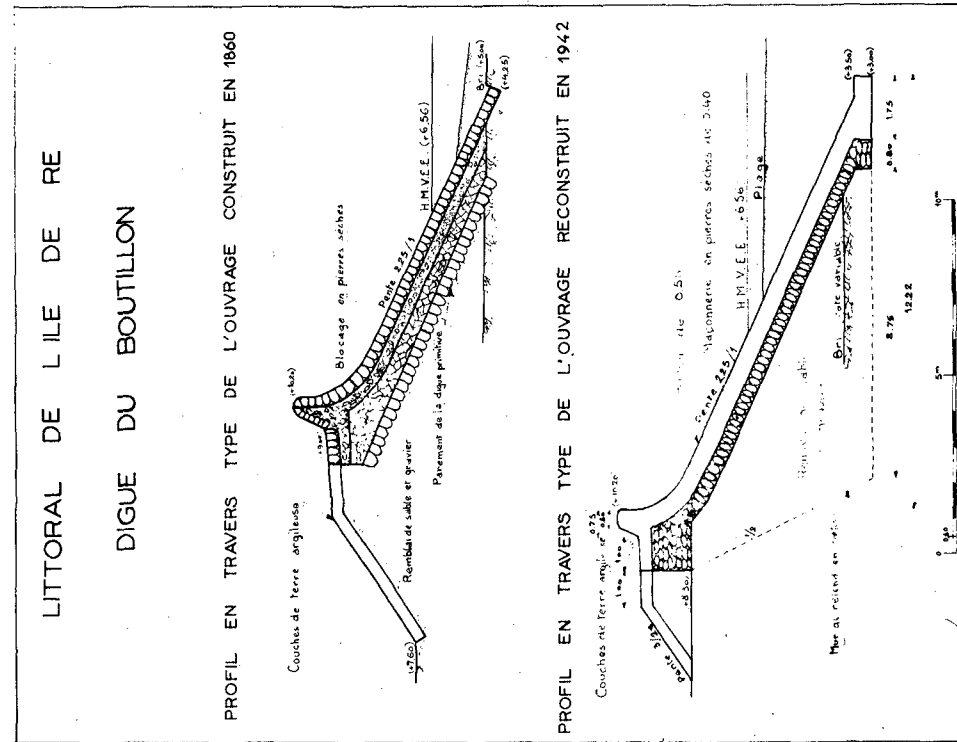
C'est le cas de la digue du Boutillon déjà citée, reconstruite en 1942-44 (fig. 9). Le nouvel ouvrage épouse les grandes lignes de la digue antérieure, mais les fondations en sont descendues plus profondément et l'épaisseur du corps de la digue est renforcée : il se compose alors d'un parement de 0,50 m d'épaisseur en béton de cailloux dosé à 350 kgs de ciment (parfois on substitue aux galets de côte concassés des pierres dures, généralement des diorites de la Meilleraie) reposant sur un hériasson en moëllons de Saintonge bloqués au marteau (scellés même parfois avec du gros béton).

Côté terre, la couche de terre argileuse protégeant le remblai est remplacée en certains points par un revêtement en maçonnerie de moëllons.

De place en place, des épis également maçonnés viennent s'enraciner dans les digues longitudinales. Leur efficacité est en général remarquable en raison de l'importance des cheminements de matériaux. Il en existe au total 31 sur le littoral de l'île de Ré.

De longueurs variables, ces épis ont, comme traits communs, d'une part leur profil en travers dissymétrique (pente amont 1/1, pente aval 3/1 ou 2/1) et d'autre part leur mode de construction qui est en général le suivant : les remblais de pierrailles constituant le corps de l'épi sont enfermés sous une ou deux épaisseurs de moëllons de Saintonge parementés. En raison de l'importance du brassage des galets de côte, on constate une usure rapide de ces moëllons. Aussi s'efforce-t-on maintenant de capaçonner ces épis sous une trentaine de centimètres de béton à fort dosage et, si possible, en matériaux durs.

Ces digues et épis sont entretenus soigneusement par une équipe d'ouvriers maçons, payés sur le budget de l'Etat.



## 2<sup>a</sup>) - Digues secondaires de défense contre la mer -

Les autres digues de défense sont situées sur le pourtour de la Fosse de Loix et du Fier d'Ars. Elles doivent résister essentiellement à l'effort statique de la mer mais aussi, à un léger clapotis. Leur longueur développée est de 40.000 m environ (fig.8).

Le profil type de ces digues (fig. 10) est constitué par des remblais de terre plus ou moins argileuse soigneusement damée. La crête est arasée à environ 1 m. au-dessus du niveau des P.H.M.V.E.E. La pente aval est en général comprise entre 1 pour 1 et 2 pour 3 ; la pente amont est très variable. Pour résister à l'action du clapotis, un parement à pierres sèches est enfoncé à la masse dans la terre argileuse, sur toute la surface du flanc aval. La plupart du temps, le flanc amont n'est protégé que par la végétation.

De par sa nature, ce genre de digues ne peut durer qu'autant qu'un entretien sérieux et constant est assuré. Or depuis le dépeuplement de l'île de Ré survenu vers la fin du siècle dernier, il n'y a plus assez de cultivateurs ou de sauniers pour assurer cet entretien dans de bonnes conditions. Les digues sont donc d'une manière générale en mauvais état et il arrive que des brèches s'y produisent au moment des tempêtes d'hiver, comme ce fut le cas en 1940 et 1941. Pour procéder aux réparations indispensables, les propriétaires, les Associations et même les Communes sont impuissantes. C'est le Département de la Charente-Maritime qui se substitue à eux et qui effectue les travaux les plus indispensables avec le concours financier des communes intéressées et surtout de l'Etat.

On a cherché à réduire la longueur de ces digues en terre afin de diminuer d'autant les efforts financiers des collectivités locales et les risques de submersion des villages.

Pour le Fier d'Ars notamment, un projet avait été établi prévoyant la bouchure de l'entrée du Fier par un barrage muni de vannes et équipé d'une petite usine marémotrice. Mais devant l'importance des dépenses, ce projet d'ensemble dut être abandonné. L'idée directrice a néanmoins été conservée et à l'occasion de travaux de réfection de digues, on s'efforce chaque fois que la chose est possible, de barrer quelques-uns des multiples chenaux d'alimentation de marais. C'est ainsi, par exemple, que, sur le territoire de la Commune des Portes, le Département fait réparer actuellement la digue des Ains, rompue en 1940, et que, de part et d'autre de cette digue, on construit deux petits barrages munis chacun d'un ouvrage de prise d'eau, ayant 132 m. de longueur totale, qui régulariseront les mouvements de l'eau dans deux petits chenaux et, à eux seuls, permettront d'économiser l'entretien de plus de 2 km de digues.

Observations -

Les grandes digues en maçonnerie, quoique exposées à la houle et aux tempêtes, ont cependant une très bonne tenue. Ce résultat peut être attribué aux causes suivantes :

- 1 - Fondation généralement bonne
- 2 - Pente de la face aval assez douce (2/1)
- 3 - Hauteur de crête assez élevée pour que les lames ne déversent que rarement.
- 4 - Parement amont protégé par des plantations
- 5 - Ensablement maintenu par des épis
- 6 - Entretien constant par une équipe spécialisée.

Les digues en terre, peu exposées, tiennent bien lorsqu'elles sont régulièrement entretenues, assez hautes pour n'être pas surmontées par les hautes mers exceptionnelles, et protégées sur la face aval par des pierres sèches.

III - STATION BALNEAIRE DE CHATELAILLON

La petite station balnéaire de CHATELAILLON, au sud de La Rochelle, qui s'allonge au bord de sa plage, est protégée contre la mer par des perrés en maçonnerie ou béton.

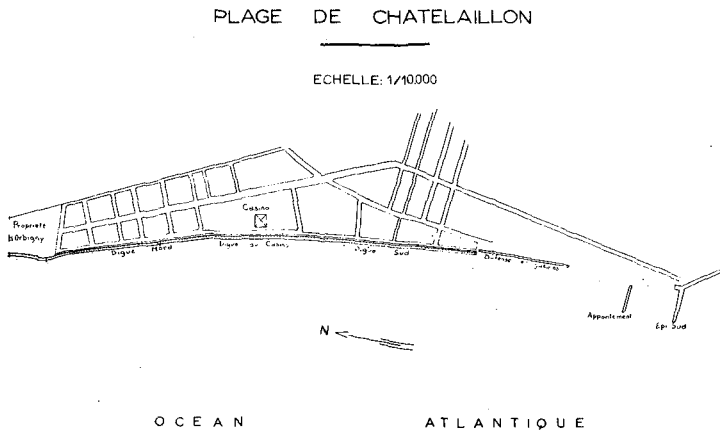


Fig. 11.

Plage de Chatelaillon - Descriptions des lieux - (fig. 11)

La plage de Chatelaillon s'étend sur 2.300 mètres environ, entre la propriété d'Orbigny au Nord et l'épi en maçonnerie qui la limite au Sud. Elle était autrefois bordée de dunes de sable qui durent être protégées par des digues avec perrés en maçonnerie sur une longueur de 1.400 mètres environ, à partir de la propriété d'Orbigny, c'est-à-dire devant l'agglomération. Ces digues ont été construites de 1890 à 1897, en général, par des associations de propriétaires auxquels la Commune a été substituée en 1909, exceptionnellement par l'Etat, devant le Casino.

Elles étaient constituées par des perrés en maçonnerie de 0 m 35 en moyenne d'épaisseur inclinés à 3 de base pour 2 de hauteur, reposant sur le sable de la dune, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une couche d'argile (bri) de 0 m 25, leur pied, fondé à une cote de l'ordre de (+ 4.50) à (+ 5,00) étant protégé par une risberme en maçonnerie ou en béton, complétée, dans certaines parties, par un rideau de palplanches en bois (fig. 12).

A l'extrémité Sud de ces perrés, on a établi en 1950, sur 320 mètres de longueur, devant les maisons, une défense en gabions de 1 m 50 de hauteur (3 rangées superposées).

Au-delà, la dune est plus haute. La protection longitudinale n'existe plus jusqu'à l'épi au Sud de la plage, soit sur 500 mètres environ de longueur. Cet épi en maçonnerie a été construit en 1857 sur 90 mètres de longueur. Il a été allongé de 50 m. en 1932. Son profil en travers est dissymétrique (pente amont 1/1 - pente aval 3/1). Il est constitué par un remblai de pierres enfermées dans une carapace en maçonnerie ou en béton.

Au nord de la pointe d'Orbigny, où se termine la plage de Chatelaillon la défense avec perré maçonné a été prolongée par les riverains sur 175 m. devant la propriété d'Orbigny, puis au-delà sur 1.200 m jusqu'à l'épi de St Jean des Sables, par la Compagnie des Chemins de fer, pour protéger la voie ferrée Bordeaux-Nantes, située en bordure de la mer.

2  
2 2

#### Evolution de la plage -

Des mouvements importants du sable de la dune, du Nord vers le Sud, se sont produits à certaines époques remontant à plus d'un siècle. Après la construction des perrés, la plage s'est constamment amaigrie sauf dans la partie Sud.

Au nord, le niveau du sable a baissé de 3 m depuis 1890 et la plage a presque complètement disparu. Aux environs du Casino, l'abaissement a été de l'ordre de 1,50 m à 2 m. Par contre, au sud, le niveau de la plage s'est maintenu grâce à la présence de l'épi.

2  
2 2

DIGUE DE CHATELAILLON  
Profils nouveaux

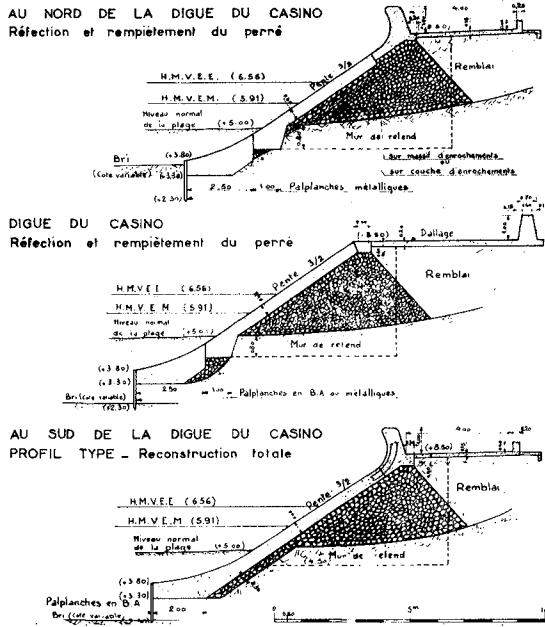


Fig. 12.

DIGUE DE CHATELAILLON  
Profils anciens  
AU NORD DU CASINO

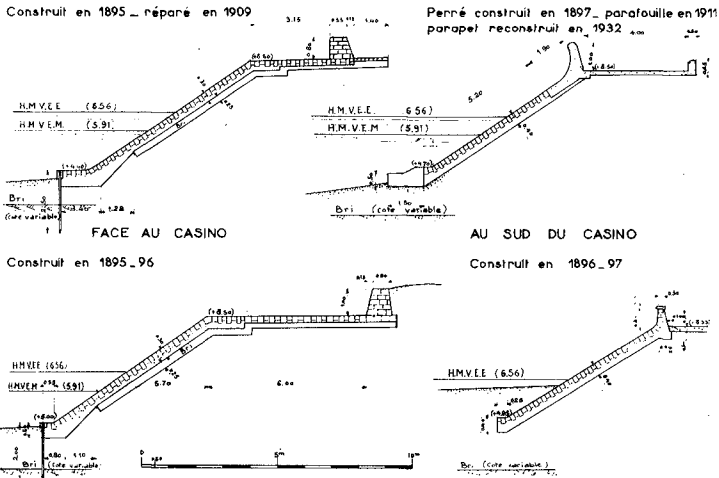


Fig. 13.

### Destruction des perrés -

Au cours de certaines tempêtes, la risberme et le rideau de palplanches protégeant les perrés ont été dégarnis du peu de sable qui les recouvrait et des affouillements ne sont produits atteignant 1 m de profondeur. C'est ainsi que le perré devant le Casino et au-delà, vers le Sud, a été rapidement disloqué et détruit sur 300 m de longueur pendant les tempêtes de Novembre 1945 et de Décembre 1946.

D'autre part des infiltrations se produisaient à basse mer au travers de la maçonnerie (notamment dans les parties où n'existe pas la couche de bri sous le revêtement). Ces infiltrations dues soit à l'eau de mer ayant pénétré dans les joints à marée haute, soit à la nappe d'eau du sol, entraînaient le sable en formant des excavations sous le revêtement qui ne présentait plus aucune résistance à l'action de la mer et s'effondrait avec facilité, en provoquant des brèches plus ou moins étendues. La maçonnerie était d'ailleurs de mauvaise qualité, notamment dans la partie au Sud du Casino.

### Reconstruction des perrés -

Ce sont les dégâts importants de 1945 et de 1946 qui ont donné lieu aux travaux de reconstruction de la digue et de renforcement de son pied sur presque toute sa longueur (1200 m). Les profils nouveaux (fig. I3) reproduisent les anciens en améliorant et en abaissant leur fondation à (+ 3,30) environ avec protection du pied par des palplanches en béton armé ou métalliques de 1,50 m à 1,75 m de longueur fichées dans le "bri" sous jacent. La crête des perrés est à (+ 8,50). Le revêtement est en béton de 0,40 m d'épaisseur. Il repose en général sur un massif d'enrochement permettant d'éviter les tassements qui se seraient produits avec un remblai ordinaire. Le parement de ces enrochements sous perré est en maçonnerie à pierre sèche sur 0,20 d'épaisseur en moyenne. Les joints sont garnis de béton fin pour obtenir une certaine résistance à la mer avant le bétonnage du perré.

Dans les parties de la digue (partie Nord et devant le Casino) où le perré et le pied avaient déjà été rétablis à l'emplacement de diverses brèches au cours des années 1941 à 1945, le socle a été remplété en sous œuvre jusqu'à la cote (+ 3,30) suivant les mêmes dispositions que pour le profil entièrement nouveau. Ce renforcement du pied a en effet été reconnu nécessaire après le déchaussement des perrés devant le Casino et au Sud du Casino pendant les tempêtes de décembre 1945 et de décembre 1946 (fig. I3).

Des murs de refend en maçonnerie, de 0,50 m d'épaisseur, tous les 25 m environ ont été construits pour éventuellement limiter les dégâts et pour servir d'appui au revêtement. Un joint de 0,03 m rempli d'un mélange d'asphalte et de bitume (1/10), est ménagé dans l'épaisseur de ces murs.

Actuellement, les perrés reconstruits de 1946 à 1950 se présentent de façon satisfaisante.

2  
2 2

### Epis -

Un seul épi en maçonnerie construit en 1857 au Sud de la plage, retient les sables qui se déplacent du Nord vers le Sud. Il a rempli son rôle à plein dans sa partie haute sur une quarantaine de mètres de longueur. Mais on constate, depuis quelques années, au cours de certaines marées, que le sable est remonté par la mer vers la laisse des hautes mers à (+ 6.30) environ, et est entraîné, en ce point, au-dessus de l'épi. Un exhaussement de 1.00 à 1,50 m de cet épi a donc été demandé par la Municipalité. Il sera réalisé au cours de l'été 1954 au moyen de gabions disposés sur 2 ou 3 rangées sur lesquels reposeront des blocs en béton pesant 1 T,50 environ. Un revêtement en béton de 0,35 m sur enrochements prolongera le parement aval de l'épi jusqu'en tête du bloc supérieur.

Cet exhaussement ne provoquera un réensablement de la plage que sur une longueur limitée. Il est donc envisagé d'établir à 200 m environ au Nord de cet épi en maçonnerie un épi d'expérience en charpente de 100 m de longueur avec bordé réglable en hauteur suivant l'ensablement. Si son action est efficace, d'autres épis seront établis ultérieurement plus au Nord encore, afin de tenter le réensablement au pied des perrés.

Déjà, plusieurs épis provisoires ont été construits à diverses époques le long de la plage, sans résultat bien appréciable. Certains établis en 1947, avec des potelets en béton, de 0,15 m x 0,15 m provenant des défenses allemandes de l'Atlantique subsistent encore, mais ils sont trop courts et forment une saillie insuffisante. Ils montrent en tout cas qu'il n'y a pas d'apports importants de matériaux en provenance du Nord.

2  
2 2



### Plantations - Barrages longitudinaux sur la dune -

Pour éviter l'entraînement du sable fin sec, qui se produit dans la partie haute de la plage et sur la dune sous l'action des vents de N.W. et aussi de S.E., on est conduit à établir quelques barrages longitudinaux et transversaux de peu de hauteur au moyen de fascinages et de planches et de faire des plantations ou des semis de chiendent sur les dunes.

C'est ainsi que vers 1860 des propriétaires riverains de la mer, ont reconstitué la dune sur 3 m à 4 m de hauteur en surélevant plusieurs fois quelques barrages en planches de 0,40 m à 0,50 m de hauteur qui retenaient le sable et protégeaient des semis.

Récemment, un barrage avec des palplanches disponibles et des poteaux en béton 0,15 x 0,15, établi en 1948 en travers de la dune jusqu'aux tamaris dans le prolongement de l'apponnement a été relevé d'un mètre environ. Un barrage de 3 m à 4 m de hauteur, avec des coupes de palplanches métalliques a permis de combler une dépression dans la dune sur 40 m environ de longueur et sur la hauteur du barrage. Il a été complété en tête par une plantation de tamaris. Malheureusement les plantations de tamaris sont souvent laissées sans soin, elles sont abimées par les promeneurs et réussissent rarement.

2  
: 2

### Observations -

L'expérience des travaux de défense de Chatelaillon donne lieu aux remarques suivantes :

Pour réduire les affouillements provenant des entraînements de sable la pente des perrés doit être adoucie autant que possible, compte tenu des circonstances locales et des crédits disponibles. Une pente de 2 de base pour 1 de hauteur doit être considérée comme un minimum. Pour un projet de perré sur la côte Sud d'Angoulins, à proximité de Chatelaillon, on a prévu une pente de 5/2 avec parapet en tête et petite plateforme en arrière (fig.14).

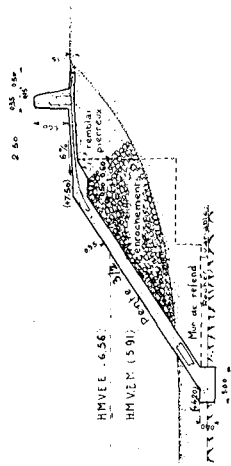
À Chatelaillon, la crête au pied du parapet est à la cote (+ 8,50), c'est un minimum si l'on veut éviter les projections importantes des embruns au-dessus du parapet.

On n'a pas observé que, pour les perrés qui présentent une plateforme entre la crête et le parapet, les affouillements soient moins importants que

PROFILS TYPES DE DIGUES DANS LA REGION DE CHATELAILLON

COTE DE CHATELAILLON  
DIGUE DES BOUCHOLEURS

Profil type exécuté



COTE D'ANGOULINS  
LA PLATTERE SUD

Profil type projeté

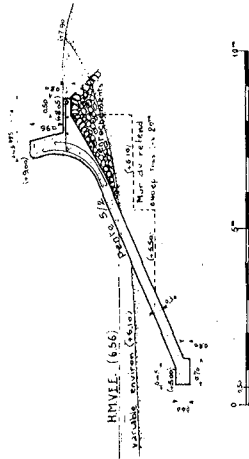
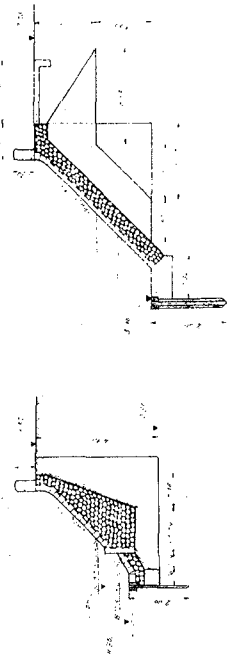


Fig. 14.

Profil de reconstruction des brèches en 1941-1942-1946

Profil initial



En 1951

VILLE DE ROYAN

Mur de la grande banche

Profil en travers

Echelle

Fig. 15.

Voitures en travers

0.50

Coûture de remplissage en terre

Seule banchée par la mer vers la destruction de la digue

Voitures en travers

DIGUE DE PROTECTION DES MARAIS DE MONTPORTAIL

Profil en travers moyen

Echelle

Fig. 16.

pour les perrés avec parapet en tête. En tout cas si la première disposition qui a souvent l'agrément des riverains ou des promeneurs est adoptée, il est nécessaire de donner à la plateforme, une pente et une épaisseur suffisantes à la rendre à peu près étanche.

Afin d'éviter la formation de fissures dans le sens horizontal, le revêtement en béton doit autant que possible, être effectué par tâche entière sur toute la hauteur du perré. Ce n'est guère possible, si la mer atteint rapidement le pied du perré ou la tâche en cours.

Le béton peut être mis en oeuvre sur le talus en une couche sans emploi de coffrage. Il est vibré dans la masse. Mais il est difficile d'obtenir que le mortier reflue régulièrement en surface pour qu'il soit convenablement réglé et lissé. Un enduit de 1 cm à 1,5 cm est nécessaire au fur et à mesure d'un premier réglage sur madriers des gabarits.

---

#### IV - OUVRAGES DIVERS ENTRE CHARENTE ET GIRONDE

---

##### Plage de Royan -

La Ville de ROYAN se développe en bordure de la plage de la "Grande Conche" sur une longueur d'à peu près trois kilomètres. Elle est bordée par un large boulevard - promenade qui protège un perré en maçonnerie ou en béton. Le site est fort beau, mais une menace assez sérieuse pèse sur l'avenir de cette station balnéaire : abstraction faite des alternances cycliques dues aux mauvais temps qui provoquent un démaigrissement passager de l'estran et aux temps moyens ou beaux qui le reconstituent, il est à peu près certain que le niveau moyen de la plage baisse lentement, mais continuellement. La difficulté d'un contrôle quantitatif réside dans l'absence d'observations méthodiques sur une période étendue, mais le fait est devenu particulièrement sensible depuis 1946 à la suite des déchaussements de certaines parties des perrés (fig. 15).

En fin décembre 1951, une tempête assez violente a bouleversé en moins de 48 heures la physionomie générale de la plage dont le niveau s'est abaissé de plus d'un mètre dans la zone centrale, la plus menacée. Les fonds se sont reconstitués depuis, mais il a été possible de tirer quelques ensei-

nements de l'observation des profils de l'estran relevés périodiquement après cet incident. Il est généralement admis qu'une plage peut être considérée comme stabilisée lorsque sa pente en arrière de la laisse des P.M. de vives eaux est inférieure à une valeur critique de 1 à 2 % pour les sables fins comme ceux de Royan et qu'une plateforme sensiblement horizontale existe entre cette laisse et l'ouvrage côtier, sur une largeur suffisante pour amortir la force vive des lames déferlantes. Cette dernière condition n'est pas ici réalisée, le perré suivant dans son ensemble la laisse des P.M. Les ouvrages sont, de plus, fort anciens et à forte pente (45°) et les lames y déferlent sans amortissement, d'où les importants affouillements constatés en 1951.

Mais il s'agit là, peut-on dire, d'un incident local, dangereux certes pour la vie des perrés de protection dont le mauvais profil ne saurait être discuté, mais n'intéressant, en définitive, qu'une bande assez limitée de l'estran.

Les causes véritables de l'abaissement moyen de la plage restent à analyser. Il est possible que, dans certaines conditions de houle ne coïncidant pas nécessairement avec les plus fortes tempêtes, il se produise des courants transversaux rejetant aux deux extrémités de la "Grande Conche" les sables mis en suspension par le flot de fond dans la partie centrale, le rivage tendant ainsi à se modeler suivant un tracé en harmonie avec celui du lit principal de la Gironde par fonds de 0 à - 10 C.M. Si cette hypothèse se vérifiait, la construction d'épis serait un remède efficace, sous la réserve de respecter l'esthétique des lieux. Des essais sur modèle réduit permettraient seuls d'orienter les études en ce sens, mais l'importance de la dépense à engager n'a pas permis jusqu'ici leur réalisation, la Ville de ROYAN, principale intéressée, ayant encore à faire face aux problèmes plus urgents de la reconstruction.

#### - Dignes longitudinales en gabions -

Il a été exécuté sur la côte Sud du département de la Charente-Maritime de nombreuses digues de protection en gabions pour les raisons suivantes :

- 1°) Ce type d'ouvrages convient parfaitement pour des côtes basses à pente douce, situées généralement en bordure d'anciens marais salants actuellement consacrés à l'élevage et pour lesquelles ne se pose aucune question d'esthétique.

- 2<sup>e</sup>) La réalisation n'exige aucun matériau coûteux et la mise en oeuvre des gabions peut être assurée par la main-d'oeuvre locale disponible.
- 3<sup>e</sup>) Il est toujours possible de renforcer les profils si l'expérience l'exige.

L'un des ouvrages les plus caractéristiques est celui de la protection des marais de MONTPORTAIL, au Sud de l'embouchure de la Charente. Les travaux ont été exécutés en 1952. Pour une longueur de 1.645 mètres, le prix de revient moyen a été de 5.780 francs au m.l. La digue a été construite en gabions de 1 m.00 x 1m.00 en élévation et de 1 m.00 x 0 m.50 en fondation, avec remplissage en moëllons calcaires. Les déblais de fouille ont servi à constituer un cavalier de renforcement. Après deux ans, on constate partout un engraissement du cordon littoral satisfaisant. (fig. 16).

La seule précaution à prendre est de s'assurer du bon remplissage des gabions suivant les règles traditionnelles des maçonneries en pierres sèches, tout au moins en parement. Mais il est bien évident qu'un tel type d'ouvrage ne peut être envisagé dès que des affouillements ou des démaigrissements de l'estran sont à craindre. C'est ce qui en limite en fait son application.

---

#### V - CONCLUSIONS

Les auteurs du mémoire proposent les conclusions ci-après, valables pour la côte française de l'Atlantique.

- 1<sup>e</sup>) Lorsqu'il existe des défenses naturelles (dunes, cordons de galets), il importe d'en éviter la disparition par tous moyens appropriés : fixation des dunes par des plantations, contrôle de l'extraction des matériaux, interdiction de construire en bordure immédiate de la mer.

2<sup>e</sup>) Lorsqu'il est possible de créer ou reconstituer de telles défenses par le moyen d'épis, il est avantageux de le faire. Des épis en bois imputrescible sont souvent suffisants, quand les matériaux en mouvement ne contiennent que des éléments fins.

3<sup>e</sup>) On est fréquemment obligé de construire des ouvrages artificiels. Sur les côtes très exposées, les digues longitudinales en maçonnerie ou béton constituent une solution efficace, mais coûteuse. Ces ouvrages doivent être bien fondés, offrir un talus très doux (2/1 à 4/1), un parement en matériaux durs, être surmontés d'un parapet, renforcés par des refends et protégés contre les infiltrations du côté des terres. Des épis peuvent être associés à ces ouvrages.

4<sup>e</sup>) Les digues en argile sont moins coûteuses et suffisantes quand la côte est peu exposée. Elles doivent être assez hautes pour n'être pas submergées par les grandes marées. Le talus extérieur doit être revêtu en pierres sèches.

5<sup>e</sup>) Dans certains cas intermédiaires, ou en cas d'urgence, les digues en gabions donnent de bons résultats. Toutefois ces ouvrages ont une durée limitée.

#### RESUME

#### SEA-DEFENCE WORKS OF THE ATLANTIC COAST BETWEEN THE LOIRE AND GIRONDE

M. Blondeau and M. Baste

Between the Loire and the Gironde, the Atlantic Ocean runs along a succession of zones, the level of which is lower than that of the Spring tides. The main ones are:

In the North, the marsh of Vendée, between the Loire and the Bocage (woody district): 50,000 hectares\*

In the Center, the marsh of Poitou, between the Bocage and Aunis: 80,000 hectares.

In the South, the marsh of Saintonge, between Aunis and Saintonge: 50,000 hectares.

Natural defences (sand-hills, shingle beaches) exist in some places. But more often than not, the protection is assured by artificial defences. Seaside resorts (Châtelailon, Royan) are protected by other works. Ahead of the coast line lie large islands (Noirmoutier, Ré, Oléron) which include lowlands even more threatened than those on the continent. Therefore, this coast offers a great number of interesting works for the specialized engineer.

The types of construction more frequently used are as follows:

(1) Clay sea walls These walls often have been constructed to utilize the polders. They are established about the level of neap tides (+ 3.50) and stand one meter high above the highest tides (+ 7.50). The seaward face is generally 3/2, sometimes covered with dry rubble, and the landward face 1/1.

\* 1 hectare = about 2.5 acres.

These works suffer frequent damage. Subsiding in course of time, they may be overtopped by stormy seas.

(2) Masonry or concrete sea walls: The most remarkable of these are found at l'Aguillon (5 km.) and in the isle of Ré (10 km.). There are many other less important ones. They are massive embankments covered on the seaward side by a pavement of masonry (old defence works), or of concrete (recent works) and the crest of the parapet is (+ 10.00) high or higher. Providing they are kept in good repair, these works can survive storms. To prevent possible damage from spreading, partition walls have been constructed on the embankment at intervals of 10 to 20 m. When the level of the foreshore settles, the foundation is protected by a screen of sheetpiles.

(3) Gabion sea-walls: Owing to the cost of masonry sea-walls, gabion works filled with shingle are used in the parts which are less exposed to storms. These works can be overtopped without suffering any damage, but their lasting quality is limited.

(4) Groynes: The object of a groyne is to hold back the materials forming a natural protection. They are used either singly or connected with lengthwise walls. There are various types: a) masonry or concrete groynes, b) gabion, and c) lumber (timber) groynes. Adjustable lumber groynes have given remarkable results on certain parts of the coast of Vendée.

The upkeep of the works is maintained, as the case may be, by:

- a) The French State: big sea-walls of Noirmoutier and Ré,
- b) The Department: clay walls of the isle of Ré,
- c) Riverside "Communes",
- d) The Association of Landowners.

In all cases the Government Civil Engineers are the executive agents.

From the tests of the works mentioned above, engineers think that:

- (a) Whenever it is possible to create a natural defence by accumulating sand by means of groynes, it is advantageous to do so.
- (b) It is sometimes necessary to construct artificial works. When the coast is much exposed, lengthwise concrete walls are the best solution. Their foundations must be well laid. They must offer a very gentle slope and be surmounted by a parapet and strengthened by partition walls.
- (c) Clay walls are less expensive. Their height must be fairly great so as not to be submerged by high waters. The outer slope of the clay walls must be covered with dry rubble.
- (d) In all cases, a regular and careful maintenance is essential.

## RECONSTRUCTION DE LA DIGUE DE L'EST A DUNKERQUE

V. Le Gorgeu, Ingénieur en Chef des Ponts & Chaussées  
Directeur des Ports de Dunkerque & Gravelines.

R. Guitonneau, Ingénieur des Ponts & Chaussées  
chargé du 4ème Arrondissement du Service Maritime  
du Nord.

### 1 - HISTORIQUE



La digue de l'Est du Port de DUNKERQUE fut construite en 1876 : son but était initialement d'ordre militaire : elle devait permettre de protéger les ouvrages fortifiés constituant le "front de mer de l'Est" : un fossé de 45 m. de large à hauteur du plan d'eau maximum séparait la digue des ouvrages fortifiés. Elle venait se buter à l'Ouest sur la jetée de l'Est.

A l'époque où elle fut construite l'entrée du port de DUNKERQUE était constituée par un chenal protégé à l'Est par une jetée à claire-voie dite jetée de l'Est et à l'Ouest par une jetée pleine dite jetée Ouest (fig. n° 1).

L'ouvrage construit initialement était formé par un massif de sable revêtu partiellement (fig. n° 2).

Sa longueur était de 900 mètres environ.

Côté mer, on trouvait à la cote (+ 3,94 ) (1) un vannage de pieux et palplanches dans lequel les pieux étaient espacés de 2 m. et avaient 3 m. de longueur. Ce vannage servait d'appui à un perré de pente 20 % qui à l'origine avait été semble-t-il réalisé comme suit, de l'extérieur vers l'intérieur :

- maçonneries de pierres sèches de petit appareil de 0,25 à 0,30, m.
- couche de gravier de 0,25 à 0,30, m.
- fascinage avec piquet en chêne de 1,50 m. espacé de 0,50 m,
- couche de paille sur le sable.

---

(1) Toutes les cotes sont rapportées au zéro des cartes marines, zéro qui se trouve à la cote dans le système du nivellement général de la France (N.G.F.).

Par rapport au zéro des cartes marines, on a à DUNKERQUE:

BMVE	:	0,30
BMME	:	1,70
EMME	:	4,40
HMVE	:	6,10



Au sommet de la digue, aux environs de la cote + 11 on trouvait une chaussée de 3 m. de largeur réalisée en corroi d'argile

puis Côté canal on trouvait entre les cotes 11 et 8,80 un perré de pente 1/1 en briques non jointoyées reposant sur un corroi d'argile, à la cote 8,80 une chaussée de 7 m. de large avec deux trottoirs de 1,50 m. en corroi d'argile, un talus de pente 3/2 gazonné à la partie supérieure, en moellons maçonnés reposant sur une couche de gravier et un corroi d'argile à la partie inférieure.

Il semble que cette digue rudimentaire résista facilement aux tempêtes jusqu'en 1898, date de construction d'une nouvelle "jetée de l'Est" pleine (fig. n° 3) dont l'enracinement fut reporté à 140 m. vers l'Est. Cette construction eut sans doute pour résultat de modifier les mouvements de sable sur la plage dont le niveau s'abaissa (fig. n° 4).

Initialement les accidents n'entraînaient que la réparation de quelques mètres carrés de parement côté mer. Ils devinrent plus fréquents, et plus nombreux.

En particulier, le talus, côté fortification, fut plusieurs fois endommagé par ruissellement de l'eau apportée par les paquets de mer lors des tempêtes.

Aussi en 1927 fut-il décidé de renforcer la digue. Ce renforcement comportait :

1°) Le remplètement du pied de la digue de 15 à 20 m. Ce remplètement fut constitué par un vannage de palplanches en béton armé, l'espace compris entre ces palplanches et l'ancien vannage en bois fut rempli de blocailles et d'enrochements.

2°) La construction de caniveaux situés au pied du talus supérieur côté canal : dans l'esprit de l'auteur, ces caniveaux étaient destinés à évacuer les eaux apportées par les paquets de mer (fig. n° 5).

3°) Pour lutter contre le démaigrissement de la plage, un épi de 120 m. fut construit : (pieux en chêne de 25 m. de diamètre et enrochements de 150 à 400 kg).

0

0 0

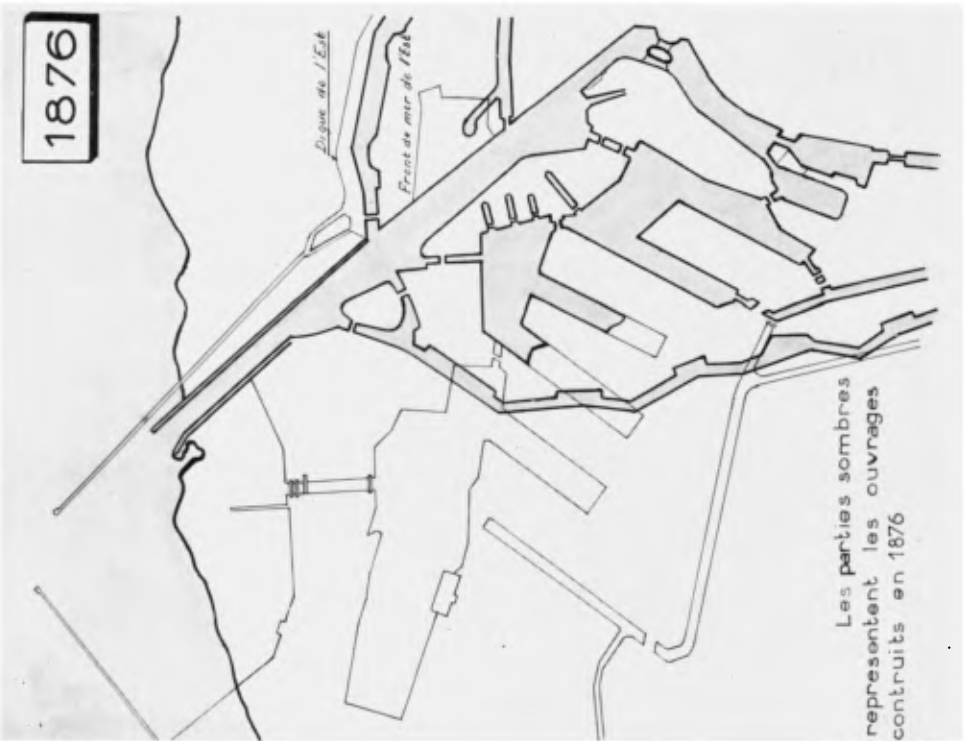
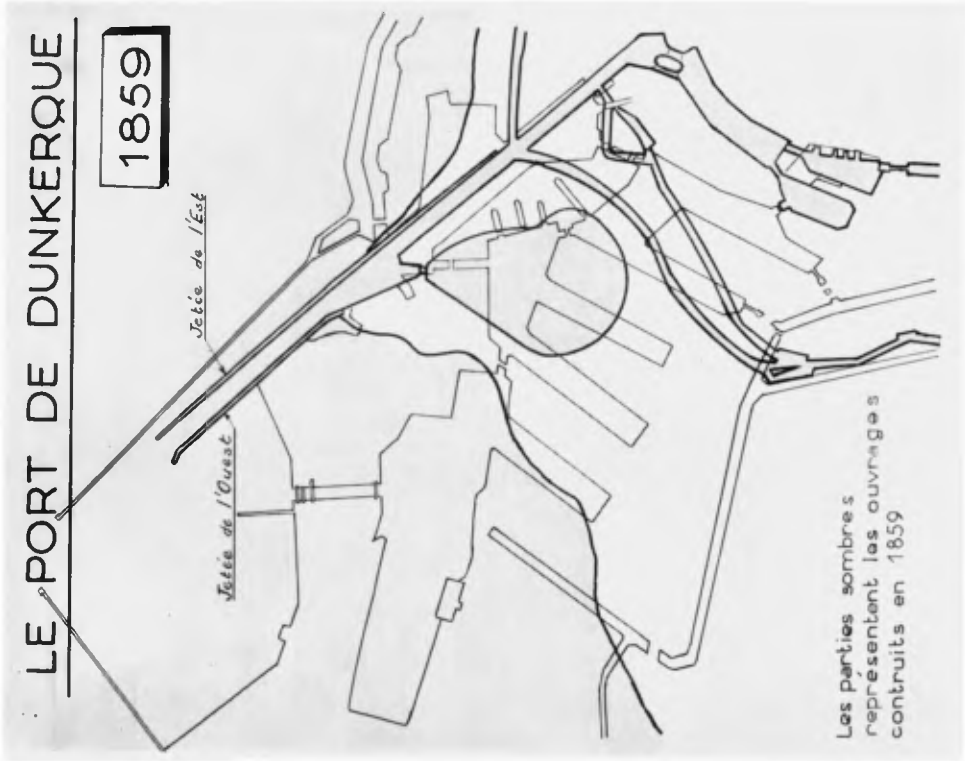


Fig. 1. Le Port de Dunkerque

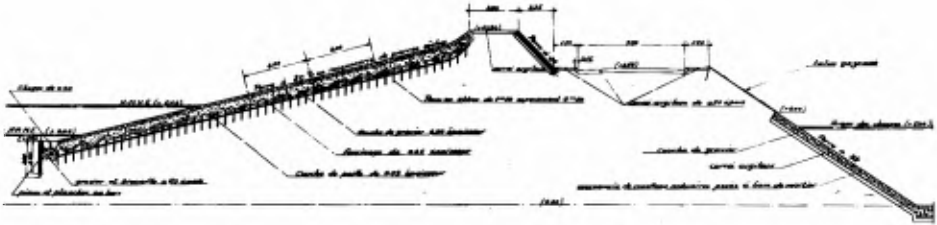


Fig. 2. Profil en travers type initial de la digue (1876).

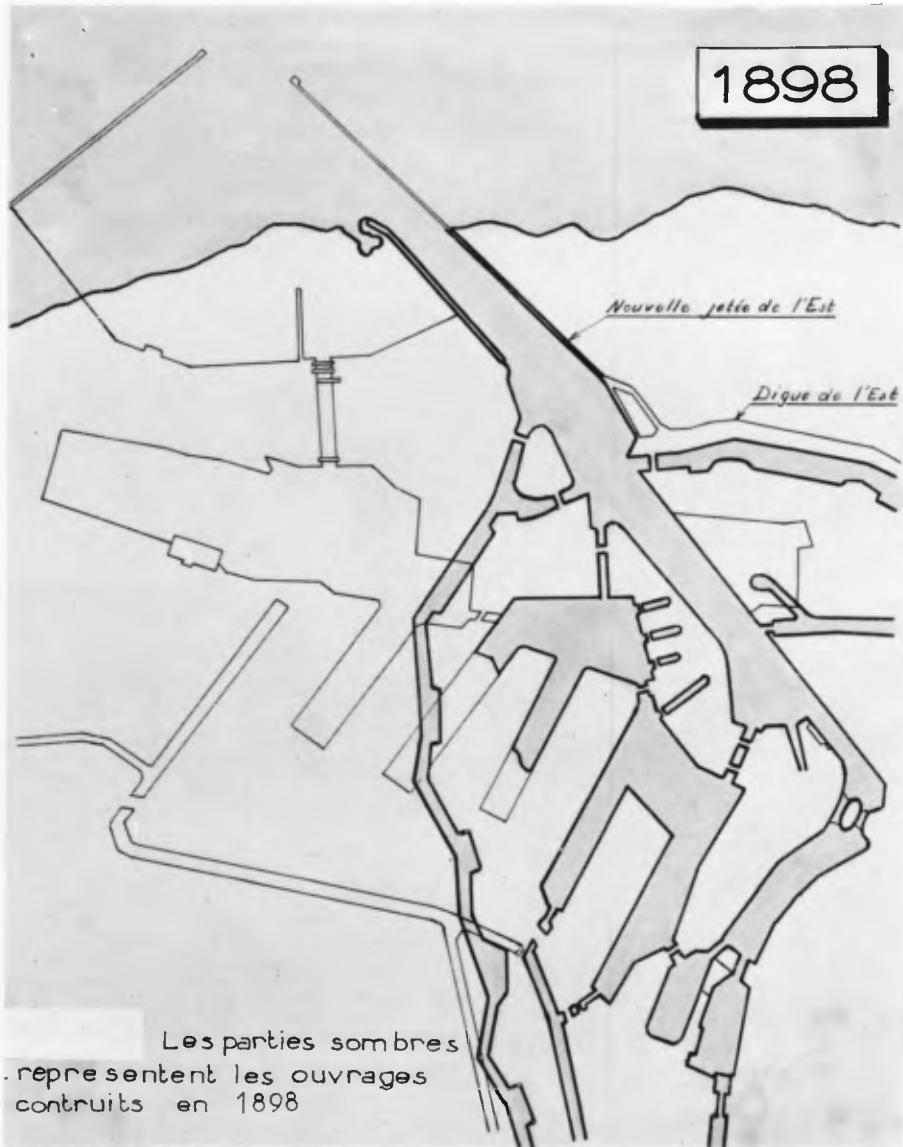


Fig. 3.

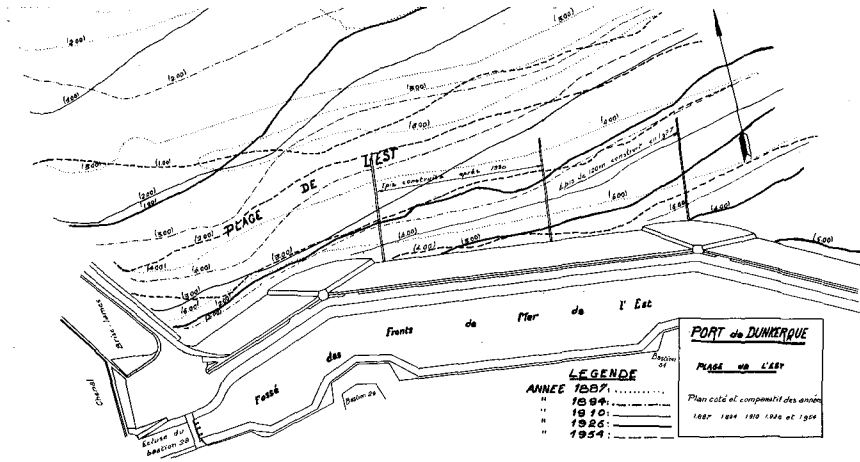


Fig. 4.

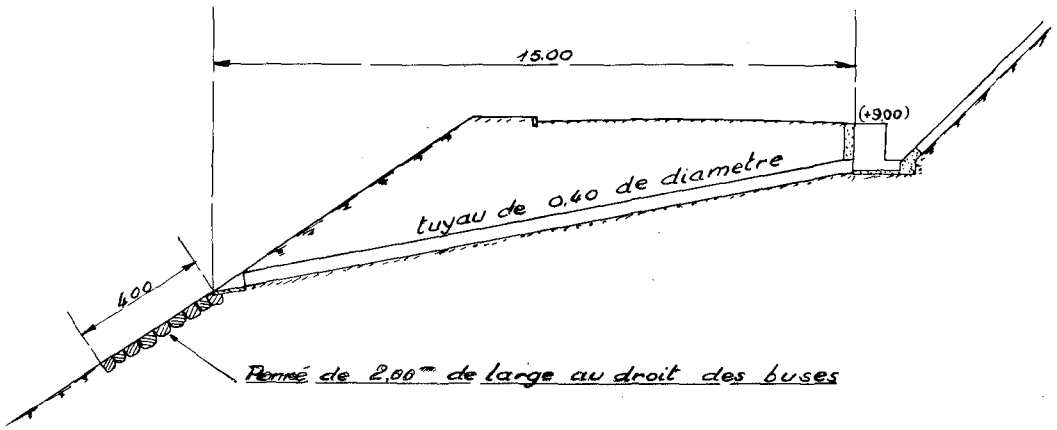


Fig. 5. Caniveau construit en 1927.

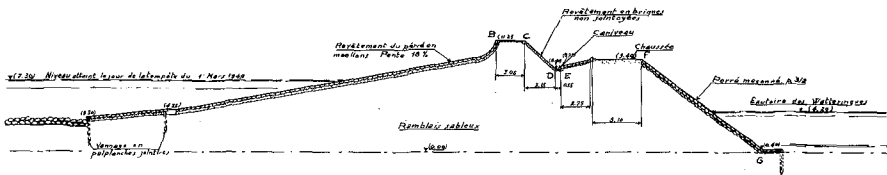


Fig. 5 bis. Profil en travers type schématique de la digue de l'est avant l'accident de 1949.

Entre les années 1930-1938 fut créé à DUNKERQUE un nouvel avant-port destiné à protéger la nouvelle entrée du port : l'écluse Watier.

Cet avant-port fut constitué par une nouvelle jetée de l'Ouest et la prolongation de la jetée de l'Est construite en 1898 : cette prolongation fut réalisée à l'aide de caissons arasés à la cote (2,15) et surmontés de charpente en béton armé.

Il semble que la construction de cet ensemble amena un nouvel amaigrissement de la plage situé devant la digue de l'Est (fig. n° 4). Pour tenter de lutter contre cet amaigrissement deux autres épis, analogues à celui décrit précédemment, furent construits.

D'autre part, progressivement le perré côté mer initialement en pierres sèches fut cimenté ; le fascinage fut abandonné.

La figure n° 5bis représente schématiquement le profil en travers type de la digue de l'Est avant les accidents dont nous allons parler.

0

0 0

Le rôle joué par la digue de l'Est changea après sa construction.

Elle devint la "berge nord" du canal exutoire des wateringués de l'Est et en 1938 après la construction du nouvel avant-port (fig. 6), ce canal devint le canal exutoire unique des wateringués.

On sait que les "terrains wateringués" sont des terrains dont la cote est inférieure à celle des hautes mers. Toutes les eaux tombant sur les "terrains wateringués" de la région de DUNKERQUE, soit 40.000 ha de terres excellentes (parmi les meilleures de France) s'évacuent par l'intermédiaire d'un ouvrage à la mer dit "Ouvrage Tixier", situé à l'extrémité aval du "canal exutoire unique des wateringués", ouvrage comportant cinq pertuis fermés par des portes busquées, ces portes sont ouvertes à basse mer pour permettre l'évacuation des eaux de ruissellement ; elles sont fermées à haute mer : les eaux de ruissellement s'accumulent alors dans le canal exutoire des wateringués - fermé à son extrémité amont - qui fonctionne comme un réservoir : 2.000.000 de mètres cubes peuvent ainsi être évacués à chaque marée.



Fig. 7. La brèche ouverte par la tempête du 1er Mars 1949 - Vue prise à marée haute.



Fig. 8. La partie Ouest de la brèche ouverte par la tempête du 1er Mars 1949 - Vue prise à marée basse.

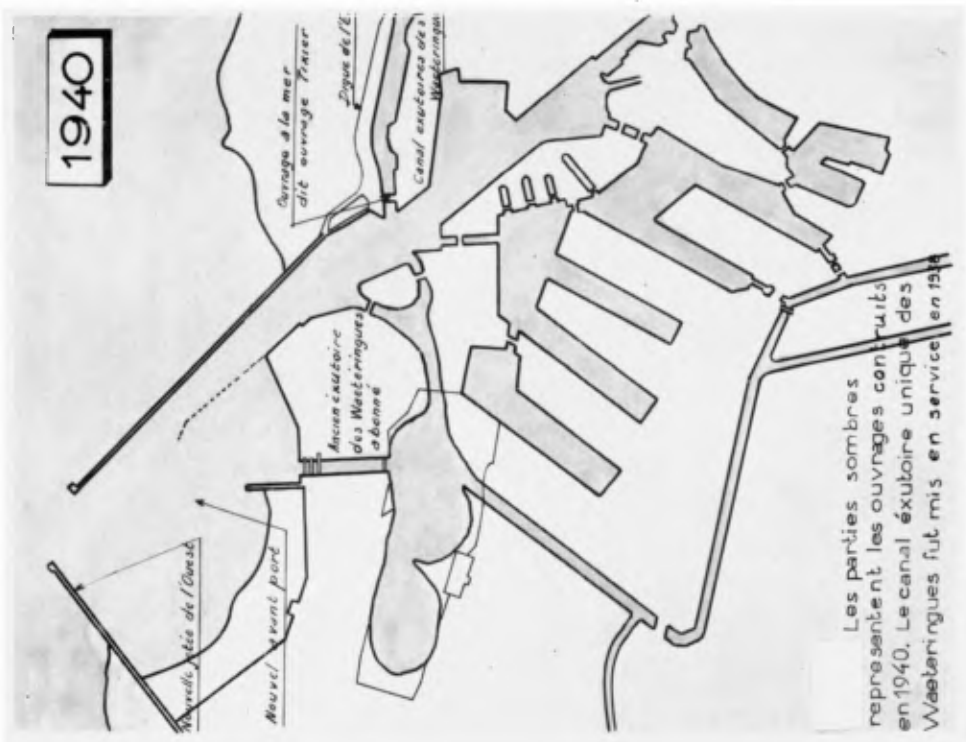


Fig. 6.

La digue de l'Est sépare donc de la mer ce canal à son extrémité aval : tout accident survenant à cette digue et mettant la mer en communication avec le canal empêche le fonctionnement normal du canal exutoire unique et contrarie le drainage de l'arrière-pays.

0

0 0

Un premier accident très grave survint en 1949, lors de la tempête du 1er Mars : une brèche de 190 mètres de long fut ouverte dans la partie centrale.

Un deuxième accident survint lors de la très violente tempête qui a soufflé sur les côtes de la mer du Nord le 31 Janvier et le 1er Février 1953 (cote de la marée prévue 5,50 ; cote atteinte par les eaux 7,90). Deux grandes brèches furent ouvertes dans la digue de part et d'autre de la partie reconstruite en 1949 : brèche Ouest : 120 m. - brèche Est : 200 m.

La zone reconstruite en 1949 s'est parfaitement comportée.

Il fut alors décidé non seulement de reconstruire la digue au droit des brèches, mais encore de consolider toutes les parties subsistantes de l'ancienne digue ; extrémité Est : 170 m. - extrémité Ouest : 120 m.

La digue entière a donc été reconstruite entièrement depuis 1949.

Ce sont les dispositions retenues lors de cette reconstruction que nous allons décrire.

## II - LES ETUDES DE LABORATOIRES

— — — — —

A la suite de l'accident survenu à la digue en 1949, le Service Maritime du Nord, demanda au Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique de GRENOBLE (NEYRPIC) de rechercher les causes de l'accident et de proposer des



Fig. 9. La brèche est ouverte par la tempête du 1er Février 1953 - Vue prise à marée basse - A gauche les perrés côté canal de la partie de la digue reconstruite en 1949 - Au premier plan le canal exutoire des wateringues.

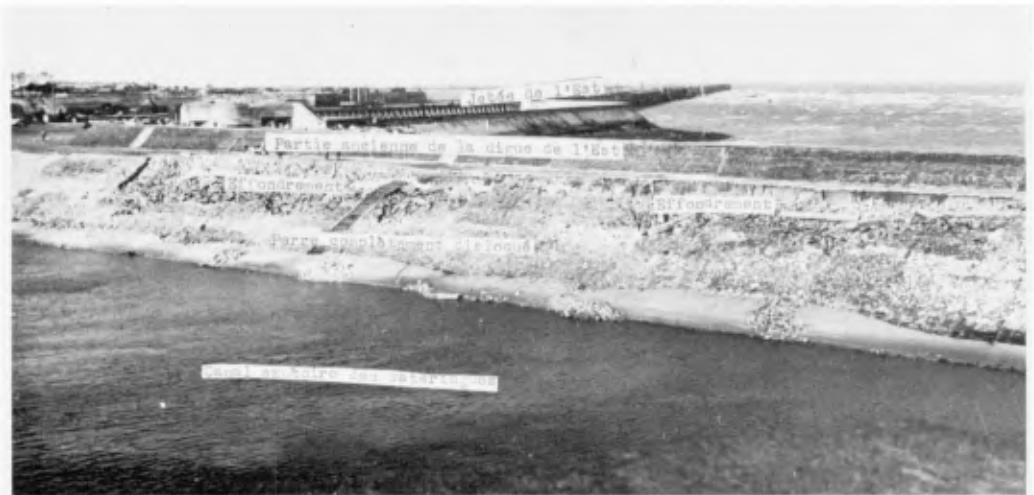


Fig. 9 bis. L'extrémité Ouest de la digue de l'Est après la tempête du 1er Février 1953 - A premier plan le canal exutoire des wateringues. On distingue les perrés maçonnés, les perrés en briques et les buses démolies de l'ancienne digue.



solutions de nature à éviter le retour de tel désastre (1).

#### A - RECHERCHES DES CAUSES DE L'ACCIDENT.-

Comme nous l'avons vu la digue de l'Est était essentiellement constituée par un massif de sable de faible granulométrie (50 % entre 1/10 et 3/10 de millimètres), partiellement recouverte par les perrés. Sous cette digue le terrain est constitué par le même sable jusqu'aux environs de la cote (- 25,00) où se trouve une argile imperméable. Cette digue était particulièrement vulnérable à une houle du Nord. Elle présentait, en effet, un parement amont lisse et à faible pente vers le large. Dans les conditions de niveau des tempêtes du 1er Mars 1949 (cote 7,30) et de la tempête du 1er Février 1953 (cote 7,90) elle pouvait être facilement "franchie" par le "jet de rive" de la houle.

L'explication de la ruine de l'ouvrage a tout de suite été la suivante : "les paquets de mer" ayant franchi la crête retombaient sur le parement aval ~~causant~~ causant des dégâts par érosion.

D'autre part, l'eau ne pouvait être évacuée par les exutoires du caniveau, construit en 1927; celui-ci s'est mis en charge et un déversement a suivi sur l'ensemble de l'ouvrage; parallèlement un écoulement par infiltration s'est produit dans la masse de la digue de la partie supérieure de l'ouvrage vers le canal des wateringues. Le parement aval de résistance insuffisante a cédé alors sous l'effet des sous-pressions particulièrement fortes à sa base.

Les essais sur modèle confirmèrent ces vues et les précisèrent.

Les photographies du modèle, ci-jointes, (fig. n°s 10 à 19 ) sont très parlantes.

---

(1) Pour la rédaction de ce chapitre nous avons fait largement appel au rapport établi par le "Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique", à la suite de l'étude que lui avait confiée le Service Maritime du Nord. Nous tenons ici à remercier le "Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique" de nous avoir autorisé à le faire.



Fig. 10. 1ère phase - La houle couronne l'ouvrage et met en charge le caniveau, ce qui produit des infiltrations dans la partie haute de la digue.



Fig. 11. 2ème phase - Les fortes sous-pressions sur le parement aval ont produit sa rupture.



Fig. 12. 3ème phase - Le perré détruit, le sable flue rapidement et s'éboule dans le canal des waterings.



Fig. 13. 4ème phase - Lorsque la destruction atteint la crête de l'ouvrage, le jet d'eau déferle de la houle se déverse directement sur le sable du massif.

PHASES SUCCESSIVES DE LA DESTRUCTION, ETUDE EXPERIMENTALE AU 1/30 DANS  
LES CONDITIONS DE L'ACCIDENT DU 1er MARS 1949.

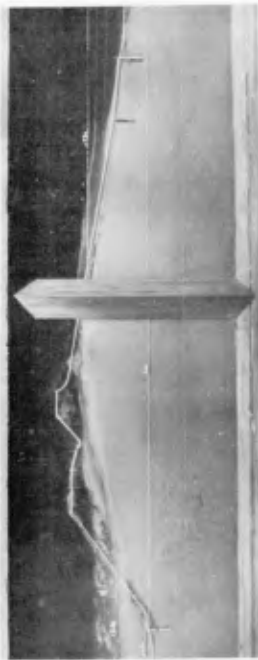


Fig. 14. 5ème phase - La destruction s'accroît sous l'effet direct de la houle - Le parement amont est partiellement détruit.

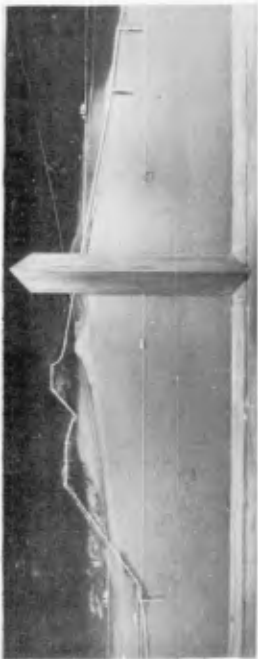


Fig. 15. 6ème phase - Lorsque la destruction du perré amont atteint un niveau voisin du niveau moyen de la mer (+7,50 environ) un courant permanent s'établit entre celle-ci et le canal des Wateringues, disloquant l'ouvrage et créant les inondations qui ont été observées.

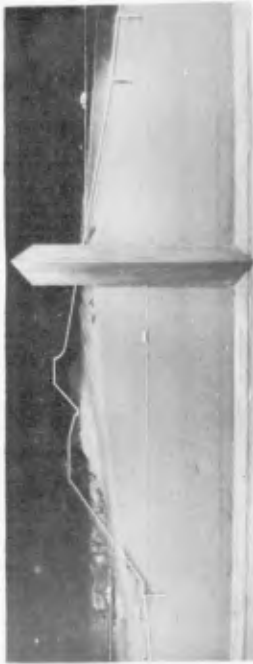


Fig. 16. 7ème phase - Le parement amont est détruit progressivement et la brèche se forme sous l'effet du courant.

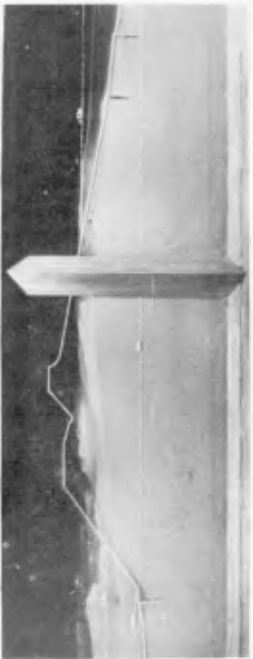


Fig. 17. 8ème phase - Le niveau dans le canal des wateringues monte, ce qui diminue la violence du courant qui balaye le massif.

PHASES SUCCESSIVES DE LA DESTRUCTION, ETUDE EXPERIMENTALE AU 1/30  
DANS LES CONDITIONS DE L'ACCIDENT DU 1er MARS 1949.

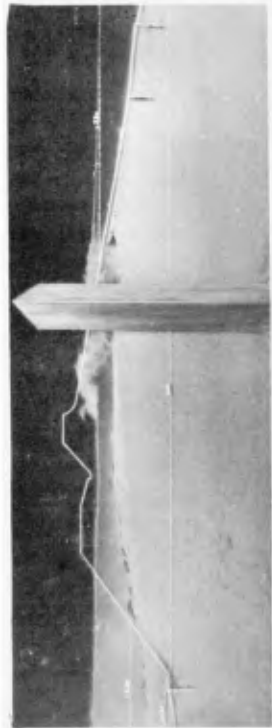


Fig. 18. 9ème phase - Le niveau dans le canal des waterings atteint le niveau moyen de la mer; l'ouvrage est alors équilibré. Le déferlement de la houle commence à se produire directement sur les fonds de sable, le perré amont ayant été détruit suffisamment.



Fig. 19. 10ème phase - Ce déferlement érode violemment le pied amont de la digue, termine la destruction du perré et déchausse les vannages amont. La brèche alors totale. Les marées ultérieures ne la modifieront plus.

PHASES SUCCESSIVES DE LA DESTRUCTION, ETUDE EXPERIMENTALE AU 1/30  
DANS LES CONDITIONS DE L'ACCIDENT DU 1er MARS 1949.



Fig. 20. Modèle au 1/30ème - Essai d'infiltration dans l'ancien profil. (Niveau amont + 7,30; niveau aval + 0,40; caniveau plan d'eau a + 9,40. Parements amont et aval imperméables.)



Fig. 21. Modèle au 1/30ème - Essai d'infiltration dans l'ancien profil - le parement amont est perméable; le caniveau est en charge.

Les premières études du laboratoire avaient pour but de préciser comment se produisaient les infiltrations dans le corps de l'ouvrage.

Quelques études théoriques furent entreprises, basées sur l'hydrodynamique graphique : On sait que dans les milieux poreux homogènes, on admet que l'écoulement suit la loi de Darcy (vitesse proportionnelle à la charge).

Il s'ensuit que le mouvement peut être considéré comme admettant un "potentiel des vitesses". On sait qu'alors dans un plan les lignes de courant et leurs trajectoires orthogonales (lignes équipotentielles) sont des fonctions harmoniques (fonction à Laplacien nulle).

Nous n'insisterons pas sur ces études dont les résultats ont du reste été confirmés par les essais sur modèle réduit dont nous allons maintenant parler.

Le laboratoire construisit un modèle au 1/50ème, reproduisant le profil courant (fig. 5). Des circuits d'eau furent installés qui permettaient d'alimenter ensemble ou indépendamment les différentes zones d'infiltration.

Par des dispositions expérimentales appropriées les niveaux à l'amont (côté mer) et à l'aval (côté canal exutoire) étaient maintenus constants.

Chaque ligne de courant fut matérialisée par la trajectoire issue d'un grain de permanganate de potassium disposé à volonté à son origine. (fig. nos - 20 - 21).

Les lignes de l'écoulement furent enregistrées par photographies.

Les sous-pressions sur les parements furent mesurées par enregistrement de la hauteur de la colonne d'eau s'élevant dans une série de tubes piézométriques piqués directement au travers de la carapace imperméable du parement ; les sous-pressions effectives sur le parement sont mesurées contre la face interne de celui-ci. Bien entendu, la force qui tend effectivement à soulever le parement est égale à cette sous-pression diminuée du poids du parement.

Plusieurs cas ont été étudiés.

des

On a fait hypothèses sur le caractère "perméable" ou "imperméable" des diverses parties du revêtement de la digue.

d'abord

Le niveau amont fut pris égal à 7,30, niveau moyen atteint par les eaux à pleine mer lors de la tempête du 1er Mars 1949.

Le niveau dans le caniveau fut pris égal à 9,40. Enfin, comme on pouvait penser que la charge qui crée l'écoulement poreux à travers l'ouvrage n'est pas le niveau moyen de la mer mais un niveau supérieur et probablement voisin du niveau le plus haut atteint par la houle, des essais ont été faits avec un niveau statique de + 9,40, côté amont.

D'autre part, le niveau dans le canal exutoire des wtaeringues peut varier entre 0,45 et 4,00 m.

Les hypothèses et résultats essentiels sont consignés dans le tableau suivant :

CONDITIONS & RESULTATS COMPOSES  
DES ETUDES THEORIQUES & EXPERIMENTALES  
D'INFILTRATION

(voir fig. n° 9)

-----

Essai n°	NIVEAUX.			PERMEABLES.				IMPERMEABLES.				PRESSION MAXI- MUM.	
	Amont	caniveau	Aval	AB.	DE.	FG.	Vanne ge G	AB	DE	FG	Vanne na- ge G	Essais	Epreuves
1	7,30	9,40	0,40		X			X		X	X	2,50	2,70
2	7,30	9,40	0,40		X		X	X		X		2,20	2,40
3	7,30	sec	0,40	X					X	X	X	1,60	
4	9,40	sec	0,40	X					X	X	X	2,40	
5	X	9,40	0,40	X	X					X	X	3,00	
6	0	9,40	4,20		X		X	X		X		0,00	
												(pare- ment amont)	

Comme on le voit les conditions les plus défavorables correspondent au cas où le parement amont (perré côté mer) est réputé perméable et où le caniveau se met en charge. La sous-pression peut atteindre alors 3 m. ce qui est suffisant pour expliquer le claquage du perré côté canal.

Le dernier essai prouve qu'à basse mer (0,00) lorsque le canal est à sa plus haute cote (+ 4,20) et les caniveaux bouchés la sous-pression au pied du parement amont reste nulle : il n'y a donc pratiquement pas d'eau qui s'écoule du canal ou du caniveau à la mer dans ces conditions.

## B - RECHERCHE DES SOLUTIONS CAPABLES D'EVITER LE RETOUR D'ACCIDENTS.

Cette recherche comporte deux aspects :

1°) Etude des moyens propres à diminuer les sous-pressions sur le parement aval.

2°) Etude d'un profil infranchissable par la houle (les paquets de mer qui franchissaient l'ancienne digue de l'Est pourraient amener la ruine de l'ouvrage de deux façons d'une part, en favorisant les infiltrations et augmentant la charge de l'eau incluse dans le massif de sable, d'autre part par érosion).

### 1°) - ETUDES DU MOYEN PROPRE A DIMINUER LES SOUS-PRESSIONS SUR LE PAREMENT AVAL -

Deux procédés peuvent, à priori, être envisagés : la constitution d'un voile étanche, le drainage du massif.

#### a) - Voile étanche -

L'installation d'un voile étanche dans le coeur de l'ouvrage peut permettre soit de détourner l'ensemble des lignes de l'écoulement, soit d'augmenter la perte de charge dans le massif lui-même en diminuant ainsi la sous-pression.

L'expérience a montré que ce procédé ne permettrait de réduire complètement les sous-pressions que si le voile étanche était descendu à des profondeurs de l'ordre de (- 15,00) à (- 20,00).

Toutefois, il est apparu qu'un rideau descendu jusqu'à la cote (- 8,00) permettait de réduire de 3 m,00 à 1 m,40 les sous-pressions dans les hypothèses de l'essai n° 5 ci-dessus; (niveaux amont : 9,40 - caniveau : 9,40 - aval : 0,40 - parement : AB et DE perméables).

b) - Drainage -

Les essais ont montré qu'on pouvait obtenir des résultats intéressants en installant un drain au centre du massif. Ces essais ne paraissent pas pouvoir donner lieu à des réalisations pratiques intéressantes (la construction de la galerie drainante aurait été très délicate) nous n'y insisterons pas. (fig. n° 22)

Plus intéressants sont les essais qui ont été réalisés par le laboratoire NEYRPIC sur le drainage du parement aval de la digue. Du point de vue expérimental le filtre fut constitué sur le modèle par une couche de graviers de petite dimension ~~rép~~ sur du sable par une grille fine destinée à éviter les entraînements. Le filtre était recouvert d'une couche imperméable destinée à le protéger. (fig 23)

Le résultat a été concluant : la sous-pression a été complètement annulée sous le parement aval ; de plus, comme on pouvait s'y attendre du reste, il est apparu que le filtre est particulièrement efficace à la base et jusqu'à la cote (+ 4,50).

Si ce drainage par filtre continue à donner sur le modèle d'excellents résultats les essais de drainage par puits isolés débouchant sous le parement aval ont donné des résultats décevants : le rayon d'influence de chaque puits s'est révélé trop faible pour que le procédé puisse être utilisé.

2°) - ETUDE D'UN PROFIL INFRANCHISSABLE PAR LA HOULE -

Le but des études poursuivies par le laboratoire NEYRPIC sur cette question était double :

a) définir une houle type satisfaisant à la double condition d'être comprise dans la gamme des houles du Nord possibles à Dunkerque et franchissant la crête de l'ouvrage dans les conditions de niveau du 1er Mars.

b) déterminer ensuite - avec la houle ainsi trouvée - un nouveau profil de l'ouvrage infranchissable à la houle.



a) - DISPOSITIONS EXPERIMENTALES. -

Les essais ont été effectués sur une tranche type de l'ouvrage, dans un canal de 30 mètres de longueur, 0 m,60 de largeur et 0 m,80 de hauteur utile.

L'une des parois du canal était vitrée sur une longueur de 4 m. pour permettre les observations. Le canal étant équipé en tête d'un générateur de houle composé d'un volet oscillant autour d'un axe horizontal à sa base. Un moteur couplé à variateur de vitesse commandait le volet par l'intermédiaire d'un système bielle-manivelle à excentricité réglable.

Les caractéristiques de la houle pour un niveau moyen déterminé étaient définies d'une part par la fréquence de battement du volet qui donnait la période de la houle et par l'amplitude des battements d'autre part qui définissait l'amplitude de la houle.

Un jeu de filtres placé entre le volet générateur et la maquette était destiné à absorber les réflexions qui n'auraient pas manqué de se produire entre système batteur-maquette dans la mesure où celle-ci n'était pas totalement absorbante.

L'amplitude de la houle était mesurée à l'aide d'une pointe de mesure à détection cathodique.

Le modèle était à l'échelle du 1/30ème. Il fut prolongé jusqu'à la cote - 10 pour représenter une grande partie de la plage s'étendant devant la digue.

Le corps de la digue ainsi que la plage à l'amont furent construits entièrement en sable.

La masse de sable constituant le cœur de l'ouvrage fut recouverte d'une couche de mortier de faible épaisseur dont la **rugosité** pour la houle-modèle était très faible et comparable à celle offerte à la propagation de la houle-nature par le perré amont relativement très lisse.

Deux rugosités très différentes ont été réalisées l'une obtenue avec un parement en ciment lissé à la truelle, l'autre obtenue en disposant sur le premier parement une couche de graviers de diamètre moyen 5 mm. agglomérés dans un lait de ciment.



Fig. 22. Drainage de la digue par drain longitudinal - Les infiltrations se font à partir de l'amont de du caniveau vers le canal des wateringues.



Fig. 23. On a disposé un filtre sur le parement aval de la digue, les lignes pointillées figurent les lignes de l'écoulement d'infiltration, les lignes continues sont représentatives des vitesses d'infiltration. On remarquera que la partie inférieure du filtre absorbe la plus grande partie du débit infiltré.

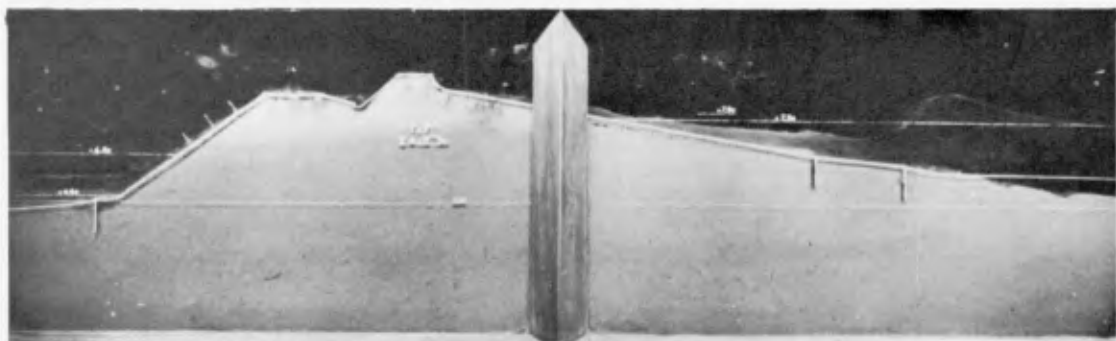


Fig. 24. Modèle au 1/30ème - Etude du franchissement de l'ouvrage - pour les houles courtes l'énergie du jet de rive n'est pas suffisante pour que celui-ci atteigne la crête de la digue.

Le niveau de la mer ayant atteint 7,30 le 1er Mars 1949 soit 1,60 m. plus haut que le niveau de pleine mer en absence de perturbations (5,70 prévu au carnet de marée), le niveau de 7,90 s'avèrait possible un jour de vive eau exceptionnelle c'est avec ce niveau que les essais de franchissement ont été réalisés pour l'étude d'un nouveau profil.

A noter qu'en 1953 la cote atteinte fut effectivement 7,90 ce qui correspond à une surélévation de 2,40 m., la même surélévation un jour de vive eau aurait conduit à une cote de 8,70.

b) - RECHERCHE DES CARACTERISTIQUES DE LA HOULE QUI A FRANCHI LE PROFIL DE L'OUVRAGE EXISTANT LORS DE LA TEMPETE DU 1er Mars 1949.-

Les essais ont montré que la houle d'amplitude de 2,50 m. et de période 7 secondes estimée lors de la tempête apparaît bien faible car le "jet de rive" approche à peine la crête de l'ouvrage. (fig. n° 20).

Le problème consistait à trouver en agissant sur les deux paramètres période et amplitude les houles pouvant franchir l'ouvrage et restant dans la gamme des houles du Nord possibles à Dunkerque, gamme que l'on peut estimer ainsi :

- période de 7 à 10 secondes
- amplitude 2,50 à 3 m.

Les essais ont montré, comme il fallait du reste s'y attendre, que, à amplitude égale, les houles de faible longueur d'onde déferlent trop au large pour franchir l'ouvrage ancien : l'énergie résiduelle du jet de rive est alors insuffisante.

Les houles longues déferlent beaucoup plus haut sur le parement, ce sont celles qui passent le mieux. Il convient du reste de remarquer que pour un niveau donné la houle déferlera sur l'ouvrage d'autant plus au large que son amplitude est plus importante. Il existe donc un maximum d'énergie du jet de rive correspondant à un nombre assez réduit de houle de certaines caractéristiques dont les limites sont imposées par les facteurs ci-dessus cités.

Finalment il a été trouvé qu'une houle de 2,75 m. d'amplitude et de 8,9 secondes de période est la plus petite houle qui franchit l'ancien profil de la digue pour le niveau de 7,30 m.

La période de 8,9 secondes correspond à un fetch de 600 km environ.

Comme on pouvait s'y attendre les essais ont montré que pour l'ancienne digue de Dunkerque dont le parement face à la mer avait une pente légèrement inférieure à 20 %, la houle "passait" plus difficilement avec un parement "rugueux" qu'avec un parement "lisse".

c) - ETUDE DES MODIFICATIONS DE PROFIL.-

Les essais ont été faits avec les hypothèses suivantes :

- niveau de la mer .....	7,90 m.
- amplitude de la houle ..	2,75 m.
- période de la houle ....	8,9 secondes

Lorsque pour un ouvrage de protection la laisse de haute mer est suffisamment éloignée de la crête comme c'est le cas pour la digue de l'Est au niveau 7,90, le déferlement sur le parement côté large donne naissance au "jet de rive" possédant à l'origine une partie de l'énergie de déferlement. Le "jet de rive", qui se traduit par un écoulement en lame mince sur le parement est précisément la part active de la houle qui franchit la crête de la digue.

Deux possibilités s'offrent pour supprimer le franchissement : diminuer l'ascension du jet de rive soit en déplaçant au large le déferlement, soit en freinant l'écoulement lui-même, ou guider cet écoulement pour lui interdire le franchissement de l'ouvrage.

## - ETUDE DU COURONNEMENT DE L'OUVRAGE -



Fig 25. Avec un couronnement qui dérive directement de l'ancien profil la houle ne franchit plus l'ouvrage - Première phase

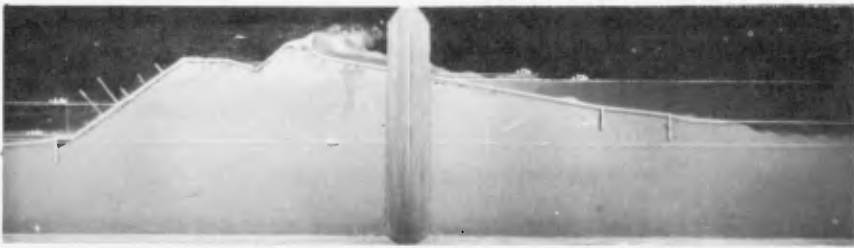


Fig. 26. Etude du couronnement de l'ouvrage - deuxième phase

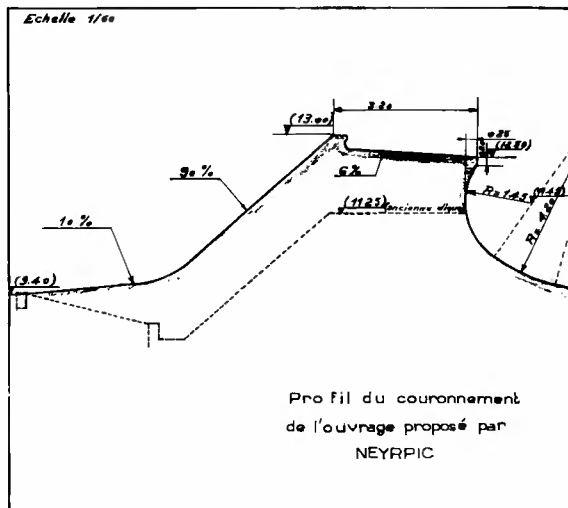


Fig. 27.

La recherche de la diminution de l'énergie ascensionnelle du jet de rive qu'on avait envisagé de réaliser en disposant à l'extrémité côté large du parement d'une rangée de gros blocs artificiels non jointifs de 4 m. x 3 m. x 3 m., a donné des résultats décevants, non à la mesure des difficultés d'exécution.

Les essais ont alors été orientés particulièrement vers l'étude du profil de la crête de la digue. L'étude systématique entreprise a montré que les meilleurs résultats étaient obtenus en donnant au profil une courbure progressive. (fig. n°s 25 et 26).

Le profil nouveau, infranchissable à la houle, proposé par le laboratoire, conservait jusqu'à la crête de l'ouvrage ancien la courbure existante, la courbure était ensuite accentuée vers le sommet pour renvoyer le jet vers le large : la surélévation moyenne était de l'ordre de 1,50 m. (cote du couronnement : 12,50) le porte à faux de la partie convexe restant faible (0,25 m.). (fig. n° 27).

Au sommet de l'ouvrage une circulation est possible sur une chaussée analogue à la chaussée ancienne mais une pente de 6 % vers le large et une bordure de 30 cm. côté canal destinée à arrêter en partie les embruns ainsi qu'à renvoyer vers la mer les eaux de pluie.

a Ce profil une fois établi, le laboratoire NEYRPIG a cherché quel "coefficient de sécurité" il comportait.

Les essais montrèrent que le profil se comporte encore très bien pour la houle étudiée (8,90 secondes et 2,75 m. d'amplitude pour une cote moyenne de la mer de (+ 8,60)).

Il était à craindre que dans de telles conditions la crête de la digue n'ait à subir des efforts importants. Des mesures de pressions étaient indispensables.

La mesure de la pression instantanée en un point déterminé de la crête fut faite à l'aide d'une capsule à variation de champ électrique, cette variation produite par la pression est enregistrée à l'oscillographe cathodique.

On a pu ainsi constater que ces pressions sont relativement faibles.

Dans les conditions de niveau extrême (8,60) avec la houle-type des essais l'effort moyen dans la région à forte courbure reste inférieur à 1,5 T/m<sup>2</sup>.

### III - LA RECONSTRUCTION DE LA DIGUE DE L'EST -

-----

Le profil adopté pour la reconstruction de la digue de l'Est tant en 1949 qu'en 1953 tient largement compte des résultats obtenus par le Laboratoire NEYRPIG.

Nous allons d'abord décrire la solution adoptée, nous expliquerons ensuite les raisons qui ont dicté le choix, nous exposerons ensuite les diverses "sécurités" que comportent la solution retenue. Enfin nous donnerons très rapidement quelques précisions sur les travaux exécutés en 1953 - 54.

#### A - LE PROFIL ADOPTE -

Le profil-type adopté est représenté sur les figures n<sup>os</sup> 28 - 29 - 30.

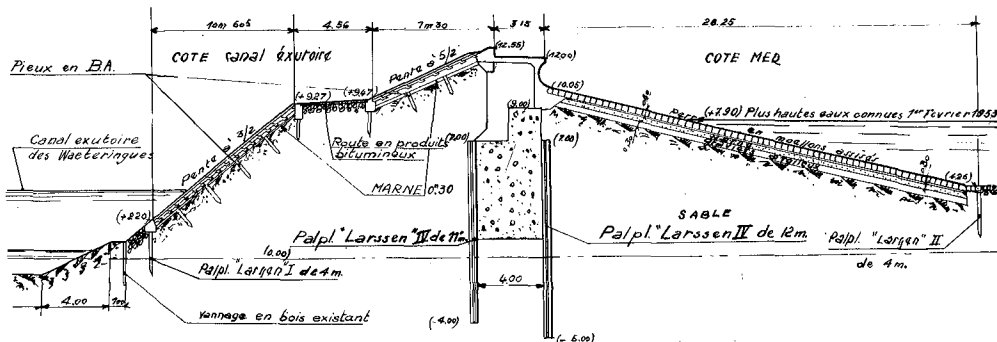
Ce profil comporte un "noyau central" appelé "batardeau". Ce batardeau est constitué par deux rideaux de palplanches métalliques LARJSEN IV battues parallèlement à l'axe de la digue à 4 mètres de distance. Le rideau amont à 12 mètres, les palplanches sont battues entre les cotes ( - 5,00 ) et ( + 7,00 ). Le rideau aval à 11,00 mètres, les palplanches sont battues entre les cotes ( - 4,00 ) et ( + 7,00 ). Ces deux rideaux sont reliés tous les 15 mètres par des rideaux transversaux qui forment des "cellules". Entre ces rideaux de la cote (+ 1,00) à la cote (+ 7,00) on trouve un massif de béton. Ce massif est surmonté d'un mur en béton de 2,00 mètres de large jusqu'à la cote (+ 9,00).

Ce mur supporte la partie supérieure du perré côté mer "profil à courbure variable" réalisé en béton massif légèrement armé (épaisseur minimum 0,40m).

La chaussée supérieure est constituée par une dalle en béton armé reposant d'une part sur la partie supérieure du profil à courbure variable, d'autre part sur une poutre massive ( 0,70 m. x 1,50 m. ). Cette poutre arrière repose elle-même sur des murettes de 0,35 m. d'épaisseur qui s'appuie sur le massif du béton enserré dans les palplanches. Ces murettes sont distantes alternativement de 5,00 m. et de 2,50 m. Elles sont en béton armé.

Des joints de dilatation et de retrait ont été ménagés dans toute la superstructure tous les 7,50 m.

Profil en travers  
digue



Profil en travers type adopté pour la reconstruction de la digue de l'Est en 1949 et 1953

Fig. 28.

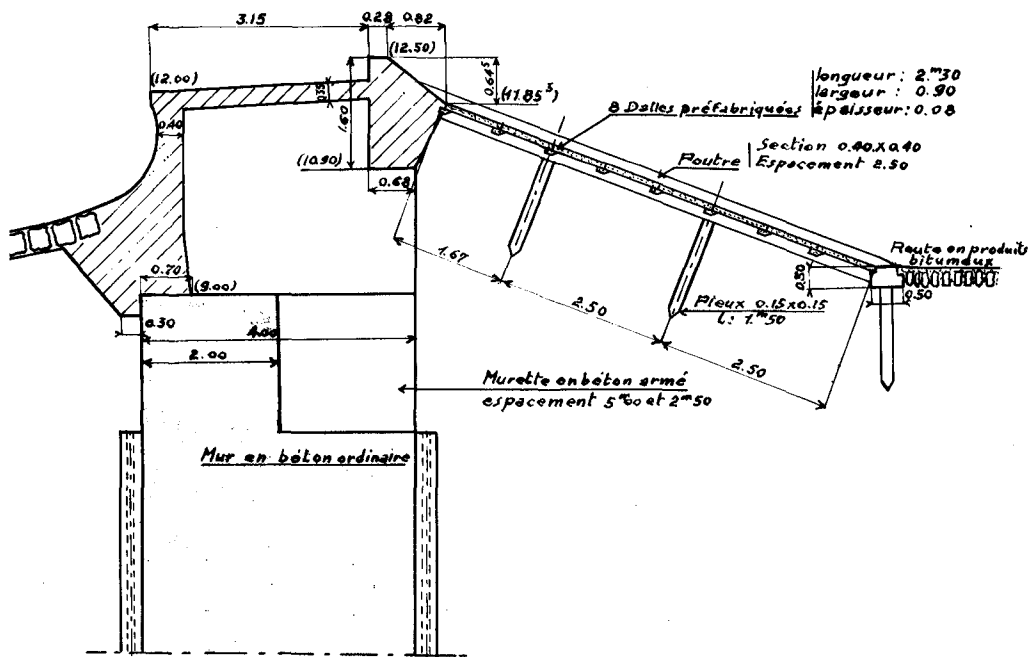


Fig. 29. Coupe de la superstructure.



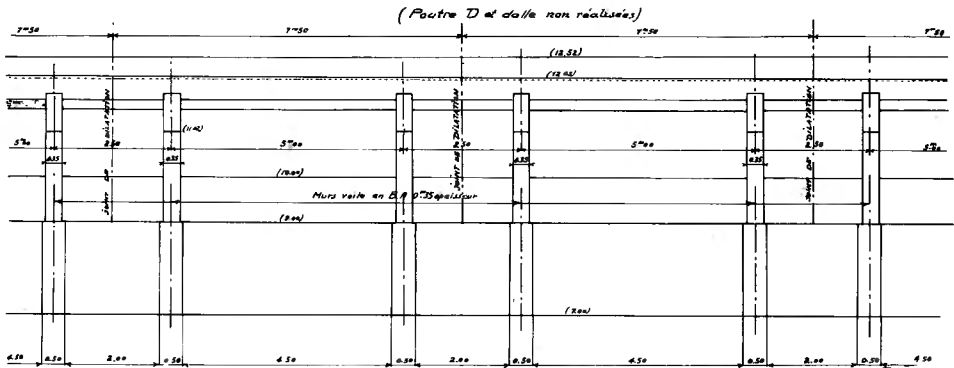


Fig. 30. Elevation arriere de la superstructure.



Fig. 31. Le chantier de reconstruction de la digue de l'Est en Juillet 1953 - Au centre de la digue, la partie reconstruite en 1949.



Fig. 32. Battage des palplanches du batardeau.



Fig. 33. Les rideaux de palplanches du batardeau.



Fig. 34. Réalisation du mur entre les cotes (7,00) et (9,00).



Fig. 35. Le Ferrailage de la superstructure.



Fig. 36. Exécution du couronnement.

(à mi-distance des murettes éloignées de 2,50 m. ).

Tout cet ensemble a été calculé pour résister seul aux tempêtes dans l'hypothèse où les perrés côté mer et côté aval auraient été enlevés.

La digue proprement dite est constituée par un massif de sable entourant le noyau central. Ce sable est recouvert par un système de perré.

Côté mer le perré dont la pente est de 22 % s'appuie sur un vannage en palplanches métalliques LARSSEN II coiffé par un linc en béton armé arasé à la cote (4,25). Ce perré est constitué par des moëllons assisés en calcaire dur de longueur variable (de l'ordre de 1 m.) de 30 cm. de largeur moyenne et de 40 cm. de queue. Tous les vingt rangs en moyenne des boutisses de 60 cm. de queue ont été disposées. Ces moëllons posés à bain de mortier reposeront sur une couche de 30 cm. d'un calcaire argileux appelé localement marne, cette marne qui repose elle-même sur une couche de 30 cm. de graviers argileux.

A la partie supérieure ce perré maçonné se raccorde à la partie inférieure du profil à courbure variable en béton armé.

Côté canal le perré est constitué par un système de poutres inclinées et horizontales et de dalles en béton armé. Les dalles qui reposent sur les poutres ont 2 m,30 x 0,90 m. x 0,08 m. Elles s'enfilent les unes sur les autres comme des tubes. Les poutres sont fondées sur des petits pieux en béton armé de 1,50 m. x 0,15 m; x 0,15 m. distants de 2,50 m. Les dalles sont posées sur une couche de 30 cm. de marne.

De la cote (+ 12,50) (cote du couronnement de la digue) à la cote (9,50) le perré à une pente de 5/2.

On trouve à la cote (+ 9,50) une route de 4,50 m. de large rendue imperméable par un revêtement en produit bitumineux.

Cette route a une pente de 5 % vers le canal exutoire.

De la cote (+ 9,30) à la cote (+ 2,20)  
 le perré a une pente de 3 de basé pour 2 de hauteur il s'appuie sur un vannage en palplanches métalliques LARSEN I de 4 mètres de longueur couronné par une lierne en béton armé.

#### B - LES RAISONS QUI ONT DICTE LE CHOIX DU PROFIL -

Le lecteur aura remarqué que le profil de la digue adopté ne comporte pas du côté aval (côté canal) de massif drainant alors que ce procédé avait été reconnu le meilleur par le Laboratoire pour diminuer les sous-pressions sous le perré aval. Par contre, il comporte un (et même deux) socle étanche alors que les essais ont montré que ce voile en ce qui concerne les sous-pressions était moins efficace que le massif drainant.

La raison essentielle qui a amené cette modification dont la conception de la digue est ce qu'on pourrait appeler le "facteur temps".

Quand la digue de l'est eut crevé le drainage de tout l'arrière pays se fit dans de très mauvaises conditions. Il fallait donc le plus vite possible isoler de la mer le canal exutoire des wateringues de façon durable.

La réalisation d'un perré en pierre est toujours une opération longue (les délais de livraison des moellons sont déjà très longs). C'est ainsi qu'après les dégâts causés par la tempête du 1er Février 1953 le canal exutoire des wateringues put être isolé de la mer au moyen de rideaux de palplanches métalliques le alors que les perrés ne ~~seront~~ pas achevés avant la fin Août 1954.

Le "noyau central" a donc été au premier chef un "batardeau" d'où le nom qui lui a été donné.

ayant été construit  
 Ce batardeau pour une question de temps, l'idée est venue d'en faire un élément important de la construction : il supporte la superstructure et peut à lui seul résister aux tempêtes.

Par contre, ce batardeau étant construit il n'a pas paru utile de constituer sous le parement aval, le massif drainant étudié par NEYRPIC. En effet la réalisation de ce massif aurait été fort coûteuse : il n'existe pas en effet dans la région de DUNKERQUE de matériaux (gros sable et gravier) pouvant servir à la construction d'un filtre; ces matériaux doivent être acheminés depuis les carrières du Boulonnais distantes de près de 100 Kms. Du reste les essais réalisés par NEYRPIC/avait montré que la  
 en





Fig. 37. Le perré côté mer.

#### D - QUELQUES INDICATIONS SUR LES TRAVAUX -

Les travaux n'ont pas donné lieu à des difficultés particulières.

Les palplanches LARSSSEN IV du batardeau et LARSSSEN II et I de vannage furent mises en place par lançage et battage suivant la méthode habituelle .

Le béton de remplissage est un béton à 300 kg de ciment en prise mer réalisé avec du sable de Seine et des gravillons 25/60 de CALAIS.

Le béton par béton armé (superstructure, plaque et poutre du perré côté canal) a été dosé à 350 kg au m<sup>3</sup>.

Le mortier pour le perré côté mer a été dosé à raison de 450 Kgs. de ciment par mètre cube de sable.

Les moëllons sont en calcaire dur. En 1949, ils ont été fournis par les Carrières du Boulonnais (calcaire d'Hydrequent). En 1953, ils ont été fournis moitié par les Carrières du Boulonnais, moitié par les Carrières de Villebois - Montalieu (Ain).

Le prix de revient de la digue de l'Est est de l'ordre de 2.000.000 de Frs au mètre linéaire.

## CONCLUSION

La solution adoptée pour la reconstruction de la digue de l'Est doit donner toute satisfaction dans les années qui viennent. Le lecteur pourra trouver que le "nombre des sécurités" est trop important. Il ne devra pas oublier l'importance de la digue de l'Est.

Cet ouvrage protège de l'inondation 40.000 ha d'excellentes terres. Il a d'autre part l'avantage d'être relativement court.

Une solution très sûre pouvait donc être employée sans que les dépenses engagées soient hors de proportion avec le but poursuivi.

## RESUME

## THE REBUILDING OF THE EASTERN DIKE OF THE HARBOR OF DUNKIRK

V. Le Gorgeu and R. Guitonneau

The eastern dike, 900 meters long, separates the sea from the "Canal Exutoire des Wateringues". This canal evacuates the water from inland grounds to the sea through a lock, called "Ouvrage Tixier", comprised of five passes closed by dock gates. Any accident to the eastern dike which connects the sea with the canal prevents the normal working of the Tixier lock and thwarts the drainage of the inland grounds. An accident occurred in 1949 during the storm of March 1st. In 1953 the storm of February 1st destroyed the part of the dike which had not been damaged in 1949. It was then decided not only to repair the gaps, but also to reinforce all that remained of the old dike.

The design adopted in 1953 was the same as that used in 1949. The problem had at that time been studied by the Neyrpic Laboratory on a reduced-scale model.

Design of the new dike. The new dike on the side of the sea has a slope of 22 percent and rests against a wall made of steel-sheet piles 4 meters long. The facing is made of stones fixed with mortar, lying upon two layers, thirty centimeters thick, of coarse gravel and clay. The upper part of the dike has a cylindrical surface with a variable curve in order to prevent any overtopping by the swell. On the side of the canal, the facing is made of reinforced concrete slabs and beams.

Cofferdam. The dike comprises a central cofferdam. This cofferdam consists essentially of two steel sheet-pile walls enclosing a concrete wall 4 meters wide. The upper part of the dike rests against the cofferdam through the medium of a continuous longitudinal wall and small reinforced concrete transversal walls set alternately every  $2\frac{1}{2}$  meters.

The rebuilding of the eastern dike began just after the storm of February 1, 1953. It will be completed in July or August 1954.

## Chapter 39

### BITUMEN IN COASTAL ENGINEERING

Baron W.F. Van Asbeck, M.I.C.E.  
The Shell Petroleum Company Limited - London.

#### INTRODUCTION.

Artificial coast protection is required where coasts are subjected to erosion. Where the country is low it will be necessary to build sea-walls where natural protection by dunes is not adequate or is completely lacking. In both cases it may also be necessary to protect the country from further advance of the sea by the construction of groynes and breakwaters where lateral currents cause displacement of granular shore material.

From the study of the history of coast lines and the development of their protection it is apparent that apart from the necessity of construction the governing factors of the constructions are safety and economy, or as the British "Departmental Committee on Coastal Flooding" states in its Terms of Reference, it has "to consider what margin of safety for sea defences would be reasonable and practicable having regard on the one hand to the estimated risks involved and on the other to the cost of protective measures". New methods of approach and execution of technical problems such as improved methods of observations and measurements, the use of laboratory experiments, availability of modern equipment and new materials open a wide scope for more economic construction. On the other hand, however, development in this field has been comparatively slow because the consequences of failures oblige the responsible engineer only to alter the traditional design step by step in accordance with progress made in the scientific analysis of the destructive forces of waves and of the properties of the new building materials.

The need for investigation is sometimes accentuated by a disaster such as was recently caused by the storm surge of January/February 1953 when on the East Coast of England the observed height of the water-level reached a record of 6 ft. or more than the predicted height according to the astronomical conditions for a continuous period of 15 hours as against 5 hours for former surges. In Holland a water level of 75 cm. above the highest ever recorded level was reached on some sea-walls, causing overtopping of waves. Reports by the "Delta Commissie" in Holland and the "Waverley Committee" in England as well as Papers read on the North Sea Floods for The Institution of Civil Engineers, London, and the Koninklijk Instituut van Ingenieurs, The Hague, deal with the subject adequately.

In dealing with coast defence schemes it should be borne in mind that for low lying countries designs should not only be limited to artificial works for direct protection of beaches, sea walls and dunes. Consideration should also be given to works for reducing



areas liable to flooding by overtopping of or breaches in sea-walls or by damage to dunes. In such instances a "second line defence" can be usefully suggested with cross banks to divide the areas in bays or compartments. If these cross banks carry access roads, connecting the inland centres with the sea defence works, they will certainly facilitate communications before and during storms and operations for restoring conditions after storms.

In all these works bitumen can be applied to advantage for the protection of beaches, sea walls, dunes and banks as well as for road construction and maintenance works.

The use of bitumen in coastal engineering is, of course, also based on practice and theory gained from other civil engineering fields, such as road construction and the building industry. The properties of bitumen and bituminous compounds have first been gradually developed to their present standards in these fields and this knowledge has facilitated the scientific and practical approach of the application of bitumen in sea defence works.

In this paper the problem is only described from a practical point of view. After dealing with various aspects of the design of coastal works pertaining to the use of bitumen, a short review is given of the most important types, methods of application and properties of bituminous constructions and finally a number of representative examples of each of the types of application is given.

#### GENERAL CONSIDERATIONS IN DESIGN

##### SEA-WALLS

It is a known fact that, generally speaking, it is not economically feasible to build sea-walls so high that they will never be overtopped by waves. On the other hand experts on various subjects relative to the problem agree also that there are no known reasons why combinations of surge and tide, more adverse than any hitherto recorded, should not occur in future. During the North Sea Floods, 1953, "stabs in the back" of sea-walls by overtopping or seepage water have caused most of the incidents and the main lesson of the floods is perhaps that the back of any sea defence work needs to be considered just as carefully as the front.

The statements of experts thus emphasize the value of capping a sea-wall of reasonable height by a protective revetment on front and back slopes and over the crest rather than trying to design a sea-wall of sufficient height protected only on the front slope to prevent overtopping by the waves of the highest possible storm surge.

The construction of clay sea-walls is not only a problem of hydraulics but also of soil mechanics as investigations of failures in sea defence banks have confirmed. Much more attention will have to be paid in future to preventing percolation of water, avoiding cracks and planes of weakness and to stabilising clay banks. Above low water level the composition of the clay is an important factor and modern methods of soil mechanics should be applied for design and construction. Stabilised soil or clay containing sand or fine granular materials are preferably used to limit potential shrinkage of the body and surface of the banks in order to avoid detrimental formation of cracks. The bank should be built up in layers and consolidated to sufficient density at optimum moisture content. It is desirable to take precautions to maintain this moisture content within reasonable limits and here again the use of an impervious layer or revetment seems to be practical. The effect of sealing the surface with an asphalt layer needs to be studied and this will call for both field and laboratory work.

A modern method of rapid and cheap construction of sea-walls consists of forming a body of sand by the hydraulic fill method which is covered with a protective asphalt revetment. This type of work is also dealt with in the following pages.

#### Profile of Sea-Walls

The profile of a sea-wall determines its stability and to a certain extent the required strength of the protective revetment especially on the slope exposed to the sea.

The principal aim of the design of the exposed slope is to reduce the effect of the wave attack and uprush. As the protective facing is a costly part of a sea-wall it should be endeavoured to reduce its extent and thickness without, of course, endangering the embankment.

For convenience of description the exposed slope of a sea-wall can be divided into four regions. (figure 1.) Firstly; under mean low water level, below A, lies the zone of erosive effect of along-shore currents and oscillating currents of the waves. Secondly; between mean low water and mean high water levels perpetual but moderate wave attack can be expected which subjects a revetment especially to erosion. Thirdly; between mean high water and storm tide levels the region of extreme wave attack during storms is to be found, which subjects the facing especially to impact and uplifting forces. Fourthly; above storm flood level the revetment is only subjected to the effect of uprushing waves during storms. Above the uprushing waves over the crest and down the back slope a light revetment is provided, which will, however, have to be able to resist the effect of overtopping water during a period of 24 hours of unexpected storm surge.

The height of the uprushing waves during storms is important to determine the position of the top edge of the seaward facing. This height of the uprush  $Z$  of the critical wave is dependant on the height  $H$  of this incoming wave measured from crest to trough and on the angle  $a$  of the seaward slope with the horizontal in the following way:

$$Z = 2.7 \left( \cos i - \frac{B}{L} \right) H \left( \frac{\pi}{2a} \right)^{\frac{1}{2}} \sin a.$$

in which  $i$  is the angle of incidence of the wave,  $B$  the width of a possible berm of the sea-wall and  $L$  the length of the incoming wave.

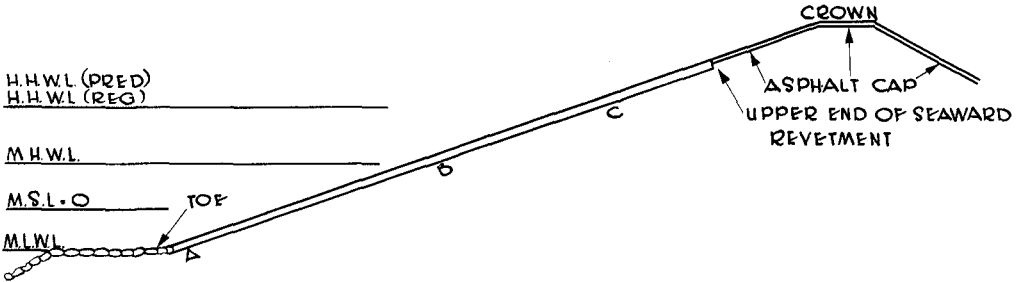
This formula indicates the uprush attained by approximately 2% of the waves. It is deduced from observations on slopes of models and of existing sea-walls varying between 1 in 3 and 1 in 8 and is applicable for open neatly set stone revetments. The uprush of waves on smooth and impervious facings is increased by nearly 15%. Although reduction of uprush of 20% can be achieved by constructing large obstacles on the slope, longer smooth revetments are less costly especially if it is possible to form a rough surface in the higher stretches where the layer of water is thin. If it is necessary to build a vertical wall to limit the uprush it should be built on the top third part of the uprush to avoid destructive sprays of water. From the formula it can be observed that the construction of a berm at or just above storm tide level can be very effective but above a width of berm equal to  $\frac{1}{4}$  wave length the effect does not increase at the same rate.

A very effective means of reducing the uprush is to build a berm in the form of a shallow trench as indicated in figure 12. During a storm water accumulates in the trench and forms a cushion which increases frictional resistance considerably. Asphalt constructions are particularly suitable for building such a profile.

#### Protective revetments on sea-walls

Having determined the extent of the seaward heavy protective revetment it remains to determine the method of protection with bitumen of each of the four regions mentioned above. Below low water level the classic construction consists of laying fascine mattresses loaded with stones, the quantity and size of which depend on the exposure of the coast. Several methods of laying asphalt mattresses have been devised and applied on a smaller or larger scale without difficulty. Their behaviour in situ has, however, not been satisfactory everywhere for reasons which require further investigation. It is, however, evident that asphalt mats and fascine mattresses differ in performance from a hydraulic point of view. Asphalt mats have a smooth surface, are impervious and more flexible besides being

REGION A TO B SUBJECT TO PERPETUAL BUT MODERATE WAVE ATTACK.  
 REVETMENT A TO B ESPECIALLY SUBJECT TO EROSION.  
 REGION B TO C SUBJECT TO EXTREME WAVE ATTACK DURING STORM.  
 REVETMENT B TO C ESPECIALLY SUBJECT TO IMPACT & UPLIFTING FORCES.  
 REGION C TO CROWN SUBJECT TO ATTACK ONLY BY UPRUSHING WATER DURING STORM.



- H.H.W.L (PRED) - PREDICTED HIGHEST STORMTIDE LEVEL (WILL OCCUR AT THE AVERAGE OF ONCE IN 300 YEARS)
- H.H.W.L (REG) - HIGHEST STORMTIDE LEVEL THAT HAS BEEN REGISTERED.
- M.H.W.L. - MEAN HIGH WATER LEVEL
- M.S.L. - MEAN SEA LEVEL
- M.L.W.L. - MEAN LOW WATER LEVEL

Fig. 1. Diagram of a sea wall.

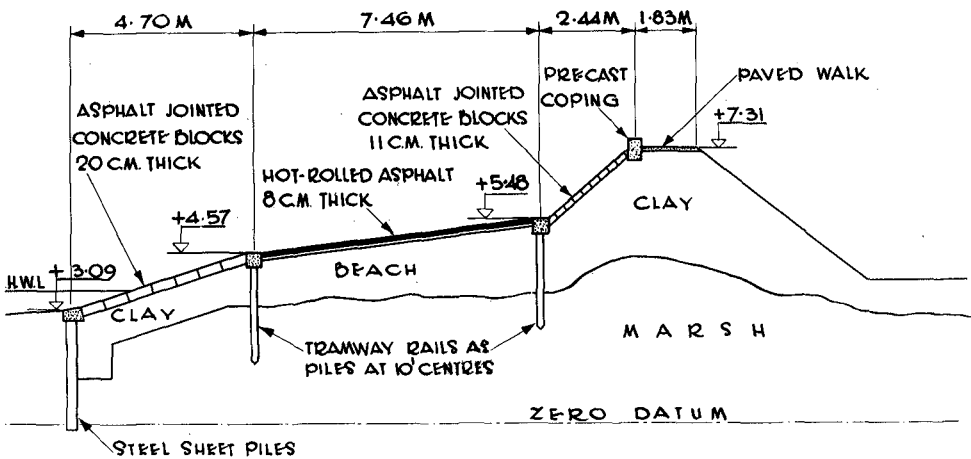


Fig. 2. Pett sea wall.

resistant to marine borers. Particular care should be taken to determine the expected dynamic effect of waves when applying asphalt mats.

The next point to consider, and a vital one, is the toe of the revetment where it meets the underwater mattress. This point is exposed to the backwash of receding waves. A short sheet piling and a berm of some width just above low water level protected by an asphalt grouted stone layer forms a practical protection of this vulnerable point.

The two regions between A and C in figure 1 are difficult to separate in nature. The revetments in these regions between mean low tide and storm flood level should therefore both be built to resist erosion by perpetual but comparatively moderate wave attack and at the same time to resist impact and uplifting forces of the strongest wave attack expected on that particular stretch of coast. The size of these forces has not been determined accurately but the waves cause a severe impact on the revetment when breaking and the water penetrates in all voids and cracks of any type of stone revetment. When the wave recedes the water under the stones cannot follow at the same rate and consequently creates a hydrostatic pressure which can lift one or more stones of the facing. Generally friction will prevent the stone or stones from falling back into its or their original position and after repeated upwards impulses waves will get direct hold on the stone or stones which will be washed away thus causing the commencement of further destruction. This process occurs because the stone facing is usually placed on a levelling layer of brick debris or coarse gravel which in its turn covers an impervious layer of clay. The total thickness of the protective facing can vary considerably according to its exposure to storms between approximately 1 m. and 2 m. formed by the impervious clay layer between 50 cm. and 1 m., the levelling layer between 10 cm. and 25 cm. and the stone revetment between 30 cm. and 60 cm.

Where maintenance costs were high and where new revetments were required, it was, therefore, logical that use was made of a bituminous compound to fill the voids by which means the revetment was rendered watertight and strengthened whilst remaining flexible and durable. Where stone was not available at a reasonable price other local materials in the form of concrete blocks and slabs in various dimensions and forms, but generally vibrated to obtain high density and greater resistance to abrasion, were used and here also asphalt joint filling developed gradually. Descriptions of such joint filling and asphalt grouting works are given in the following pages.

Soon after 1945 particular conditions in Holland made it necessary to find a cheaper method of building sea-walls and break-

waters. This led to the development of building the body of sand by the hydraulic fill method and protecting this by a hotmix asphalt revetment, varying from 40 cm. to 10 cm. in total thickness according to the exposure of the location. The asphalt revetment serves both as impervious layer and as protective layer. It is flexible and follows settlements as can occur in sea-walls, it resists abrasion, is indifferent to chemical attack by salt water and resistant to mechanical attack by ice-floes, etc., in one word it is durable. Moreover, a hotmix asphalt revetment is quick to construct and cheap. It is, however, evident that it should only be applied in the right place and in the proper way. In certain conditions it may be possible that hydrostatic pressure can occur in a sea-wall which will cause deformations in an asphalt facing and eventually destroy it as it is essentially a more or less plastic material at normal atmospheric temperatures. Descriptions of such works are given in the following pages.

One other point is worth mentioning concerning the protection of back slopes of sea walls viz. the use of bitumen emulsion to produce a superior quality of grass surface in a short period. Initially the effect of spraying a thin layer of emulsion on grass seed sown in fertile soil results in a higher percentage of germination. The film retains moisture in the surface soil and maintains the temperature of the soil some degrees higher than is normal. This assists root formation. The emulsion film also prevents the loss of seeds by birds and reduces the appearance of annual weeds. Another advantage is that the emulsion coating sheds water when subjected to deluging rains.

The method of application of an emulsion coating consists in first preparing the seed bed as usually, rolling it with a light roller and, in dry weather, soaking it with water. The actual coating is then formed by spreading about 5 m.m. clean sharp sand, then spraying a rapid breaking emulsion with a sprayer at a rate of 0.8 to 1.0 k.g. per sq.m. and sometimes covering it with another layer of sand about 5 m.m. thick. This process produces young grass of a brilliant green colour within a few days. If, however, the grass starts turning brown or yellow, the soil should be aerated with a spiked roller or fork.

#### SAND DUNES AND GROYNES

Sand dunes present a very different problem. Here there is a competition between two opposing tendencies. In certain storm conditions, the sea tends to remove the sand during the winter whilst during the summer the wind tends to build up the dunes again with beach sand. In designing the means of coast protection it must therefore be realised that a protective facing on the dunes may not be effective as it will not safeguard the beach. If the coastline

is to be kept in its original state or if the beach is to be built up gradually, the movement of sand must be controlled and limited by the construction of a range of groynes of a length and height and at intervals so determined as to prevent or reduce the destructive lateral movement of the sand along the coast. The design of such a scheme requires a thorough knowledge of the hydrographic history of the coast and a complete understanding of the hydraulic laws governing the movement of beach material over long and short term periods along that particular part and the adjoining stretches of the coast. This applies also, of course, to a certain extent for sand beaches in front of sea-walls.

In principle groynes serve to fix the position of the low water mark along beaches and where deep channels are found they also serve to fix or cut off these channels. The length of the groynes is therefore more or less determined to reach at least to 4 m. depth of water whilst generally speaking it is practical to space them at distances of twice their length. The groynes are most efficient if they are streamlined to guide the course of sea currents with little disturbance. From the seaward end they are therefore built with a horizontal crest at maximum 75 cms. above low water level till the beach, the slope of which is followed to the foot of the dunes. The base of the groynes should, of course, be sufficiently deep to prevent erosion.

The use of bitumen has proved to be very effective in strengthening the seaward end of groynes by asphalt grouting the blocks of stone dumped under water to protect the end. Asphalt grouted groynes have endured rough seas on the North Sea coast of Holland for more than 15 years without maintenance and this asphalt treatment has become an established method of application. Recently, the use of hotmix asphalt layers and mats for the construction of streamlined groynes is being investigated on a practical scale to determine the possibility of applying locally available beach material and their long term behaviour.

#### BREAKWATERS

In a more or less similar way bitumen is also used to strengthen rubble mound breakwaters reaching far into the sea to protect the entrance to harbours or rivers. Under water asphalt grouting can also serve to key down stone blocks forming the foundation of vertical wall breakwaters but then it must generally be extended to a greater depth of water. Shortly work of this nature is to be carried out on a large scale at 12 m. depth since preliminary tests have been successful.

## BITUMINOUS CONSTRUCTIONS

## BITUMEN

Bitumen is a semi-solid product obtained from the distillation of asphaltic base crude oil. Various types of bitumen can be manufactured according to the method of distillation. In coastal engineering only straight run bitumens have been used up to the present time. These are manufactured by distilling off, in the presence of steam, the gasolene, kerosene and other oils of the crude product.

The grade of straight run bitumen is normally specified by its penetration at 25°C. The penetration figure is the figure indicating the depth in tenths of a mm. to which a needle penetrates the bitumen under specified conditions. The range of grades used in coastal engineering is from 10/20 to 180/200 penetration, the lower the figure the harder the bitumen.

Bitumen becomes a viscous liquid on the application of heat and will then coat and adhere to most types of aggregate having clean, dry surfaces. On cooling down to atmospheric temperature it has cohesive binding properties.

Bitumen offers certain advantages in hydraulic engineering because it can be applied in a number of ways. In practice, it is normally used with a mixture of mineral aggregates, such as crushed stone, gravel and sand. Mineral fillers, such as limestone dust, slate dust and asbestos fibres, may also be added so that the mixtures can be varied and their properties adjusted to fit the work for which they are used.

Bitumen is used in the form of an emulsion to assist the growth of grass on back slopes of sea-walls. A bitumen emulsion may be defined as a liquid product in which a substantial amount of bitumen is suspended in a finely divided condition in an aqueous medium by means of one or more suitable emulsifying agents.

## METHODS OF USE

There are three established main methods of applying bitumen in coastal engineering: asphalt grouting, asphalt jointing and asphalt surfacing. A fourth method of using bitumen consists in laying prefabricated asphalt mattresses which, however, require further investigation of the conditions of application.

For works carried out above low water level, all three established methods can be used.



For works carried out under low water level, asphalt grouting can be used to fix stone blocks of groynes and breakwaters to prevent displacement. Asphalt mattresses are applied to protect more or less level granular surfaces from erosion by waves or currents.

#### Asphalt Grouting

For works above water where a hand pitched stone revetment is newly laid or requires maintenance, it can be strengthened by filling the voids between the blocks with an asphalt grout composed of approximately 72% fine sand, 10% filler and 18% bitumen by weight. The consistency of this asphalt mixture can be varied to suit conditions by increasing or reducing the bitumen content to 20%, respectively 15%. The size of the voids, the depth of penetration, the grading of the sand, and the atmospheric temperature all affect the behaviour of the hot asphalt grout. For moderate climates bitumen of 60/70 pen. is generally used but for tropical conditions, the harder bitumen of 30/40 pen. is required.

The asphalt grout is generally mixed in the usual type of hot-mix road plant fitted with a paddle mixer. It is then transported from the mixer in a lorry-mounted container fitted with a mechanical stirrer, similar to a mastic cooker as used for road construction work. If the asphalt grout is mixed at the usual temperature of 180°C. it will arrive at the site at a slightly lower temperature and can then be spread over the surface of the stones and into the voids with squeegees. For this purpose, one end of the steel chute is attached to the outlet of the container, whilst the other is moved over the surface of the stone layer. If the slope is steep, grouting should always be started at the top as otherwise the grout will be wasted by its flowing over finished work that has already cooled and set.

The quantity of grout required for a given surface will, of course, largely depend on the size of the voids. As a guide, however, it can be mentioned that a layer of basalt blocks 60 cms. thick requires about 250 kgs. per sq.m.

If the sides of the stone blocks are dry and can be well cleaned, the quality of the work can be improved by priming the sides with a mixture of 75% bitumen 10/20 and 25% kerosine.

The same method of asphalt grouting can also be adopted to a layer of dumped or roughly pitched stones instead of a layer of neatly set stone blocks. As a matter of fact, the cost of asphalt grouting can be covered by saving in costs on the stone work. The saving by using crushed local stones of smaller size and less angular in form and the saving in labour costs and time

by rough laying can be appreciable. The thickness of the layer will depend on the exposure of the coast to waves. A minimum thickness of the layer is 10 cm. with stones of 5 cm. size and this will roughly require 6 kgs. of asphalt grout per sq.m. and per cm. thickness of the layer. A solid, continuous and flexible facing is obtained in this way.

For works under water asphalt grout serves the same purpose of keying down the stone blocks by forming one large flexible mass. Groynes and breakwaters are often formed by dumping large blocks in the sea or their foundations protected in that way. When maintenance costs are high owing to blocks being washed away during storms it may be worth while to consider asphalt grouting. For new structures savings in heavy construction equipment and in cost of material can be achieved by using asphalt grouted blocks of a smaller size.

The composition of an asphalt grout dumped under water as well as its mixing is similar to that used above water. The asphalt grout can be dumped into the water or can flow through a steel chute on surfaces not more than one or two meters below the surface of the water. At greater depths the asphalt grout must be lowered in a clamshell bucket which is opened near the stone surface. Little grout is lost, if any, because the water will cool the surface of the mass of grout thus forming a protective skin whilst the hot core of the grout will penetrate into the voids and find its way like a mass of hot lava from a volcano.

Without a trial it is difficult to estimate the amount of asphalt grout required to fill the voids between stone blocks as it depends on the size of the voids and the depth of penetration of the asphalt mixture but the following figures may serve as a rough guide: about 250 kgs. per sq.m. stone surface for blocks of 100 to 200 kgs., 250 to 800 kgs. per sq.m. for blocks ranging from 200 to 1000 kgs. and 800 to 1000 kgs. per sq.m. for blocks weighing 1 to 3 tons.

In order to avoid uplift by hydrostatic pressure the thickness of the grouted layer should be at least 1 m. to 1.5 m. Asphalt grout will penetrate to a greater depth between large blocks. It is sometimes possible to reduce the volume of voids and consequently the amount of grout required by partly filling the voids with smaller blocks either before grouting or else by throwing stones in the grout as it flows into the voids. The amount of smaller stones should, of course, not be so large as to prevent adequate penetration. For this type of work it is essential to bear in mind that the blocks should have an irregular form and that a certain ratio between the masses of asphalt grout and blocks is required to obtain a good result.



Photo 1. Asphalt grouting. (Copyright L. Spronk, Domburg, Holland)



Photo 2. Asphalt jointing  
(Photo by courtesy of the Chief  
Engineer - Essex River Board).

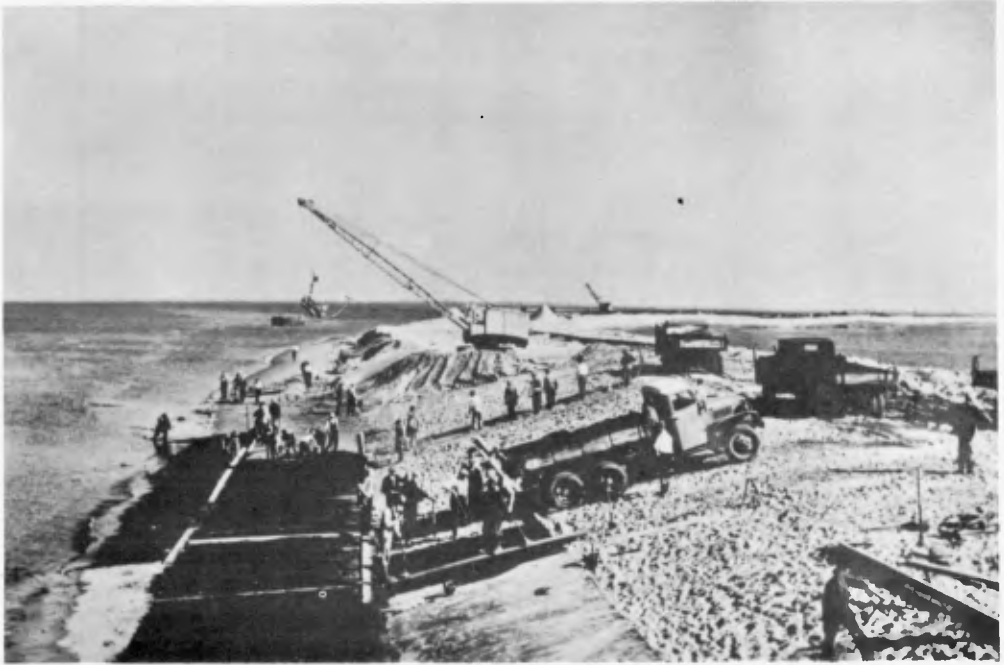


Photo 3. Asphalt surfacing. (Copyright Jac. de Boer, Den Helder, Holland).

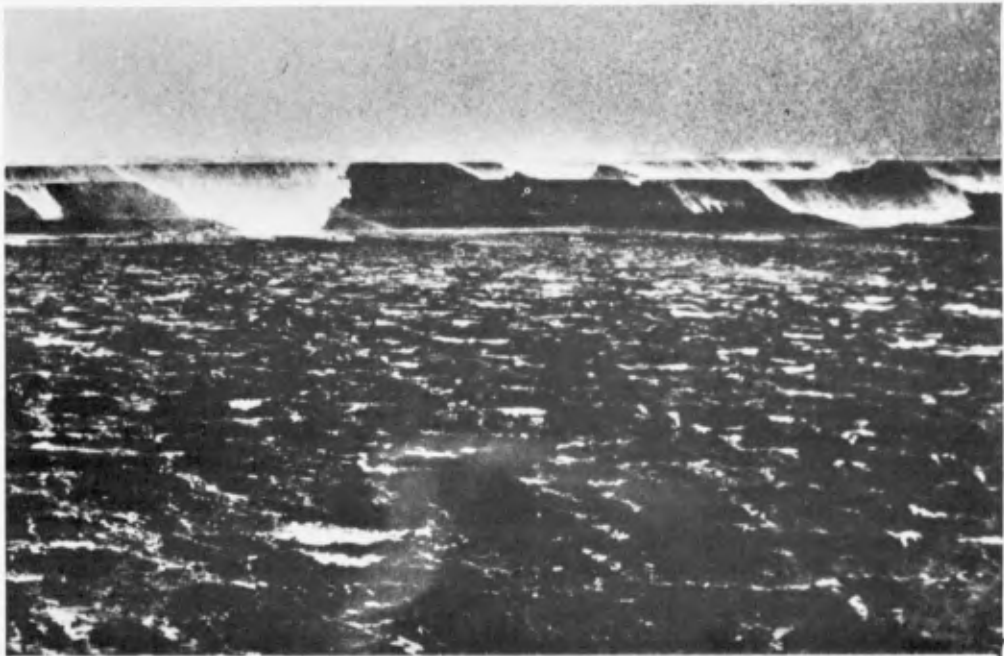


Photo 4. Asphalt wall overtopped. (Copyright Van der Pijl, Harlingen, Holland).

Asphalt jointing

For work above water consisting of a slope protected by neatly laid stone pitching or pre-cast concrete blocks or slabs it is obvious that the use of an asphalt compound to fill the joints will give additional strength to the construction. The facing of the slope will retain a certain degree of flexibility and follow settlements gradually so that defects can be observed and, if necessary, repaired before the season of storms begins which otherwise will do great damage. Rigid constructions will cover hollows and cavities on the slopes of banks until they are smashed during a storm when repair is out of the question.

It will depend on the composition of the compound whether it can be poured into the joints or whether it must be troweled. Application by pouring is the quicker method of working. Compositions may vary considerably according to climatic conditions, (temperatures), the size of the joints, the angle of the slope and the method of application. The correct composition of the asphalt compound can, however, be determined in a laboratory by adjusting the following compositions to suit the conditions of any particular work:

<u>Composition</u>	<u>Pourable</u>	<u>Trowelable</u>
Bitumen 40/50	40%	25%
Fine Sand	55%	70%
Asbestos fibres 2-4 mm.	5%	5%

The percentages are given by weight. Instead of short-fibred asbestos, sawdust, waste cotton, slagwool or rice husks can be used to give the compounds stability so that they will not flow on steep slopes.

Before using an asphalt compound for joint filling on a steep slope it should be tested on resistance to flow in a laboratory. There are two methods of testing, the joint flow test and the ball flow test.

The joint flow test consists of placing the asphalt compound in an imitated joint formed by a groove in a slab of concrete placed at an angle corresponding with the slope in actual practice and subjecting it to the maximum temperature expected during a period of several days. The movement of the compound, which is not supported at its foot, is measured by the amount of displacement of white dots marked on the surface of the compound in line with horizontal white lines on the concrete slab at the start of the test. The amount of displacement should be limited and movement should cease within 24 hours.

For the ball flow test, a specified quantity of the asphalt compound is kneaded by hand into spherical shape. It is cooled to below freezing point for 2 hours and then placed for 1 hour on a flat plate in a drying oven at the maximum temperature expected. The ball is then removed and after its shape has been fixed in cold water the ratio between its diameter and its height is determined. As an indication, of the suitability of a compound for filling joints of 3 cms. width on a slope with maximum temperature of 60°C., the ratio between diameter and height of the asphalt ball after the ball flow test should be not more than 1.5 for a 1 in 1 slope, 1.8 for a 1 in 2 slope and 2.0 for a 1 in 3 slope.

In order to improve adhesion of the asphalt jointing compound to the concrete faces of the joint, the latter should be primed with a mixture of 75% bitumen 10/20 and 25% kerosine. If joints are deep it is possible to economise in joint filling material by filling the joints to within 5 to 10 cms. from the top with small stone chippings or pebbles.

Asphalt joint filling compound is generally mixed by hand in an ordinary mastic pot or in the usual type of mastic boiler equipped with paddles. First the bitumen is heated to 180°C., then the asbestos fibres are gradually stirred in and finally the sand, which has previously dried, is added to the mixture. The asphalt compound is poured from buckets provided with spouts at a temperature of at least 160°C. The rate of application varies, of course, according to the volume of the joints to be filled.

#### Asphalt Surfacing

Asphalt surfacing with hotmix revetments, which serve as protective layers, has been developed to a considerable extent since 1947, especially for use on sea walls in Holland.

A hotmix revetment consists of a mixture of graded mineral aggregates, filler and bitumen, which is laid hot and consolidated by rolling or tamping to form a continuous flexible protective facing varying in thickness from 10 to 40 cms. for work on sea walls. It is recommended to obtain a dense bituminous layer by choosing local mineral aggregates which are sufficiently graded to form a practically impervious compacted mix in which the voids are filled with bitumen. In principle, the maximum size of aggregate should not be more than half the thickness of the finished layer.

Dense hotmix revetments can be of the asphaltic concrete type or of the sheet asphalt type, the latter being only a mixture of sand, filler and bitumen.

Practical limits for fine and coarse graded asphaltic

concrete mixes for dense revetments on slopes will be found to range as indicated in the following gradings:-

<u>Passing A.S.T.M.</u> <u>sieve</u>	<u>1" grading</u>	<u>½" grading</u>	<u>¼" grading</u>
1"	100%	-	-
¾"	80%	-	-
½"	60%	100%	-
¼"	46%	77%	100%
No. 10	33%	57%	75%
No. 40	17%	33%	45%
No. 80	12%	22%	30%
No. 200	5%	12%	15%
Bitumen <u>on</u> aggregate	6-8%	7-9%	8-10%

A fine graded mix is easier to work on a slope than a coarse graded mix.

The following limits will prove to be practical for a sheet asphalt type of mixture:-

Passing A.S.T.M.  
sieve

No. 10	100%
No. 40	60-90%
No. 80	30-50%
No. 200	10-20%
Bitumen <u>on</u> aggregate	10-12%

In these grading tables the aggregate retained on the 10 mesh sieve is stone, the material between the 10 mesh and 200 mesh sieve is sand and that passing the 200 mesh sieve is filler.

Asphalt surfacing, which is in regular contact with water, should be impervious if composed of fine aggregates because otherwise water will penetrate into the asphalt layer in which deterioration will gradually occur. Dense impervious hotmix asphalt revetments contain only 2-4% voids which are attributed to small air-pockets remaining in the finished layer under the kneading action of a roller or the action of a vibrator.

On sea walls built with a sand body, it is necessary first to cover the loose sand surface with a cheap type of asphalt levelling course before being able to apply the resistant, dense and impervious asphalt surface course. Originally, the base

course was composed of a mixture of sand, and 6% bitumen but for reasons of durability, it is now considered preferable to apply a base course of higher quality, especially under low water level, practically consisting of a well graded asphaltic concrete layer composed of crushed gravel, sand, filler and bitumen. As this base course cannot be properly consolidated, it will still contain 6-8% of voids, which is, however, a great improvement on the original sand asphalt base course which contained 22% or more of voids.

Generally, the top course of dense asphaltic concrete is 10 cms. thick whilst the asphalt base course varies in thickness according to the conditions of exposure of the coast. A thickness of 30 cms. has been the maximum at the foot of a sea wall whilst near the crest the asphalt base course will have a thickness of 10 cms. This base course can be continued over the crest and down the back slope till about one meter passed the inner foot of the sea wall as a protective layer against erosion of the surface of a sea wall by over-topping waves or water. A tack coat of 1 kg. per sq.m. soft bitumen is sprayed between the base and top courses.

The asphalt mixtures for hotmix revetments are mixed in special mixing plants, such as are employed for road construction. The heated mineral aggregate, the cold filler and the hot bitumen are introduced one after the other into the mixer and then mixed for at least one minute. The output of such plant varies from 5 tons per hour to 100 tons per hour, according to the size of the mixer. From the mixing plant the hotmix is transported to the laying position in insulated lorries which dump their contents on to steel plates from which the mix is laid by shovelling and raking. A roller of 2-6 tons weight finally consolidates the mixture to form a continuous asphalt layer of the required thickness. Mechanical devices for spreading and consolidating asphalt mixes on slopes of sea walls have not yet been used but there is no doubt that further development of equipment will take place in the near future.

#### EXAMPLES OF APPLICATION

##### PETT SEA WALL - SUSSEX, ENGLAND

A sea-wall over a mile long at Pett, West of Rye, was completely reconstructed in 1947 to 1950 according to the latest views on the reduction of wave attack and uprush by giving the wall a profile as shown in figure 2. A fairly flat slope reaches up to the highest recorded storm flood level where a 1 in 8, wide, berm takes the energy out of the waves which then rush up a steeper slope to hardly reach the pre-cast coping on the crest of



the sea-wall. Provision is made to prevent erosion at the toe of the wall by a steel sheet piling and to prevent hydrostatic pressure caused by the receding tide by a drainage system leading through the wall to a salt-water storage ditch which can also collect spraywater.

The slopes were covered with asphalt jointed pre-cast vibrated concrete blocks: for the lower slope 2 ft. square and 8 in. thick, for the top slope 1 ft. square and  $4\frac{1}{2}$  in. thick, laid on clay. The asphalt jointing compound consisted approximately of 47% bitumen 20/30, 47% sand and 6% short-fibred asbestos.

On the berm the shingle was first sprayed with a bitumen emulsion as a priming coat at the rate of 1 kg. per sq.m. The asphalt surfacing was then laid in two courses. The 1 inch base course, composed of 75% sand, 10% limestone filler and 15% bitumen 180/200 served to provide a firm foundation for laying and consolidating the 2 inch top course of 72% sand, 15% limestone filler and 13% bitumen 180/200. Only fine aggregates were used in these mixes because it had been experienced on a nearby trial section that coarse mixes were more liable to deteriorate under the wear and abrasion of the continuous action of waves and shingle. A  $2\frac{1}{2}$  ton road roller, working parallel to the coastline, was used to consolidate the sand asphalt courses.

For quick growth of grass, the back slope of the wall was harrowed, covered with an inch of soil and suitable grass-seed sowed and raked in at a rate of 1 ounce per sq.yd. The surface was then sprayed with bitumen emulsion at a rate of 1 gallon to 6 sq.yds.

#### ESSEX COAST - ENGLAND

The "Essex River Board" is responsible for the maintenance of 310 miles of tidal defences. Experimental work was started in 1937 on the use of concrete blocks, slag, or Kentish rag stone, with joints filled with bituminous mortar. Since 1945 a programme for improving the sea-walls on a larger scale was started but owing to the shortage and high cost of rag stone pitching the present method of pre-cast concrete block revetments with asphalt jointing was developed in particular. The size of the blocks, made of a  $1:1\frac{1}{2}:3$  mix vibrated concrete, is actually standardised at 15" x 15" x 5" thickness for estuary work which is increased to 9" or even 12" in more exposed areas. The jointing compound consisting of 47% sand, 47% bitumen 20/30 and 6% asbestos fibres, is poured by hand from cans with tapered open spouts.

The value of an impermeable and flexible revetment having

a tensile strength of its own was evident during severe tidal surge conditions as in 1953 and the Essex River Board has decided to use only this type of revetment on wall faces where overtopping or percolation have to be considered. Up to the present time some 365,000 sq. yards have been laid.

At Canewdon an experimental length of estuary wall was built in the autumn of 1953 with the aim of carrying out comparative tests on the erosive effect of overtopping water on grass-covered and asphalt-covered back slopes. The earth wall has been built to a level of 1 ft. above the 1953 surge tide, with front revetment of concrete blocks with asphalt jointing, wave break of pre-cast concrete slabs along the crest and with top and back asphalt surfacings, some 6", some 4" and some 2" thick. The asphalt layers consist of a mixture of 90% sand, 4% filler and 6% bitumen 40/50, mixed in a road mixing plant, transported in Decauville trucks, dumped, shovelled, raked and finally consolidated by tamping on a thick plank to obtain the required thickness.

#### LINCOLNSHIRE COAST - ENGLAND

Along a 12 mile section of the south bank of the river Humber near Grimsby great damage occurred in the 1953 floods. In reconstruction the bank has been raised to a reasonable level and widened to permit the passage of vehicles along the top. The seaward bank protection now consists of a layer of asphalt grouted slag pitching in separate bays formed by concrete beams at 30 ft. intervals which serve to localize possible damage during storms. The foot of this protection consists of further concrete beams carried down into the clay. At the top of the slope the construction of a small wave return wall may be considered after due settlement of the bank. The top of the bank has been stoned and will eventually carry a rolled tar or a grouted surface.

The asphalt grouted facing on the 1 in  $2\frac{1}{2}$  seaward slope is built up of random slag of roughly 4" to 8" size grouted with an asphalt mixture of 72% sand, 10% filler and 18% bitumen 60/70. Where slag is laid on clay core the rate of application is about 8 sq.yds. per ton of asphalt grout and where it is laid on an existing layer of slag, stone or chalk, the rate is 6 sq.yds. per ton.

The asphalt mixture was made in a normal hotmix plant erected behind the sea wall. The mix was transported in lorries fitted with mastic cookers, from which it flowed through a chute for the actual grouting.

Between Sandilands and Chapel a similar asphalt grouting

was carried out but here it was a stone pitching on a newly built clay bank of some 5 miles length.

On a short stretch south of Sutton, the Acre Gap, reconstruction work consisted of building a stone bank surface grouted with cement mortar. Panels, formed by concrete beams, were built on this surface and filled with asphalt jointed concrete slabs.

#### HUTTES SEA-WALL - FRANCE

This sea-wall, which is submerged at high tide, forms part of the important coast defence works serving to protect the beach and the narrow stretch of dunes, behind which are situated the well known vineyards of Médoc, against the severe erosion caused by the storms in the Bay of Biscay. It was constructed in 1935 to 1938 according to the design of figure 3 to replace a former sea-wall which had been destroyed. In plan it has the appearance of the tooth-edge of a saw and is built parallel to the dunes forming large bays between the submersible wall and the dunes which collect sand deposited during high water periods to build up the beach. It is an efficient but expensive type of construction.

The step-like concrete wall was partially destroyed by war damage and in 1945 the concrete blocks forming the steps were replaced by large boulders. Asphalt grouting, partly under water, was carried out in 1949 to key down the boulders. The asphalt grout of usual composition was dumped in the voids between the boulders with a large bucket and has proved to be very effective in protecting the foundations and the sea-wall itself.

#### NORTH JETTY OF THE RIVER ADOUR - FRANCE

The northern concrete wall forming a jetty at the entrance of the river Adour near Bayonne is protected on the inner side by large concrete blocks of 15 and 25 tons weight. The maintenance of these blocks was expensive as they were washed away regularly during storms.

In 1949 asphalt grouting was applied in the usual way partly above and partly under water. The interesting part of this work was, however, that means were sought to reduce the volume of the voids and consequently the amount of asphalt mix required, in two ways. The first method was to build dry masonry work of small boulders in the voids before asphalt grouting in layers of 50 cm. to 80 cm. depth. In applying this method care should be taken to use boulders of sufficient size and to use a limited depth of masonry layer so as not to prevent penetration of the asphalt grouting mix to the required depth. The other method consisted

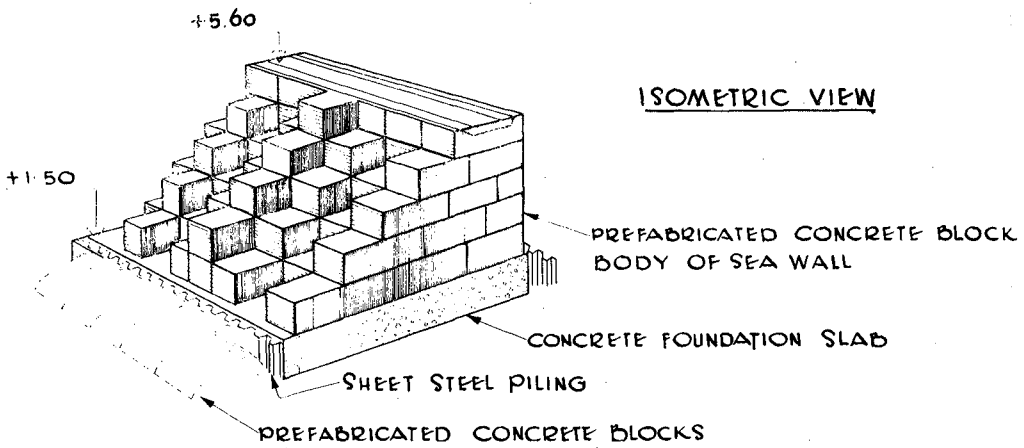


Fig. 3. Huttes sea wall, France.

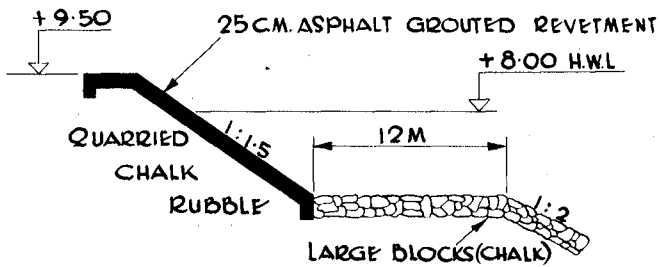


Fig. 4. Seine Estuary wall, France

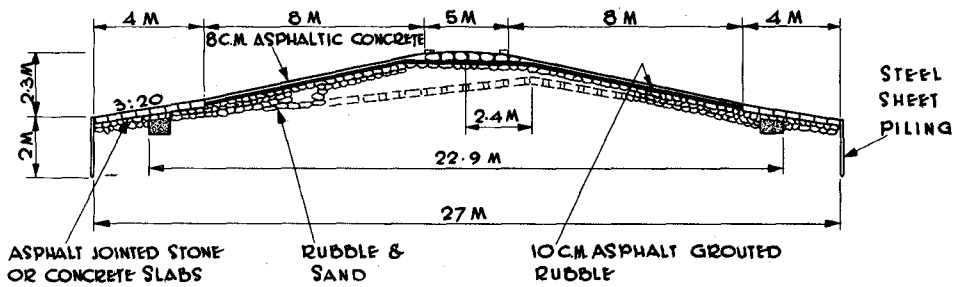


Fig. 5. Groyne at Duinberger, Belgium.

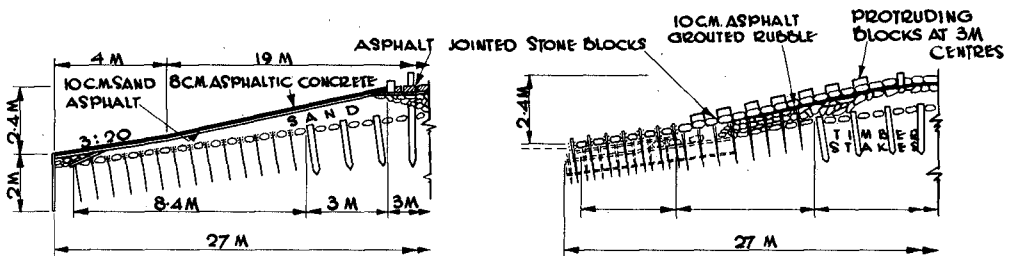


Fig. 5a. Groynes at Knokke-Zoute, Belgium.  
(Existing groynes retained and built up to new level.)

in throwing small boulders in the asphalt mix as it flowed into the voids.

#### RIVER SEINE ESTUARY - FRANCE

For the improvement of the navigable channel in the wide entrance of the river Seine it was necessary to build an estuary wall of 13 K.M. length along the southern bank according to the cross section of figure 4. The body of sand was protected by a thick layer of quarried chalky stone. This stone is not frost-proof but as it was known from experience that its durability is satisfactory if washed daily by tidal water it could be used for the protection of the berm and lower slope in the form of blocks of some 80 kgs. weight each.

For the protection of the 1 in  $1\frac{1}{2}$  top slope a trial section of asphalt grouted revetment was carried out in 1951 behind an earth wall to be dredged away later on. Frost-proof silex stones, weighing 4 to 9 kgs. were laid to a thickness of 25 cm. and grouted with an asphalt mixture of 78% river sand 0-2 mm., 5% limestone filler and 17% bitumen 60/70. About 160 kgs. asphalt grout were used per sq.m. slope. At the bottom of the slope a strong foot was built by grouting a kerb in the berm of 75 cm. x 30 cm. section.

An extension of this work to a length of 2.2 K.M. was carried out in 1953. For the execution normal road mixing plant was used. The asphalt grout flowed from a steel trough attached to a mastic cooker, used as means of transport, and was spread over the stone surface with squeegees.

#### COAST OF KNOKKE-ZOUTE - BELGIUM

Since 1952 the protection of the eroded Belgian sand beach from Zeebrugge to the Dutch frontier is gradually being improved by the reconstruction of old and the building of new groynes.

An interesting part of the work is the use of various methods to build up the existing groynes to a new, higher, level depending on their exposure to waves and currents, (figure 5) in the following ways:-

- (a) the least exposed parts are built up with a core of sand covered by an asphalt surfacing of 10 cm. sand asphalt and 8 cm. asphaltic concrete with a crest of asphalt jointed stone blocks.

- (b) the more exposed parts are built up of a rubble-sand core covered by 10 cm. asphalt grouted rubble and 8 cm. asphaltic concrete and a similar crest.
- (c) the most exposed parts are built up of a rubble-sand core covered by 10 cm. asphalt grouted rubble and asphalt jointed, partly protruding, stone blocks and the same type of crest.

The ends of the groynes are built up of heavy blocks which are asphalt grouted, partly under water, to a depth of 0.80 M.

SEA WALL OF KIEL BAY - GERMANY

The design and construction of this sea-wall is interesting because it is a practical application based on experiments to determine the most efficient type of seaward slope protection.

The profile of a sea wall must be determined in such a way as to resist the strength of the incoming wave and reduce its uprush. Its seaward protection must, therefore, be heavy and have a rough surface. If the sea wall is built up of sand the protective layer must also be waterproof.

These were the basic principles for the experiments carried out recently for the "Marschenbauamt Husum" by the "Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau" (Francius - Institut).

The results of the experiments are given in the following table:-

Type of surfacing	Slope	Coefficient of Roughness %	Uprush in M. above zero			
			steep waves max.	flat waves aver- age	steep waves max.	flat waves aver- age
Smooth concrete	1:3	0	11.00	8.91	13.50	11.37
Sand asphalt	1:4	27 <sup>x</sup>	10.10	8.58	11.40	10.25
Asphaltic concrete	1:4	65 <sup>x</sup>	8.50	7.75	10.40	9.43
Basalt handpitching	1:4	70 <sup>x</sup>	8.30	7.78	10.00	9.15
Asphalt-Rubble pitching	1:3	100	8.30	7.43	8.50	7.60

<sup>x</sup>Taking concrete as 0 and asphalt-rubble pitching as 100.

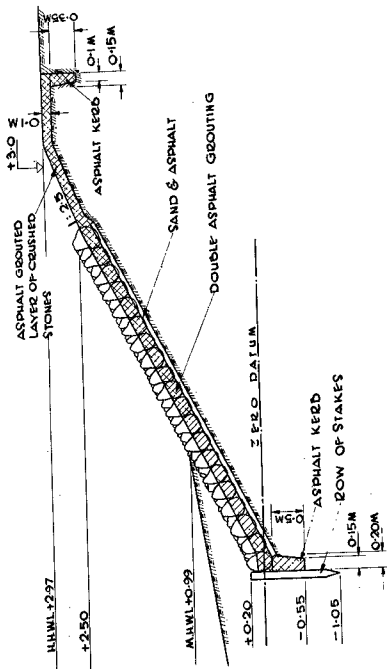


Fig. 6. Kiel Bay sea wall, Germany.

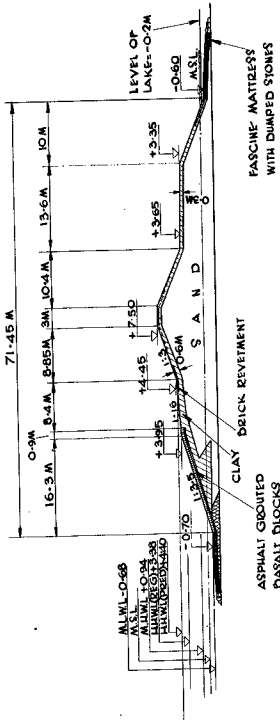


Fig. 7. Brielse Maas sea wall.

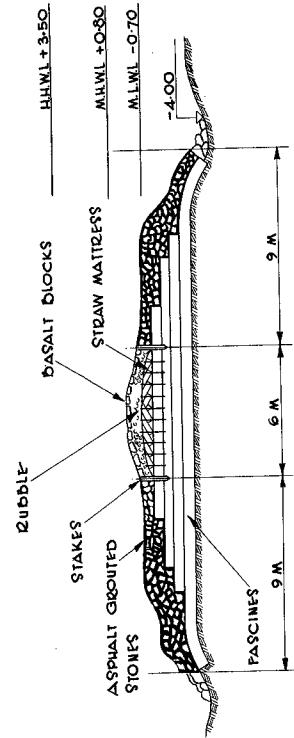


Fig. 8. Delfland groyne.

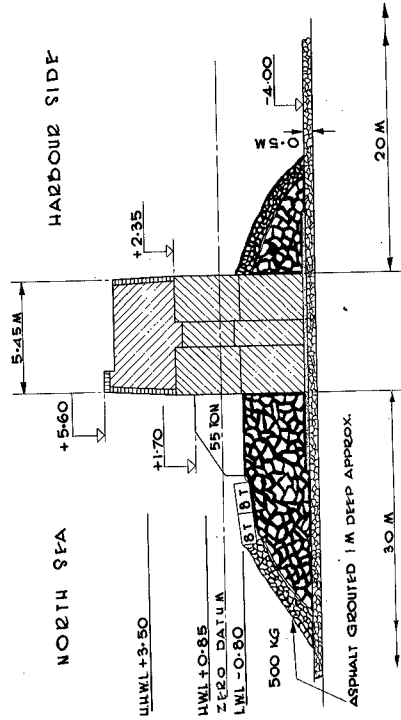


Fig. 9. Scheveningen harbour wall.

The ratio of wave height to wave length for steep waves was 1:24 against 1:42 for flat waves. The highest high water level was 3.75 M. and the crest of the waves 6 M. above zero datum. For a fair comparison the uprush on a 1 in 3 slope should be reduced because the length of friction between protective surfacing and wave is longer for a 1 in 4 slope so that the difference in uprush between the asphalt-rubble layer and the basalt handpitching is still greater than indicated in the table.

The weight of the protective asphalt grouted rubble layer at Kiel Bay (figure 6) is built up as follows:-

120 kg. per sq.m. sand asphalt
550 kg. per sq.m. rubble 35-40 cm.
50 kg. per sq.m. first asphalt grout with bitumen 80/100
30 kg. per sq.m. second asphalt grout with bitumen 60/70
<hr/>
750 kg. per sq.m. in total

The physical and chemical resistance of such a continuous protective surfacing is great. The rubble protrudes 15 to 20 cm. above the asphalt layer.

As regards the execution the sand asphalt surfacing consisted of 93% dunesand and 7% bitumen 180/200. Asphalt grouting is carried out in two subsequent operations after the rubble has been placed on the sandasphalt. The first asphalt grouting must penetrate to the bottom of the voids in the rubble and form a seal coat. This asphalt mixture of 60% dunesand, 20% limestone filler and 20% bitumen 80/100 therefore contains a fairly high percentage of a soft bitumen. The second asphalt grouting serves also to key down the rubble but is composed of 60% dunesand, 22% limestone filler and 18% bitumen 60/70, that is, containing less bitumen of a harder grade in order to possess more resistance to flow at a high atmospheric temperature on a 1 in 2 slope. An advantage of this construction is that the form of the stones is not so important and the laying can be rougher than if the rubble were used without an asphalt grouting.

This asphalt-grouted revetment has been in service during two winters and especially during the severe storm of January 4th 1954 in the Baltic Sea the effect of the rough surface was demonstrated as it reduced the uprush in comparison with adjacent protective revetments. It is a method of construction that can be especially recommended for the top part of sea wall revetments where the uprush of waves has to be limited.



## BRIELSE MAAS SEA WALL - HOLLAND

This sea wall was built in 1952 to close the mouth of the Brielse Maas. The design of the cross section as shown in figure 7 shows a sea wall with a modern profile and a berm at storm flood level. The body was built of sand by the hydraulic fill method behind a clay wall, rising above mean high water level. The protection of the slopes of the sea wall was carried out in the conventional way with clay over the whole surface covered by rubble and heavy basalt blocks on part of the seaward slope.

This seaward slope was badly damaged during the storm of January/February 1953. It was, therefore, decided to increase the strength of the basalt slope by asphalt grouting the surface to fill the voids between the stones with a mixture of 70% dune sand, 10% filler and 20% bitumen 50/60. In total 15,000 sq.M. were treated at a rate of 170 kgs. asphalt grout per sq.M.

## DELFLAND GROYNES - HOLLAND

Except for some short stretches the coast of Holland is protected by dunes which would be subjected to erosion during storms if the sandy beach were not kept in balance by groynes which limit the lateral drift of sand. Many groynes are built up of fascine mattresses covered with stones and boulders as indicated in figure 8. These groynes are satisfactory in performance but require a good deal of maintenance especially in keeping the end sufficiently protected by basalt boulders of 500 to 1000 kgs. and more weight which are frequently washed away during winter storms.

The first application of asphalt grouting, at the end of a groyne, partly above and partly under water, was carried out in 1938 on two Delfland groynes at Scheveningen with the purpose of forming one large plastic mass of boulders enclosed in an asphalt mixture composed of 70% beach sand, 10% filler and 20% bitumen 60/70. Experience showed that if the asphalt mixture had the right consistency, it would have a specific gravity of about 2, and would penetrate 1 or 2 M. into the voids between the boulders, even under water.

These groynes have now been in service for 16 years without any maintenance and this method of application is being continued all along the coast so that now more than a hundred groynes have been asphalt-grouted.

A similar type of asphalt grouting has also been carried out since 1946 on the northern and southern breakwaters of 2 K.M. length protecting the entrance of the Nieuwe Waterweg at the Hook of Holland, the main shipping canal to Rotterdam. Here also main-

tenance work has been reduced to a minimum.

#### SCHIEVENINGEN HARBOUR WALL - HOLLAND

The harbour walls are of the vertical wall type, extending only about 250 m. into the sea from the shore line. They are built of precast concrete blocks on a base of fascine mattresses which prevent settlement due to erosion (figure 9). Above mean high water level each wall is capped by a concrete slab built in situ. Its foot is protected all along the outer side, round the end and partly along the inner side by basalt boulders, varying in weight from 1000 to 1500 kgs., dumped up to just above low water level. As these boulders were washed away regularly heavy concrete blocks of 55 tons each were first laid along the seaward foot of the wall, followed later on by two rows of smaller concrete blocks weighing 7 to 8 tons each.

Although damage by storms was reduced it was only a matter of calculation, based on the experience of the Delfland groynes, to conclude that asphalt grouting would save more money. First the northern breakwater was grouted in 1948 and later on also the southern one. The asphalt mixture was transported by lorry-mounted stirrer kettles from a hotmix plant over a distance of 5 k.m. right to the end of the harbour wall. There the mix flowed through a chute from the top of the wall to the surface of the boulders where the hot fluid mass was directed into the voids. About 1000 kgs. asphalt grout was used per sq.m. of stone surface. Practically no maintenance has been required any more although the harbour walls have been exposed to severe storms on the North Sea such as that of January/February 1953.

#### BREAKWATER AT HARLINGEN - HOLLAND

The construction of the asphalt revetment on this breakwater is important in as much as it opened new views on the use of bitumen for coastal engineering and also, as is apparent now, a new scope for applications.

In 1947 a design for a breakwater built up of a hydraulic fill sand core protected by an asphalt surfacing was determined and a trial section carried out (figure 10). Reasons for departing from the conventional type of clay and stone protection were the practical impossibility of importing suitable stone blocks under reasonable conditions and the shortage of labour for the specific type of work. There was a good opportunity to watch the behaviour of the new type of construction during the winter months and not much damage would be entailed if the construction failed. However, it did not and as a matter of fact confidence in this type of construction has increased step by step as new works have followed

regularly.

The breakwater at Harlingen is subjected every winter to several storms which cause waves and occasionally a thicker layer of water to flow over the crest of the breakwater without causing any damage to the asphalt surfacing. This is the best practical test possible to demonstrate the resistance to erosion by overtopping water of an asphalt revetment on the back slope of a sea wall.

The general method of construction was first to remove the soft top layers of the sea bed by dredging until a solid sand base was obtained. On this base the core of the breakwater was built up with sand, either by dumping from hopper barges or by pumping through pipes as a sand water mixture. The sand core was then given a protective surfacing of sand asphalt mixtures of varying bitumen content and varying thickness as indicated in figure 10.

The layer of 40 cm. thickness on the sea side was composed of a mix of 90% fine sand and 10% bitumen 50/60. For the rest of the breakwater the thickness of the layer was reduced to 25 cm. and a leaner mix was used of 95% sand and 5% bitumen. The hotmix arrived from mixers as used for road work in lorries driven over steel plates on the sand or over the finished asphalt layer. The mix was dumped, spread by shovelling and raking in bays of 5 M. x 5 M., all edges being painted with hot bitumen before the laying of another bay. Consolidation was done in one layer by tamping on thick planks. This gave better results than rolling. While the surface was still warm enough for good adhesion, a seal coat of bitumen 80/100 was applied at 2 kg. per sq.m. Finally, a thin surface dressing of bitumen at 1 kg. per sq.m. was sprayed on and covered with sea-shells to give a light colour to the surface.

The foot of the outer slope is protected by creosoted timber sheet piling driven to a depth of 1.50 M. Against this sheet piling fascine mattresses were laid in a strip 15 M. wide and loaded with 700 kg. rubble per sq.m. On a section 100 m. long prefabricated asphalt mattresses 15 m. x 5 m. x 15 cm. thick were substituted for the fascine mattresses as a trial. These asphalt mattresses were composed of 80% fine sand and 20% bitumen 50/60. To facilitate handling, four 4 cm. diameter steel cables with projecting loops were incorporated in the mattresses, the cables having small steel plates attached at 1 m. intervals to prevent the asphalt mattresses from slipping on the cables under their own weight when lifted. The mattresses were prefabricated on the quay-side, conveyed to site on the deck of a barge, lifted and placed in position by floating crane.

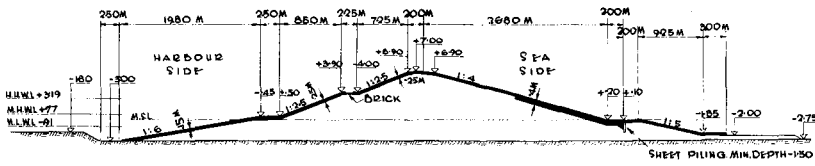


Fig. 10. Harlingen breakwater.

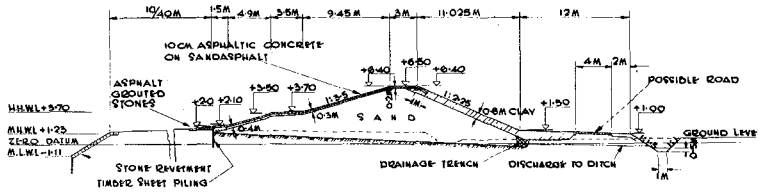


Fig. 11. Goeree - south coast sea wall.

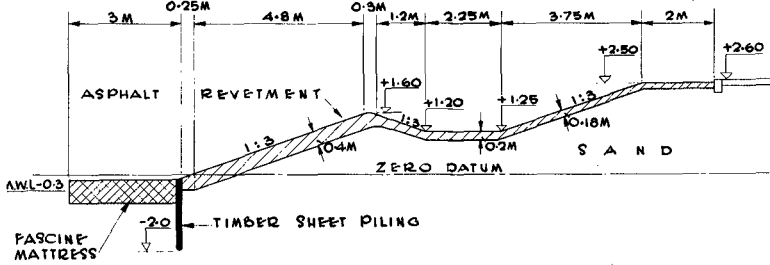


Fig. 12. Zuiderzee works - East Polder, dike at Elburg.

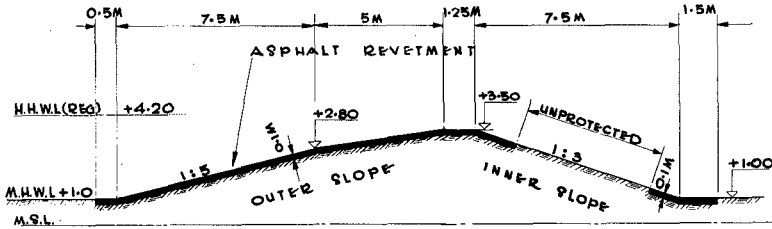


Fig. 13. Anjum sea wall.

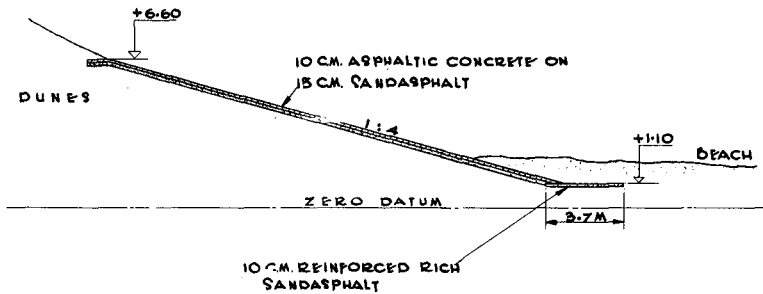


Fig. 14. Dune protection of Delfland, S. Gravenzande.

The foot of the inner slope below water level was given a 15 cm. protective layer of the richer sand asphalt mix. This layer was put down after the water enclosed between an old and this new breakwater had been pumped out.

This new breakwater is 750 m. long and was built in 1948. Although the design of the asphalt mixtures has been improved since this work was carried out the method of construction for similar works has remained practically unaltered in principle.

#### SEA WALLS AT DEN HELDER - HOLLAND

The construction of the structures for the important extension of the naval port at Den Helder was carried out in the dry, beginning in 1949, behind a breakwater and within a number of permanent and temporary sea walls. Because of the speed of construction and low cost the breakwater and sea walls were built of sand covered with asphalt surfacing to a total length of some 6 k.m.

The cross sections of the walls were similar to that of Harlingen but improvements were gradually made in the asphalt work till the final construction was as follows. A base course, composed of 28.5% gravel 5-20 mm., 57% sand finer than 5 mm., 8% limestone filler and 6.5% bitumen 50/60 was first laid to a thickness of 10 cm. A tack coat of 1 kg. per sq.m. bitumen 80/100 was then applied, followed by a top course of 44.0% crushed stone 5-20 mm. 38% graded sand, 10.7% filler and 7.3% bitumen 50/60 to the same thickness of 10 cm. A seal coat of 1 k.g. per sq.m. bitumen 180/200 covered with sea-shells finished the work. The base and top courses were both rolled and only contained 6-8% and 2-3% voids respectively.

#### SEA WALL OF GOEREE - HOLLAND

The sea walls of the Island of Goeree Overflakkee were badly damaged during the January/February storm 1953, so that it was necessary to rebuild 5 k.m. of sea wall on the Northern coast and 18 k.m. on the southern coast before the following winter.

Essentially, both sea walls are of the same construction: (figure 11), a hydraulic fill sand core with a seaward asphalt surfacing of a sand asphalt base course and an asphaltic concrete top course, continued over the crest and 1 m. down the back slope which is further protected by a layer of clay 80 cm. thick, covered with grass. A timber sheet piling with an asphalt-grouted rubble berm protects the toe of the sea wall and a drainage system at the heel of the wall prevents a harmful water level arising in the wall.

The asphalt work, carried out according to specifications well established in Holland, comprised laying 300.000 tons of asphalt mixture (equal to 500 k.m. asphalt road carpet 6 m. wide and 5 cm. thick) of which  $\frac{2}{3}$  had to be finished before the winter to protect the island adequately during the winter. Consequently there were a dozen or more hotmix asphalt plants working at various locations during the summer of 1953 when 200 m. of sea wall had to be built and finished every day.

The base course of sand asphalt, 40 cm. thick at the foot and tapering to 10 cm. towards the crest, consisted of 84% sand, 8% filler and 8% bitumen 50/60. It was laid by hand raking and tamping on thick planks. The top course of asphaltic concrete 10 cm. thick, was composed of 45% crushed gravel, 37% graded sand, 10.7% filler and 7.3% bitumen 50/60 to form a dense waterproof layer after consolidation with a roller drawn up and down the slopes by a winch.

#### DIKE OF THE SOUTH-EAST-POLDER - HOLLAND

For the continuation of the reclamation work of the former Zuiderzee it was necessary to find means of protecting one of the enclosing dikes to be built in the sea near Elburg over a length of more than 20 km. with a temporary revetment. This revetment will have to stand up to wave attack and, as was experienced last winter, to a considerable weight of ice-floes whilst after reclamation of the area in 5 or 6 years' time, this revetment will be situated on the dry, reclaimed, side of the dike. It will then be covered with a layer of soil and grass.

It was decided to build an asphalt surfacing of sand asphalt according to the design of figure 12 containing no filler and 6% bitumen 50/60. Both the design of the profile of the dike and the method of construction of the asphalt facing are original. The berm in the form of a shallow trench serves to reduce the uprush of waves by the resistance of water which will accumulate temporarily in the trench during storms. The execution of the asphalt work is carried out as follows: the mixer, the sand drier and the bitumen boiler are mounted on wide gauge railway trucks which proceed slowly along the track as the laying of the mix advances. For the upper slope the asphalt mix falls from the mixer on a steel conveyor belt which deposits the mix on the slope where it is shovelled and raked and finally compacted by hand tamping on a thick plank as for the other part of the work.

#### SEA WALL AT ANJUM - HOLLAND

This sea wall of sandy clay, nearly 6 km. in length, was built for reclamation purposes in 1950/51 as a wall submerged

at high tide with its crest at + 3.50 m. whilst storm flood level rises to + 3.40 m. Otherwise than during storms the sea wall is practically not washed by sea water (figure 13).

The noteworthy part of this wall is the design of the asphalt surfacing which is laid on the seaward slope over the crest of the wall and 1.50 m. down the back slope, and as a strip of 2 m. width at the heel of the wall. The remaining part of the back slope is protected by grass. This method of protection has proved very effective, especially in preventing the beginning of erosion by overtopping water at the heel of the wall when other walls with complete grass back slopes in the neighbourhood were badly damaged.

The asphalt surfacing of 15 cm. thickness consists of a sand asphalt mix containing 6% bitumen and no filler. It is sealed with a thin layer of 2.5 kg. bitumen per sq.m. covered with sea-shells. The laying and consolidation of the revetment was carried out in the usual way.

#### DELFLAND DUNES - HOLLAND

During the storm of January/February 1953 the range of sand dunes along the coast of Holland was badly attacked in some places. At 's Gravenzande, near The Hague, the coast is protected by groynes and as the width of the dunes is not adequate a "second line defence" has been built some time ago in the form of a dike. Nevertheless, it has been considered wise to protect a particular stretch of the dunes themselves by an asphalt surfacing to a total length of some 600 m. This is one of the few examples of an artificial revetment on the dunes in Holland, if not the only one. (figure 14).

The foot of the asphalt protection is laid at + 1.10 m. which is just above mean high water level and generally under the level of the beach so it is covered with sand. The horizontal part of the asphalt protection is designed to be very flexible so that if erosion occurs near the outer edge, the reinforced asphalt mat of 3.70 m. width will bend to protect the foot till a new equilibrium is attained. This mat consists of a layer of 10 cm. rich sand asphalt composed of 70% beach sand, 10% filler and 20% bitumen 50/60, reinforced with sisal cord of 6 mm. diameter knotted to form a net with 10 cm. meshes. The asphalt protection on the 1 in 4 slope consists of a 15 cm. sand asphalt layer covered by a 10 cm. dense asphaltic concrete layer, both designed and built in the usual way.

## REFERENCES

"Use of Bitumen in Hydraulic Works", by C.H. Dobbie, B.Sc.(Eng.) M.I.C.E. and E.J.R. Kennerell, B.Sc. (Eng.) A.M.I.C.E., Paper No. 5736 of the Journal of the Institution of Civil Engineers, February and October 1950.

"L'Utilisation du bitume pour les travaux maritimes", par M. Gilbert Dreyfus, Ingenieur des Ponts et Chaussées, Annales des Ponts et Chaussées, juillet/août 1951.

XVIIIth International Navigation Congress, Rome 1953. Section II, Question I, Paper by Ir. Baron W.F. van Asbeck. Ir. H.A. Ferguson and Ir. H.J. Schoemaker on "New designs of breakwaters and seawalls with special reference to slope protection".

Papers for the "North Sea Floods Conference" of the Institution of Civil Engineers, London, 17th December 1953. - "Damage to the Essex Coastline, and Restoration Works", by E.L. Snell, O.B.E., A.M.I.C.E., and "Damage and Remedial Operations on the Lincolnshire Coast" by F.H. Tomes, O.B.E., M.I.C.E.

"Über den Wellenaufschlag bei Asphaltdeckwerken" von Reg. - Bauassessor F.F. Zitscher, Husum, Bitumen 16. Jahrgang, 3 Heft, April 1954.

Report of the Departmental Committee on Coastal Flooding, London, 21st April, 1954.

"Structure des brise-mer", par M. Dreyfous-Ducas, Ingenieur des Ponts et Chaussées, Bordeaux, Navires, Ports et Chantiers, Février, 1954.

## RESUME

## LE ROLE DU BITUME DANS LA DÉFENSE DES CÔTES

Baron W.F. Van Asbeck

L'utilisation de bitume pour les travaux de défense des côtes peut souvent avoir des avantages lorsqu'il est nécessaire de procéder à la protection artificielle des digues, des dunes, des épis ou des jetées; ceci a été démontré par l'extension régulière des travaux bitumineux dans ce domaine pendant ces dernières dizaines d'années en Europe.



Dans ce rapport, le projet et la construction d'ouvrages de défense des côtes ne sont traités que du point de vue pratique. On étudie en premier lieu les divers aspects du projet hydraulique de ces travaux se rapportant à l'utilisation de bitume, en tenant compte des dernières expériences de la tempête de janvier/février 1953 dans la Mer du Nord. Pour les digues et les dunes, un talus côté mer à pente douce et une berme au niveau de la plus haute haute mer, ayant parfois la forme d'un fossé, réduit la force de l'attaque frontale et la montée des vagues, pour laquelle une formule a été établie. La protection du talus intérieur servant à empêcher des dégâts d'érosion par l'eau dépassant la crête de la digue, est aussi importante que la protection côté mer. On indique aussi les raisons pour lesquelles on utilise le bitume pour construire des épis "streamline" et pour solidifier les digues d'enrochements ou les fondations de digues réfléchissantes. La diversité des méthodes d'application de bitume fait qu'il convient aussi bien aux travaux économiques qu'aux travaux de défense de qualité, comme le demande chaque cas particulier.

On trouve en second lieu une description du produit bitume et de ses trois méthodes d'application établies pour les travaux des côtes. Ces méthodes sont: 1) pénétration au mastic bitumineux au dessus et au dessous du plan d'eau, 2) jointoyage au mastic bitumineux et 3) revêtement bitumineux. Puis viennent les principes de la méthode de détermination des compositions et de tous les autres facteurs importants pour l'application pratique de ces constructions bitumineuses.

Finalement, on examine en détail des exemples spécifiques de types variés de travaux de défense des côtes, comme ils ont été exécutés en Hollande, en Angleterre, en France, en Allemagne et en Belgique. Ils comprennent des travaux de génie civil sur les côtes de l'Atlantique, de la Mer du Nord et de la Mer Baltique.

Ce texte est accompagné de plusieurs plans et illustrations.

## Chapter 40

### LE LABORATOIRE DU HAVRE POUR LA MESURE DES EFFORTS DUS AUX LAMES

Pierre D. Cot

Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées,  
Directeur des Etudes et Travaux de l'Aéroport de Paris  
291, Boulevard Raspail, Paris 14

Le Comité International pour l'étude des efforts des lames, émanation de l'Association Internationale des Congrès de Navigation, dont la guerre avait interrompu l'activité, s'est reconstitué en 1950. Depuis, il s'est réuni à Paris (en 1950 et 1952), à Naples (en 1951 et 1953) et à Hannover (en 1954) pour prendre connaissance des rapports présentés par les délégations de divers pays et orienter les recherches en cours.

Les investigations poursuivies dans cette branche de l'océanographie sont de natures très diverses : presque uniquement théoriques en Espagne (M. Iribarren, M. Nogales) et en Allemagne (M. Hensen) où les chercheurs s'attachent à l'étude de la propagation de la houle et à la morphologie de la surface de la mer, elles sont principalement expérimentales en Italie (M. Gréco) et en France (M. Pétry, M. Besson, M. Cot) où elles font appel à un appareillage permettant la mesure directe des chocs des vagues. Entre ces deux tendances, certains Ingénieurs anglais (M. Bagnold) ou allemands (M. Hensen) associent à des recherches théoriques une expérimentation sur modèles réduits.

La station de mesures de Naples enregistre la pression développée en différents points d'une muraille verticale abordée par une houle qui s'y réfléchit. La station du Havre, au contraire, enregistre en différents points de la paroi d'une digue les efforts développés par une houle dont le déferlement est provoqué par le talus d'enrochements sur lequel repose l'ouvrage.

La station de mesures du Havre a été construite sur la digue nord du Port du Havre en 1949-1950, après une étude des procédés susceptibles d'être utilisés pour l'enregistrement de la pression exercée par les vagues.

Naguère, c'est au phénomène piézo-électrique, vulgarisé par les appareils de sondage par ultra-sons, que l'on avait fait appel pour transformer la pression développée par les vagues en courants électriques susceptibles d'en transmettre l'indication à distance (Station de Dieppe de MM. Pétry & Besson). L'utilisation du quartz est certes valable quand il s'agit d'enregistrer des variations rapides de pression et de supporter des pressions élevées. Mais les inconvénients sont nombreux : la lampe électromètre qui doit être obligatoirement placée à proximité immédiate du quartz, par conséquent dans le carter même de l'appareil fixé sur la paroi de la digue, est un organe fragile ; l'amplification est nécessairement faite en courant continu. Il en résulte des difficultés d'isolement qui entraînent la disparition des charges. La nécessité de disposer, dans le

circuit de grille de la lampe électromètre, des résistances de l'ordre de 1000 mégohms formées d'éléments séparés introduit des capacités parasites. L'amplification importante, qui est nécessaire en courant continu, accroît la distorsion. Bref, l'appareillage manque de fidélité.

On a utilisé dans l'étude de certains problèmes de pression, des quartz à variation de capacité associée. Ici le quartz est placé en série avec une capacité formée en ménageant une lame d'air entre une face de quartz et une membrane manométrique formant électrode. Les déplacements de la membrane font varier la capacité de l'ensemble, que l'on insère dans un circuit oscillant à fréquence variable. L'alimentation de l'appareil en courant alternatif lui confère une stabilité assez bonne. Malheureusement le dispositif est limité aux fréquences inférieures à 300 périodes par seconde. Il en résulte que les phénomènes rapides sont affectés d'une distorsion sensible. Enfin, le glissement de la fréquence dû aux réactions de la pression sur le quartz peut introduire une cause d'erreurs. Il ne semble pas qu'un tel dispositif doive être rejeté définitivement, mais il a été impossible d'obtenir des constructeurs des propositions sérieuses de fabrication.

Un autre système susceptible d'être employé est l'emploi de jauges à fil résistant. Ces jauges, dont l'usage est maintenant très répandu, ont l'avantage de l'économie et d'une grande facilité de mise en place. En outre, l'amplification se fait en courant alternatif. Malheureusement ces appareils résisteraient mal, fixés sur la paroi d'une digue, aux assauts de la mer. Résisteraient-ils que la constance de leurs indications serait douteuse. Toutefois, un tel système mérite d'être examiné de près. Si l'on suppose résolu le problème de la stabilité des strain-gages, on pourrait étudier la fixation de jauges de cette nature dans des organes robustes et étanches incorporés aux maçonneries des digues servant à l'observation.

Le système à variation d'entrefer utilise une membrane manométrique contrôlant les entrefers de deux transformateurs accouplés. Les tensions secondaires de ces transformateurs sont en opposition, et la tension résultante, théoriquement nulle lorsque les entrefers sont égaux, prend des valeurs positives lorsque le déplacement de la membrane produit une variation des entrefers. Un tel dispositif a l'avantage d'être alimenté en courant alternatif, et de se prêter aisément à l'amplification. Mais il offre l'inconvénient d'une réalisation difficile et la non-linéarité de la courbe de réponse du dispositif en rend l'emploi délicat.

On peut citer également les dispositifs à détecteur de pression purement manométriques, type Bourdon, qui ont été utilisés par le Woods Oceanographic Institute pour enregistrer les vagues produites par les explosions atomiques de Bikini. Mais ce dispositif ne convient pas à la mesure de pressions brusquement appliquées.

Le système adopté au Havre met en oeuvre des capacités électriques variables. Dans ce système une membrane manométrique de petite dimension entraîne dans son déplacement l'armature d'un condensateur dont l'autre armature est fixe. Les variations de capacité, ainsi introduites dans un

circuit oscillant à une fréquence fixe fournie par deux étages contrôlés par quartz sont traduites en variations de tension. Un tel système a l'avantage d'une bonne stabilité et d'une absence à peu près complète de distorsion dans les limites d'emploi.

#### DESCRIPTION DE L'INSTALLATION

L'installation comprend :

##### 1. LES CAPTEURS DE PRESSION (fig. 1)

Les capteurs de pression comportent une membrane en bronze au glucinium de 30mm de diamètre, encastrée sur ses bords et susceptible d'accuser une flèche maxima de 0,1 millimètre. Cette membrane est attelée directement à l'armature d'un condensateur formé de cylindres concentriques. L'armature fixe est branchée sur le secondaire d'un transformateur abaisseur dont le rapport est d'environ 4000. Le tout est placé dans un manchon en bronze, lui-même fixé sur un disque de même métal scellé sur la paroi du musoir de la digue. Le corps du capteur porte un manchon de caoutchouc vulcanisé qui assure l'étanchéité du tube en acier dans lequel chaque câble traverse la paroi de la digue. Des colliers de serrage et une imprégnation de brai complètent cette étanchéité. Le diamètre de la membrane est de 30mm environ. A la sortie du capteur un câble co-axial relié au secondaire du transformateur abaisseur met en relation le capteur avec un autre transformateur analogue au précédent mais monté en transformateur élévateur qui restitue à la capacité sa valeur primitive et l'applique sur le circuit d'un discriminateur. La longueur maximum admissible du câble co-axial est de 5 mètres. Ainsi, grâce à l'artifice de la transformation, il est possible de réduire à fort peu de chose (un transformateur d'impédance très robuste) l'organe associé à la membrane sensible et de reporter à quelque distance les appareils délicats chargés de recueillir les indications de la membrane.

Cinq capteurs ont été disposés sur la paroi du musoir (fig. 2 et 3). Un capteur central est placé (1) à la cote (+ 7.50), les quatre autres sont disposés autour de lui, deux d'entre eux sur une même verticale aux cotes (+ 5) et (+ 9). Les deux autres sur la même ligne horizontale à la cote (+ 7.50). Leur écartement sur cette même ligne horizontale est de 2m.

##### 2. LES DISCRIMINATEURS

Ces appareils transforment en variations de tension les variations de capacité du capteur. Il existe un discriminateur pour chaque capteur. Le discriminateur reçoit une fréquence fixe et les variations de fréquence appliquées à la sortie du transformateur-élévateur situé au bout du câble co-axial se traduisent par une tension continue qui varie fidèlement avec la déformation (dans un sens ou dans l'autre) de la membrane.

---

(1) Toutes les cotes sont rapportées au zéro des cartes marines.

Les causes d'instabilité ont été réduites au maximum non seulement par l'utilisation d'un quartz dans l'oscillateur, mais en disposant les selfs et les capacités du discriminateur dans une enceinte maintenue à 40° par un thermostat au moyen de résistances chauffantes.

Les enregistreurs sont placés à 600 mètres du mûsoir (fig. 4) dans un bâtiment édifié à l'enracinement de la digue sur un terre-plein accessible par tous les temps. L'impédance de sortie des discriminateurs étant trop forte pour attaquer directement le câble de liaison, on les a fait suivre de cinq amplificateurs à faible gain, très stables, et présentant une impédance de sortie suffisamment basse (6000 mégohms). Le câble de transmission utilisé ayant une capacité de  $70 \times 10^{-12}$  farad par mètre, la capacité totale est d'environ  $50000 \times 10^{-12}$  farad. Il en résulte que la constante de temps de transmission d'une onde à front parfaitement raide sur cette ligne est égale à  $6000 \times 50000 \times 10^{-12} = 0,3 \times 10^{-3}$  secondes, c'est-à-dire qu'elle est quinze fois plus faible que la durée des phénomènes les plus brefs mesurés naguère dans les installations de Dieppe. On pourrait, si à l'usage cette constante de temps apparaissait trop grande, agir encore sur les amplificateurs pour la réduire.

Les cinq alimentations des amplificateurs sont régulées par des tubes au néon. Elles sont complètement indépendantes. La disposition particulière des enroulements sous haute tension, dont les points à tension alternative élevée sont reportés au centre des bobinages, élimine presque complètement les ronflements par circulation de courant alternatif dans les capacités parasites du transformateur.

Tous les autres appareils se trouvent dans la salle des enregistreurs.

### 3. LES COMMUTATEURS ELECTRONIQUES

Les commutateurs électroniques comportent chacun un amplificateur, un balayage classique et un tube cathodique avec son alimentation.

Les amplificateurs sont des amplificateurs simples à une lampe dont les sorties sont branchées en parallèle, complétées par un ensemble de multivibrateurs débloquent successivement chacun des cinq amplificateurs.

La fréquence des multivibrateurs étant de 10000 périodes par seconde, chacun des amplificateurs fonctionne 10000 fois par seconde pendant 1/50000e de seconde. Les phénomènes sont représentés par conséquent, non pas sous la forme de lignes continues, mais sous celle d'une succession de points extrêmement rapprochés : une montée de pression s'effectuant en 1 millième de seconde serait encore définie par 10 points.

Le fait que tous les dispositifs mis en cascade soient sensibles aux phénomènes continus rend faciles les étalonnages et les vérifications, qui s'effectuent avec des pressions statiques facilement contrôlables.

Le balayage assure un déplacement horizontal du faisceau dans de grandes limites de fréquence pour le contrôle visuel. Il est, bien entendu,

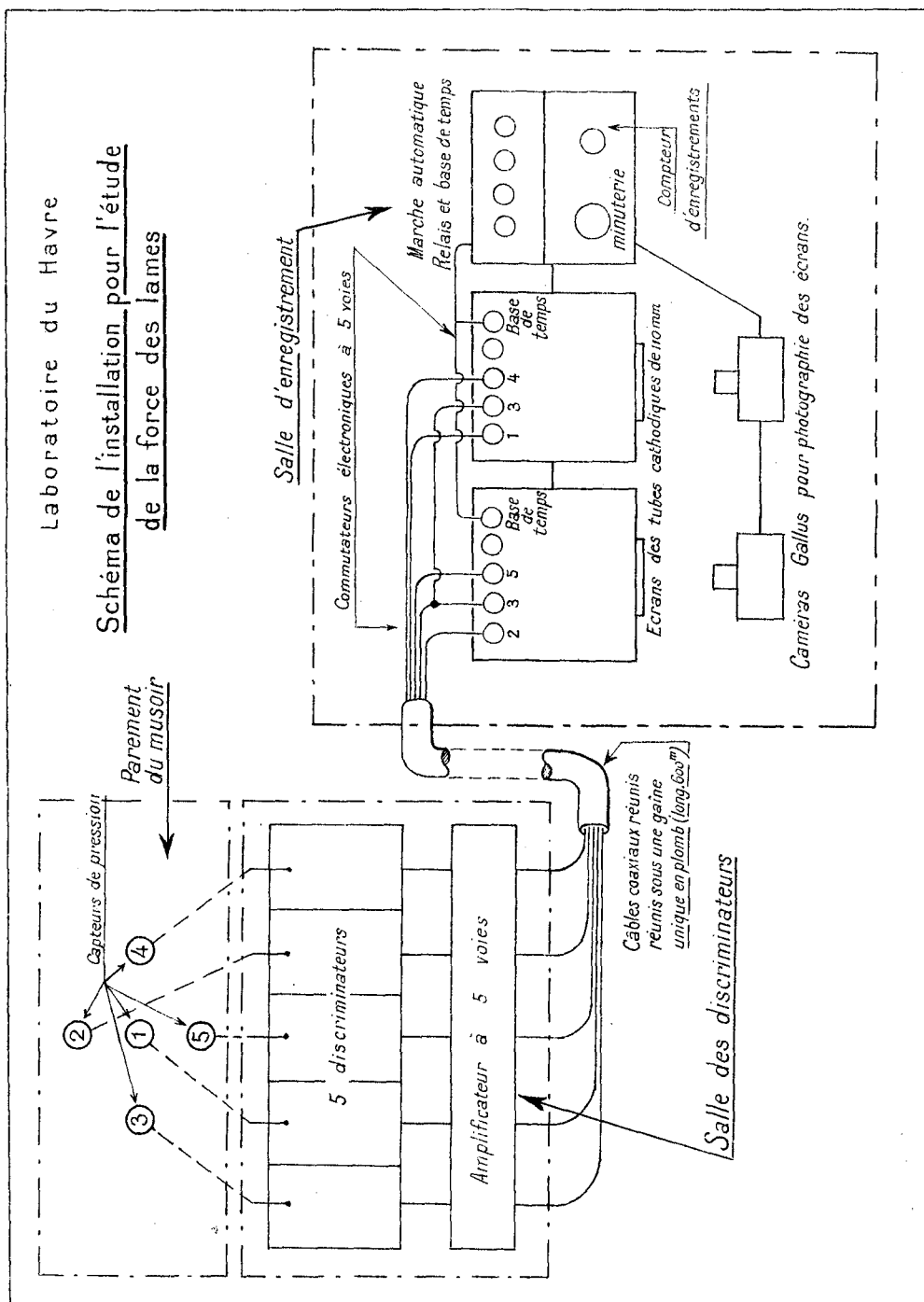


Fig. 1.

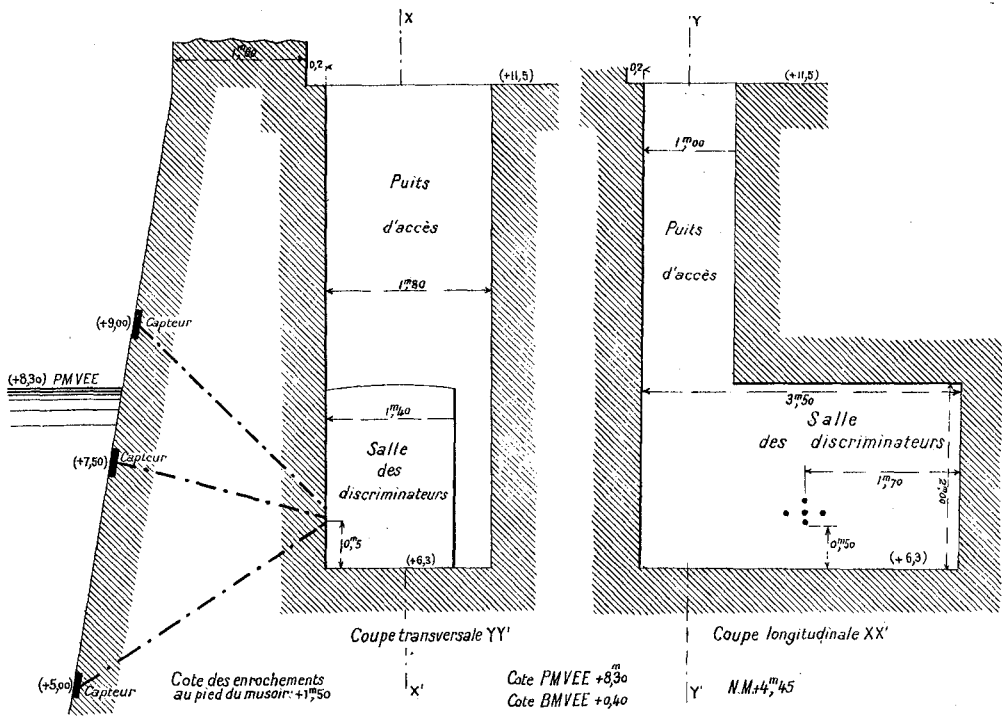
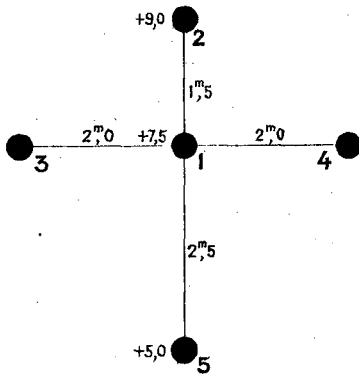


Fig. 3.

Position des capteurs  
sur le musoir



Elévation

Fig. 2.

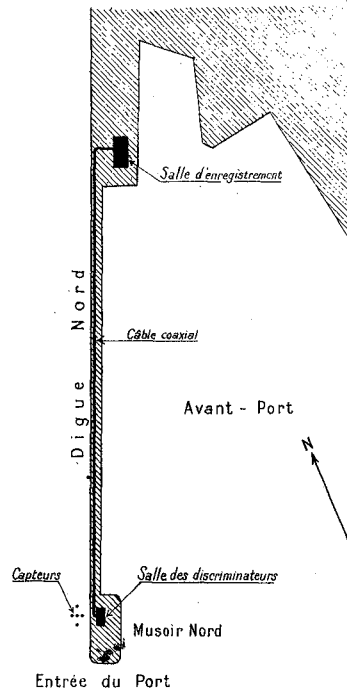


Fig. 4.

bloqué lorsque l'on opère un enregistrement photographique.

Les tubes cathodiques sont des tubes à post-accelération. Ils comportent une alimentation stabilisée. Les tubes ont une longueur de 110 millimètres. Leurs indications sont très lumineuses en raison des tensions relativement élevées que l'on emploie : 1000 volts pour la première anode, 2500 volts sur la troisième anode. Le balayage est effectué par un thyatron et une penthode de charge. L'amplitude du balayage est commandée par la variation de la tension de grille du thyatron.

L'installation d'enregistrement comporte deux oscilloscopes du même type. Sur le premier sont réparties les pressions des capteurs n° 2, 3 & 5 (capteurs périphériques) ainsi qu'une base de temps. Sur le second on indique la pression des capteurs 1, 3 & 4 ainsi que la même base de temps. Il reste donc disponibles deux courbes pour l'enregistrement de phénomènes qu'il paraîtrait nécessaire de mesurer en permanence (par exemple la hauteur des vagues, transmise par un indicateur adéquat), voire une troisième en supprimant le double enregistrement du capteur n° 3.

#### 4. LE DISPOSITIF DE MARCHE AUTOMATIQUE

L'enregistrement peut être déclenché par un opérateur ou entièrement automatiquement par un indicateur de vagues réglé sur une amplitude minimum (mais il n'a pas encore été possible de mettre au point un appareil de cette nature) grâce à un dispositif qui comprend :

- a) un avertisseur sonore qui fonctionne pendant quelques secondes,
- b) l'arrêt de l'avertisseur sonore et l'extinction des lumières de la salle,
- c) l'arrêt du balayage des oscilloscopes,
- d) le départ des caméras d'enregistrement pour des durées d'enregistrement réglables de 10 à 40 secondes,
- e) au bout de ce temps, l'arrêt et le retour à l'état primitif.

Un compteur d'enregistrement permet de régler à 1, 2 ou 3 le nombre des enregistrements qui s'effectuent automatiquement et successivement sous l'impulsion de l'opérateur. Lorsque le nombre indiqué des enregistrements a été effectué, l'installation se met à l'arrêt automatiquement.

#### 5. LES CAMERAS D'ENREGISTREMENT PHOTOGRAPHIQUE

L'enregistrement photographique est assuré par deux dérouleurs enregistreurs Gallus. Ces appareils utilisent des films de 60 millimètres. Leur vitesse de déroulement est constante grâce à un volant équilibré actionné par un moteur asynchrone synchronisé. On peut utiliser trois vitesses de déroulement : 20, 10 et 5 cm/seconde. La commande se fait électriquement à distance par un dispositif qui maintient la caméra embrayée. La mise en route à la vitesse de régime demande environ un quart de seconde.



Les dispositions de cette station répondent au souci de permettre aux observateurs d'accéder à tout moment à la salle d'enregistrement, quel que soit l'état de la mer qui submerge en général les digues lors des tempêtes. Ainsi a-t-on pu éviter les inconvénients des installations antérieures qui exigeaient, des observateurs, de longues séances d'observation dans une salle inconfortable où ils devaient se rendre plusieurs heures à l'avance, souvent en vain, et a-t-on soustrait les appareils d'enregistrement aux vibrations de la digue elle-même sous les chocs des lames.

Achevée dans le courant de l'été 1950, l'installation a fourni plusieurs enregistrements utilisables en 1951, 1952 et 1953.

#### EXAMEN DES ENREGISTREMENTS

Si l'on examine un enregistrement de pressions dues aux lames, on peut remarquer que dans le cas d'une lame déferlante bien caractérisée, la montée de la pression se manifeste en général d'une façon très brusque : elle atteint son maximum au bout d'un temps inférieur à 1/100e de seconde. Ensuite, on observe aux environs du maximum une succession d'oscillations tout d'abord très rapprochées, de période très courte, qui vont ensuite en s'espacant et en s'amortissant : le spot reprend alors sa position primitive, au bout d'un temps variable mais très court. Dans quelques cas, on peut voir, suivant immédiatement la montée rapide du choc, et alors que le spot n'a pas encore rejoint le point correspondant à une pression nulle, une oscillation très ample dans le temps (de 1 à 3 sec.), d'assez faible amplitude, ayant l'allure d'une pression plutôt statique. Il y aurait, dans une telle circonstance, une manifestation double du front de houle : en premier lieu, un choc correspondant à un déferlement qui se produit lorsque ce dernier atteint la paroi verticale de la digue, puis, suivant immédiatement après, une sorte de montée de la masse d'eau provoquant une pression statique.

Dans d'autres cas, on remarque des fronts d'ondes à l'aspect plus complexe, dont on voit moins bien de quels phénomènes ils sont la traduction. C'est, par exemple, une sorte de ligne brisée offrant un mélange d'oscillations rapides et de pressions ; le maximum est plus arrondi ; peut-être ce schéma correspond-il à un déferlement qui aurait été en partie amorti soit par l'eau, soit par l'air. Notons aussi que le vent, d'après ce que nous avons pu observer, tend dans certains cas, à émousser et à disperser les crêtes de houles ; par exemple lorsqu'une houle aborde la plage et qu'elle se diffracte, l'angle qu'elle fait avec la direction du vent peut être assez grand. Le vent provoque alors une dispersion d'une partie de la crête.

Par ailleurs, on est en droit de se demander si la membrane du capteur de pression n'a pas tendance, immédiatement après la percussion, donc aux environs du maximum, à entrer en vibration.

La houle régnant au Havre perd une grande partie de son énergie par suite de la nature des fonds et des bancs qu'elle rencontre lorsqu'elle aborde le littoral. De plus ses caractéristiques initiales ne peuvent être qu'assez faibles, du fait de l'exiguïté des fetches. Comme, de plus, elle

dissipe encore une part d'énergie sur les enrochements qui protègent la digue, elle n'atteint les capteurs qu'après avoir subi une forte atténuation. En outre, dans la partie haute du musoir où sont placés ceux-ci, il existe un couronnement dont le sommet atteint la cote (+ 13) alors que dans la partie courante, le haut du parapet est à la cote (+ 11). D'une façon générale, on constate que c'est surtout dans cette partie que les gerbes sont spectaculaires, alors qu'au musoir celles-ci sont très rares.

Pour expliquer ce fait, prenons l'exemple d'une tempête observée le 1er février 1952. Bien que l'on n'ait pu procéder ce jour-là à des mesures des caractéristiques des houles il semble que ces dernières avaient une hauteur de 2,50m environ, près du musoir. Pour fixer les idées nous leur donnerons les caractéristiques suivantes :

$2h = 2,50m$  ;  $2 T = 6 \text{ sec.}$  ;  $2 L = 50 \text{ m}$  ;  $H = 10m$  (profondeur)

avec une célérité d'environ 10m/sec.

La surélévation de niveau, calculée par la méthode de Sainflou, est d'environ 0,80m, en supposant qu'il s'agisse d'un clapotis pur.

Le niveau réel de la pleine mer étant ce jour-là de 8,10m l'affleurement maximum était alors :

$$8,10 + 2,50 + 0,80 = 11,40$$

l'affleurement minimum atteignant :

$$8,10 - 2,50 + 0,80 = 6,40$$

On voit donc qu'il y a déversement le long de la partie courante alors qu'au musoir, l'élévation de la muraille provoque la réflexion complète. Il est évident que ces données numériques ne font qu'approcher la réalité car l'état anarchique de la surface de la mer en ce lieu ne permet pas de définir la forme des ondes. Il semble cependant qu'à pleine mer il se forme bien un clapotis partiel qui se modifie ensuite lorsque le niveau de la mer tend à baisser.

Pour compléter ces remarques, il semble intéressant de calculer la profondeur théorique pour laquelle il y a déferlement. Dans le cas du clapotis, on trouve que le déferlement se produit quand la cote du plan d'eau supposé calme est d'environ de (+ 6,30), pour les houles considérées plus haut.

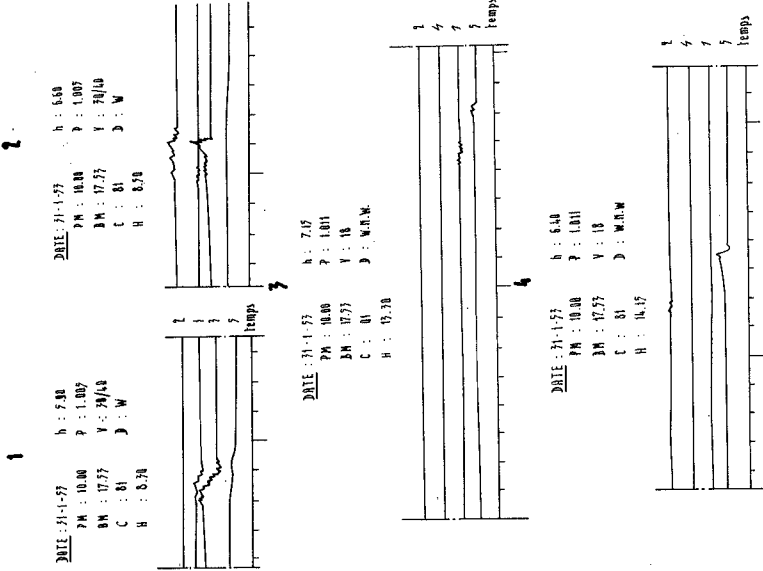
Dans le cas de la houle, le même résultat serait atteint quand cette cote est d'environ de (+ 5).

L'observation semble bien confirmer que le déferlement se produit, pour les houles considérées, quand la cote de la marée est comprise entre (+ 5) et (+ 6,50).

Les tempêtes au cours desquelles nous avons obtenu les résultats qui vont être relatés n'ont pas dépassé en violence, la moyenne des tempêtes

**COMITE INTERNATIONAL  
POUR LA MESURE DE LA FORCE DES LAMES**

**STATION DE MESURES DU HAVRE**



**— LEGENDE —**

PM : Heure de la pleine mer (U.O)    h : Hauteur d'eau au temps H, en mètres au-dessus du zéro  
 BM : Heure de la basse mer (U.O)    P : Pression barométrique, en millibars  
 C : Coefficient de la marée    V : Vitesse du vent en nœuds  
 H : Heure de l'enregistrement (U.O) : Direction du vent

Echelle des pressions : 1cm = 10 V/m  
 Echelle des temps : espacement de deux traits : 1/6 sec.

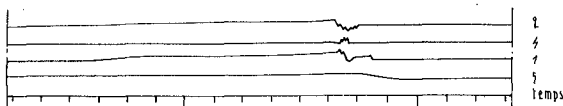
Disposition des capteurs sur la paroi de la digue  
 1 + 9.00 m  
 2 + 7.50 m  
 3 + 7.00 m

Le sens de déroulement des enregistrements est de droite à gauche

**Legende**

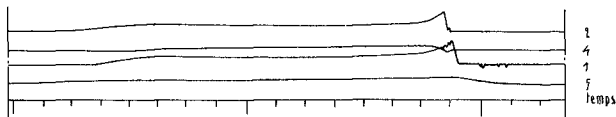
5

DATE : 10-2-57 h : 6.05  
 PM : 5.46 P : 973.9  
 BM : 11.58 V : 10/40  
 C : 39 D : W.S.W  
 H : 8.00



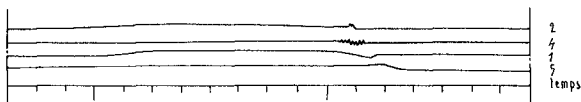
6

DATE : 10-2-57 h : 5.00  
 PM : 5.46 P : 973.9  
 BM : 11.58 V : 10/40  
 C : 39 D : W.S.W  
 H : 8.10



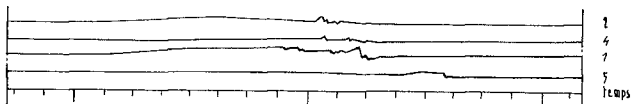
7

DATE : 10-1-57 h : 5.05  
 PM : 5.46 P : 973.9  
 BM : 11.58 V : 10/40  
 C : 39 D : W.S.W  
 H : 8.15



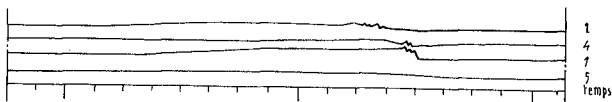
8

DATE : 10-2-57 h : 5.75  
 PM : 5.46 P : 973.9  
 BM : 11.58 V : 10/40  
 C : 39 D : W.S.W  
 H : 8.30



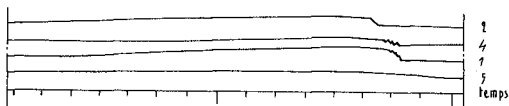
9

DATE : 11-2-57 h : 6.60  
 PM : 6.57 P : 982  
 BM : 14.19 V : 20  
 C : 51 D : N.W.  
 H : 8.15



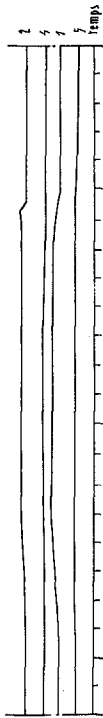
10

DATE : 11-2-57 h : 6.60  
 PM : 6.57 P : 982  
 BM : 14.19 V : 20  
 C : 51 D : N.W.  
 H : 8.15



11

DATE: 11-1-57 h: 6:50  
 PM: 6:57 P: 981  
 BM: 16.19 V: 10  
 C: 51 D: R.W.  
 H: 0.50



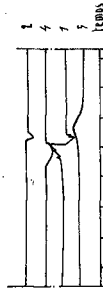
12

DATE: 11-1-57 h: 6:45  
 PM: 6:57 P: 981  
 BM: 16.19 V: 10  
 C: 51 D: R.W.  
 H: 0.67



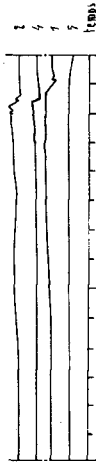
13

DATE: 11-1-57 h: 6:10  
 PM: 6:57 P: 981  
 BM: 16.19 V: 10  
 C: 51 D: R.W.  
 H: 0.70



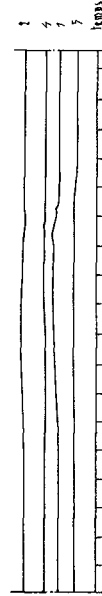
14

DATE: 11-1-57 h: 6:47  
 PM: 6:57 P: 981  
 BM: 16.19 V: 10  
 C: 51 D: R.W.  
 H: 0.75



15

DATE: 11-1-57 h: 5:57  
 PM: 6:57 P: 981  
 BM: 16.19 V: 10  
 C: 51 D: R.W.  
 H: 10.10



observées au cours des dernières années. L'intensité des chocs est restée modeste mais c'est la forme des phénomènes qui retient l'attention. Dans l'ensemble on a remarqué que les vents étaient très changeants ce qui, vis-à-vis de la houle, est d'une grande influence.

Nous reproduisons ci-joint quinze des enregistrements obtenus en 1953 qui présentent de l'intérêt. En raison de l'avarie survenue à un discriminateur, endommagé par une infiltration le long d'un câble co-axial, ces enregistrements ont porté sur quatre capteurs seulement (1, 2, 4 et 5).

Le plus souvent, les chocs semblent plus élevés sur le capteur le plus bas, situé à la cote (+ 5) ce qui est normal puisque celui-ci est situé dans la zone de déferlement. Dans quelques cas où l'on a obtenu une répartition des pressions, sur tous les capteurs, on s'aperçoit que les pressions enregistrées à la cote (+ 7,50) décroissent assez vite de part et d'autre du capteur central.

On observe également que l'échelonnement dans le temps du début du phénomène enregistré par chacun des capteurs place toujours en premier le capteur 5, c'est-à-dire le plus bas (cote + 5). En second, c'est généralement le capteur 1 (cote + 7,5) précédant de peu le capteur 2 (cote + 9) ; l'ordre est inversé très exceptionnellement. Quant au capteur latéral 4, il est attaqué, par rapport au capteur 1 avec des écarts de temps qui n'obéissent à aucune tendance, tantôt positifs, tantôt négatifs ; il lui arrive même de rester au zéro alors que les capteurs 1, 2 et 5, distants de quelque 2 mètres, enregistrent des chocs appréciables.

Un autre détail mérite d'être souligné : ce sont les dépressions, généralement faibles, qui précèdent un choc. L'existence de ces dépressions ne paraît liée ni à l'intensité du choc qui le suit, ni à la brutalité du choc.

On notera enfin le caractère très brutal de certains chocs, qui contraste avec la montée relativement très lente de la pression dans d'autres cas. L'enregistrement n° 6 est, à cet égard intéressant : tandis que le capteur inférieur 5 (cote + 5) n'indique qu'une montée "lente" (en 0"3) de la pression à 2 tonnes/m<sup>2</sup>, valeur à laquelle elle se maintient pendant 2 secondes, le capteur 1 qui lui est immédiatement superposé (+ 7,50) se borne à vibrer puis accuse un choc de 7 t/m<sup>2</sup>, valeur atteinte en 1/70<sup>e</sup> de seconde. Trois centièmes de seconde plus tard, c'est le capteur 2 qui accuse un choc équivalent (6 t/m<sup>2</sup>), valeur atteinte en 1/50<sup>e</sup> de seconde. Pour l'un et l'autre, la pression retombe après le choc et se maintient à (+ 2 t/m<sup>2</sup>) pendant 1,5 sec. Sur le capteur latéral 4, on enregistre, en même temps que sur le capteur 2, après une brève dépression, une montée "lente" (1/10<sup>e</sup> sec.) de la pression à (1,5 t/m<sup>2</sup>).

#### CONCLUSIONS

La station de mesures du Havre a fourni déjà d'utiles indications sur la manière dont se produit le choc des lames sur les obstacles. Il paraît démontrer que les chocs élevés intéressent rarement des surfaces

importantes. Il est vraisemblable que, de même que les progrès de l'anémométrie ont permis, à mesure que les surfaces enregistreuses sur lesquelles s'exerce l'effort du vent devenaient de plus en plus exiguës, de constater l'existence de pointes de vitesses de plus en plus élevées, que la réduction de la surface des capteurs de pression s'accompagne de la constatation d'efforts plus grands. Il est évident aussi que l'intégration des résultats très discontinus fournis par les cinq capteurs de la station du Havre est pratiquement impossible.

Les efforts que nous aurons à faire dans le futur dans la poursuite de nos investigations porteront dans trois directions :

- on s'efforcera d'observer le choc des lames dans des sites différents : nous étudions actuellement l'installation de capteurs de pression en Bretagne dans des zones particulièrement battues par les tempêtes.
- on tentera, par d'autres dispositions des capteurs, de recueillir des indications sur l'effort exercé par les lames sur des surfaces de l'ordre du m<sup>2</sup>.
- on cherchera enfin à obtenir, parallèlement; une représentation de la surface de la mer dans une zone déterminée, de manière à connaître la morphologie exacte d'une mer agitée.

On compte procéder par stéréo-photogrammétrie, à l'instar de ce qui a été fait par nos collègues Italiens qui, à Naples, ont déjà obtenu, au moyen d'une station très perfectionnée, d'intéressants levés de la surface de la mer, enregistrés à des intervalles de temps suffisamment proches pour que l'on puisse étudier la déformation de cette surface dans le temps.

#### RESUME

#### THE HAVRE LABORATORY FOR MEASURING THE FORCE OF WAVES

Pierre D. Cot

The International Committee for studying the force of waves, a Committee set up by the International Association of Navigation Congresses, the activities of which were interrupted by the War, was reconstituted in 1950.

The Le Havre station was built on the Northern breakwater of the Port of Havre in 1949-1950 after an investigation concerning procedures to be used for recording pressure caused by waves.

The system adopted utilizes variable electric capacities. A manometric membrane made of glaucinum bronze, with a diameter of 30 mm ( $1\frac{1}{4}$ "), carries with it when moving one armature of a condenser, the other armature of which remains stationary. The capacity variations thus introduced into an oscillating circuit with fixed frequency, controlled by quartz, are translated into tension variations. The advantages of such a system are good stability and almost complete absence of distortion within the limits of use.

Five pressure cells are arranged on the wall of the head of the breakwater. A central cell is placed in position at the (+7.50 m = 25') level; around it are placed the four other cells, two of which are on the same vertical at the (+5m = 16'6") and (+9m = 30') levels. The other two are in the same horizontal line at the (+7.50 m) level. The distance between them on that same horizontal line measures 2 meters (6'). Those levels are referred to the datum of charts. Practically, the lowest tides fall to (+0.30 m = 1') and the highest rise to (+8.30 m = 28').

The recorders are placed at 600 meters (2000') from the cells in a shelter erected at the shore end of the breakwater on an open space which can be reached in all weather conditions.

The installation is supplied with two oscilloscopes of the same type. Distribution of the pressure of the three peripheric cells, as well as the time, is made on the first; on the second are the pressures of the central and two peripheric cells, as well as the time recording. In that way there are available two curves for recording any phenomena it might appear necessary to measure permanently ( the height of the waves, for instance, transmitted by an appropriate indicator).

The arrangements adopted for this station are such as to enable observers to reach the recording-room in all weather, irrespective of the state of the sea which, in general, covers the breakwater at the time of gales. The installation, finished during the summer of 1950, was able to provide several usable recordings in 1951, 1952 and 1953.

Upon examination of a recording of pressures produced by the waves, it can be observed that in the case of a wave forming a well characterized breaker, the rise in pressure is shown, in general, in a very abrupt manner; its maximum is reached at the end of a length of time of about 1/100th of a second. Afterwards there is seen, near the maximum, a succession of oscillations, very close to each other in the first place, with very short periods, which will lengthen and finally damp out completely. The spot on the oscilloscope resumes its original position at the end of a varying but very short length of time. In a few cases it is possible to note immediately following the rapid rise of the shock, when the spot has not yet resumed its place at the point corresponding to zero pressure, a rather long oscillation with regard to its duration (of one to three seconds) of rather weak amplitude, having the behaviour of a static pressure. Under such circumstances, there is a double manifestation of the swell frontage; in the first place a shock corresponding to a breaker-wave which takes place when the wall of the breakwater is reached; then, following up immediately, a rise in the bulk of water producing a static pressure.

Most often the shocks seem the highest on the pressure cell set in the lowest position, that is to say, at the (+5 m = 16'6") level; this is normal since the latter is established in the zone of wave-breaking. In a few cases where it has been possible to obtain a distribution of pressures on all the cells, it has been ascertained that the pressures recorded at the (+7.50 m = 25') level, fall away rather quickly on each side of the central cell.

Finally, there should be noted the very brutal character of certain



shocks in which pressures running from 5 to 10 t/sq.m. are reached in 1/50 to 1/70 of a second, thus providing a contrast with the relatively very slow rise (in 1/2 or 1/3 second) of the pressure in other cases.

The measuring station at Le Havre has already supplied useful indications concerning the way in which the shock of breakers against obstacles is produced. It would seem to be shown that high shocks rarely interest important surfaces. Investigations still in progress also bear upon a representation of the surface of the sea by stereo-photogrammetry.

## Chapter 41

### LES OUVRAGES RESONANTS ET LEUR APPLICATION A LA PROTECTION DES PORTS

J. Valembois et C. Birard  
Laboratoire National d'Hydraulique de Chatou

#### FONCTIONNEMENT DES OUVRAGES RESONANTS

Le principe de fonctionnement des ouvrages résonants a déjà été décrit en détail dans les articles cités. Nous le rappellerons d'abord brièvement.

Si l'on considère la houle comme un phénomène périodique, on peut penser qu'elle engendrera la résonance d'ouvrages ayant une période propre voisine de la sienne. L'expérience montre qu'il en est bien ainsi, malgré le caractère un peu particulier de cette périodicité, que mettent en lumière les spectres de fréquence obtenus par analyse des enregistrements de houle. En effet, on observe bien que les bassins d'un port entrent en résonance sous l'action de la houle lorsque leurs dimensions s'y prêtent. D'autre part, les enregistrements que nous avons effectués à Dunkerque avec notre enregistreur sélectif, constitué par des résonateurs de mesure, montrent que ceux-ci entrent en résonance sous l'action de la houle naturelle.

La résonance des ouvrages tels que des bassins, qui est en général un phénomène gênant, peut être utilisée pour empêcher la houle de passer. Remarquons en effet que lorsqu'un ouvrage a une période de résonance accordée sur celle de la houle, de faibles variations de niveau à son entrée lui font absorber un débit alternatif important. Il en résulte qu'au voisinage de l'entrée du résonateur, les variations de niveau sont faibles.

C'est ce qui se passe par exemple, comme le montrent le calcul et l'expérience, lorsqu'une houle se propage dans un canal et que, sur le côté de ce canal, on réserve un bassin ayant une profondeur  $L$  égale au quart de la longueur d'onde de la houle (Fig. 1). L'effet de ce bassin, qui résonne en quart d'onde, est, en créant une zone de calme au droit de son entrée, de réfléchir la houle vers l'amont, exactement comme le ferait un mur, mais avec un noeud d'oscillation verticale au lieu d'un ventre au point de réflexion, et surtout sans obstruer le passage.

Un ouvrage résonant agit donc dans ce cas comme un mur fictif, mais pour une gamme de périodes assez étroites. C'est pourquoi, pour protéger un port où les périodes de houle peuvent varier du simple au double, il faut disposer plusieurs ouvrages résonants dont les périodes sont étalées dans la gamme à couvrir. L'expérience montre que trois à quatre périodes suffisent en général.

#### DIVERS TYPES D'OUVRAGES RESONANTS

Nous avons déjà vu qu'on pouvait utiliser comme résonateurs des bassins dont la profondeur  $L$  est égale au quart de la longueur d'onde de la houle à réfléchir. Les essais ont montré qu'un bassin de ce type oscille en quart d'onde

en bloc même si la largeur  $W$  atteint une valeur un peu inférieure à la demi longueur d'onde.

D'autres types de résonateurs (fig. 2) peuvent être constitués par des tubes où l'eau oscille verticalement. Sur la figure 2 a, le tube a une section constante, sa période propre est  $2\pi\sqrt{l/g}$ . Elle varie donc avec  $l$ , profondeur d'immersion du bas du tube. Comme l'écoulement ne s'arrête pas au bas du tube, mais continue en dessous, la longueur  $l$  doit être un peu majorée pour le calcul de la période propre. D'autre part, dès que les mouvements dans le tube sont importants, on n'a plus une résonance simple. La figure 2 b montre un tube ayant une période propre indépendante du niveau d'eau. Sa section à la cote  $z$  est, en fonction de la section  $S_0$  à la cote 0

$$S(z) = S_0 e^{-2\pi z/g T^2}$$

Ce tube est censé descendre à l'infini vers le bas, mais les essais ont montré que ce n'était pas nécessaire, si la section  $S_0$  est située suffisamment bas, par exemple à 5 à 6 m en dessous de la surface. La partie basse pourrait être remplacée, en dessous de  $S_0$ , par un tube à section constante de longueur  $l$ , mais les phénomènes parasites se sont révélés prépondérants dans ce cas : la période obtenue est supérieure à  $2\pi\sqrt{l/g}$  d'environ 50 %, et elle varie avec le niveau.

#### UTILISATION DES OUVRAGES RESONANTS

Nous examinerons plus loin quelques cas concrets, mais certaines idées générales peuvent être dégagées tout d'abord.

Il est plus facile de protéger une zone par des ouvrages résonants lorsque la largeur du passage qui conduit à cette zone est relativement faible, par rapport naturellement à la longueur d'onde de la houle la plus courte à arrêter. Une largeur de l'ordre de la longueur d'onde de la houle semble un maximum dans certains cas. D'autre part, il est aussi plus facile de protéger une zone où il n'y a pas d'ouvrages réfléchissants importants trop près de l'entrée. Dans ce cas, on pourra avoir un passage plus large que la longueur d'onde minimum.

Quand on veut protéger un ouvrage réfléchissant, il devient très difficile de déterminer à priori la disposition des ouvrages résonants de diverses périodes. Ils réagissent les uns sur les autres, et seule l'expérimentation sur modèle peut permettre de trouver la disposition convenable.

Enfin, il faut noter que, dans les cas pratiques que nous avons étudiés jusqu'à présent, ces limitations d'emploi ont conduit à utiliser la protection par ouvrages résonants conjointement avec des ouvrages classiques peu importants. C'est de cette façon qu'il semble intéressant d'employer les ouvrages résonants. On obtient en définitive des solutions économiques et remarquablement efficaces.

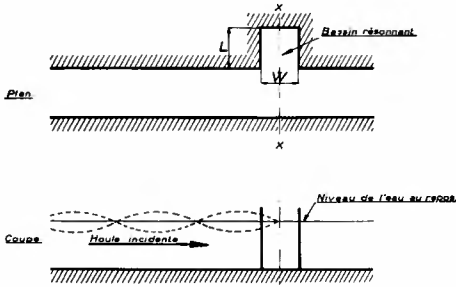


Fig. 1

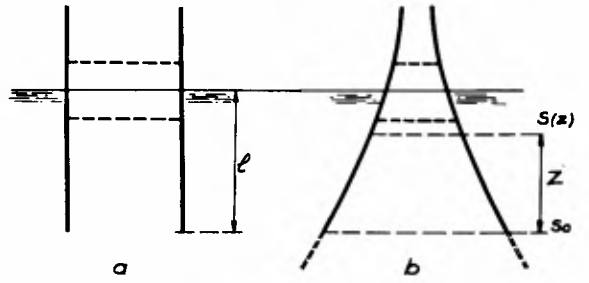


Fig. 2

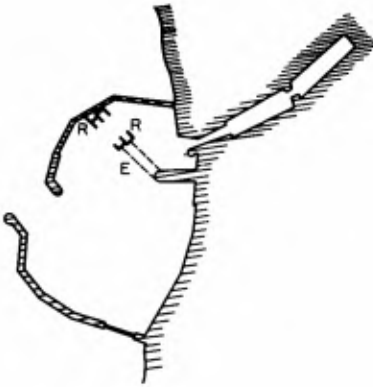


Fig. 3

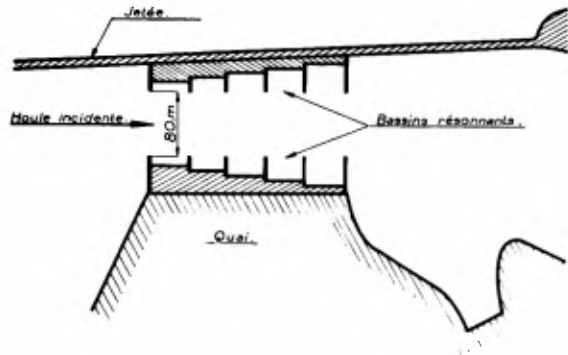


Fig. 4

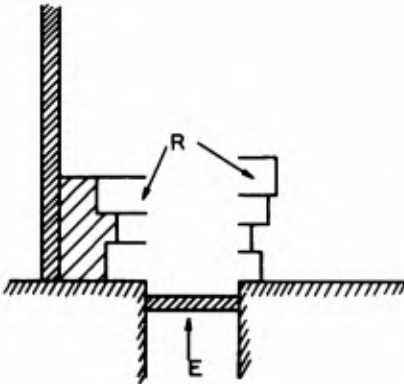


Fig. 5



Fig. 6

Il est à peu près évident que chaque cas est un cas d'espèce, et l'étude sur modèle est indispensable. Nous avons étudié au Laboratoire de Chatou quelques cas où le procédé s'est révélé intéressant, soit parce qu'il conduisait à des ouvrages de protection simples, peu coûteux et commodes pour la navigation, soit parce qu'il permettait de protéger le port pour certaines périodes de houles difficiles à éliminer par les procédés courants. Ce sont ces études que nous décrirons rapidement maintenant.

#### PROTECTION DU PORT DE PORT-EN-BESSIN

On verra sur la figure 3 le plan de ce port. Dans son état actuel, les ouvrages E et R n'existent pas. Les jetées et quais intérieurs réfléchissants conduisent à des agitations importantes, en particulier le long de l'épi que continue E et dans le canal d'entrée aux bassins intérieurs, qui est impraticable en cas de tempête.

Dans la solution classique primitive, on prolongeait l'épi existant par l'épi E. Quelques enrochements étaient placés aux endroits où cela était possible pour éviter les réflexions. L'amélioration ainsi apportée était suffisante, sauf pour les périodes comprises entre 6 et 8 secondes, une résonance du nouvel avant-port créant à ces périodes des agitations trop importantes.

La solution définitive a consisté, pour amortir ces résonances, à placer à l'entrée de la nouvelle passe deux groupes R de bassins résonants accordés sur 7 et 8 secondes.

Nous donnons ci-après le coefficient  $A/A_0$  de réduction de l'agitation près de l'entrée des bassins intérieurs, pour diverses périodes et pour les deux solutions :

Période (secondes)	5	6	7	8	9
$A/A_0$ : solution classique (E)	0,1	0,5	0,5	0,65	0,45
$A/A_0$ : solution avec ouvrages résonants (E et R)	# 0	0,07	0,25	0,39	0,36

L'amélioration obtenue au moyen d'ouvrages résonants relativement économiques, aurait difficilement pu être atteinte, compte tenu des conditions imposées à la navigation, par les procédés classiques.

#### PROTECTION DU PORT DE DUNKERQUE

##### ARRIERE-PORT

La figure 4 donne le schéma des ouvrages proposés. La passe d'entrée laissée libre par les bassins résonants a une largeur de 80 m. Malgré cette largeur, l'amélioration apportée est importante, même pour les faibles périodes, car les ouvrages réfléchissants sont relativement peu importants dans la zone protégée. Les résultats sont consignés dans le tableau ci-après (amélioration au droit de l'Ecluse Trystram).

Période (secondes)	5	6	7	8	9	10
A/A <sub>0</sub>	0,65	0,45	0,22	0,25	0,20	0,22

ECLUSE WATIER

Ce cas, dont l'étude n'est pas tout à fait terminée, nous a bien montré la nécessité, pour certains problèmes difficiles, de l'utilisation conjointe d'ouvrages résonants et d'ouvrages classiques.

La protection avait d'abord été étudiée uniquement par des bassins (Fig. 5). Elle conduisait à d'excellents résultats pour les périodes supérieures à 6 secondes. Mais pour les périodes inférieures, que les mesures de houle faites sur place au moyen de notre enregistreur sélectif nous avaient montré être très fréquentes, l'amélioration obtenue était insuffisante.

Aussi essayons-nous en ce moment de compléter les bassins résonants par d'autres ouvrages. Les premiers résultats semblent montrer que l'association de résonateurs à des ouvrages classiques peu importants donne des résultats qu'on ne saurait atteindre aussi économiquement en employant uniquement des ouvrages classiques.

La figure 6 est une photographie du modèle général du port de Dunkerque. On y voit les ouvrages de protection de l'arrière-port en A et ceux de l'Ecluse Watier en B.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Valembois J. (1952 et 1953). Etude de l'action d'ouvrages résonants sur la propagation de la houle (Bulletin du C.O.E.C. - n° 8 - 1952 et Proceedings Minnesota International Hydraulics Convention - 1953).

RESUME

RESONANT STRUCTURES AND THEIR APPLICATION TO HARBOR PROTECTION

J. Valembois and C. Birard

The principle of resonant structures is briefly described. These hydraulic resonators, which have been patented by Electricite de France, act as reflective structures for a range of wave periods encompassing their period of resonance, without obstructing the passages like a jetty. The originality of these structures lies in the fact that the periodicity of the waves is used to reflect them.

Some dispositions of resonant structures are described: basins having a length equal to a quarter of the wave length, resonators similar to pipes of different types, one of them having a period of resonance independent of the variations of level due to the tides.

Applications to harbor problems have been studied at Chatou. One of them concerns the protection of a lock and of an inner harbor, the other the protection of a harbor in which resonant structures have been used to complete the action of ordinary structures for a certain range of wave periods.

## Chapter 42

### LES PARE-CHOC D'ACCOSTAGE

P. ANGLÈS d'AURIAC

Ingénieur au Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique  
Chargé de cours à la Faculté des Sciences de Grenoble

Le problème des pare-chocs d'accostage est très vaste et très complexe. Il soulève de nombreuses questions théoriques et pratiques que je ne puis traiter ici. L'objet de cette communication se limite :

- 1°) à établir une comparaison théorique entre les différents principes utilisés pour l'amortissement de l'énergie cinétique des bateaux ;
- 2°) à indiquer une méthode de calcul relative à une solution particulièrement riche en possibilités : la solution dash-pot.

Mais avant d'entrer dans le vif du sujet, il me faut d'abord rappeler quelques notions de base et dégager certaines idées générales. On sait que les pare-chocs d'accostage servent à la fois à protéger le navire et l'installation d'accostage. Ils sont nécessaires toutes les fois que l'énergie cinétique du bateau dépasse sa capacité élastique.

Quelle est donc l'élasticité des bateaux ? Les chiffres donnés ici sont très grossiers et servent simplement à fixer des ordres de grandeur. On peut considérer un bateau comme un amortisseur élastique à loi linéaire, c'est-à-dire caractérisé par deux paramètres, la course maximum et l'effort maximum. Ce qu'il faut prendre ici comme course, c'est la flèche relative que prend la partie du bateau qui reçoit le choc par rapport à l'ensemble du bateau restant indéformé. Cette course varie sensiblement avec les dimensions du navire et son mode constructif. Elle dépend aussi de la zone du bateau atteinte par le choc. Mais de toutes façons, elle ne peut guère dépasser 2 ou 3 cm, mettons 5 au plus. L'effort encaissable par le bateau varie aussi. Il dépend de la construction du bateau, de l'emplacement et de l'étendue de la zone intéressée par le choc. Pour fixer des ordres de grandeur, considérons le cas suivant :

- poids du bateau : 40.000 tonnes ;
- course élastique : 2 cm ;
- effort admissible : 100 tonnes.

Dans ces conditions, le calcul montre que la vitesse d'accostage admissible est de l'ordre de 2 cm/sec.

Le problème des pare-chocs peut être envisagé à différents points de vue. Il pose a priori deux questions nettement différentes

- 1°) Quelles sont les performances qu'il est raisonnable de demander à un pare-choc ?
- 2°) Une fois choisies ces performances, comment réaliser le pare-choc ?

La première de ces questions est très complexe et suscite certainement des opinions différentes parmi les Ingénieurs. Nous ne la traitons pas ici. Nous nous bornons aux quelques remarques évidentes suivantes :

Les données réelles du problème sont les suivantes :

- 1°) forme et résistance des ouvrages fixes ;
- 2°) forme et résistance des bateaux ;
- 3°) processus d'accostage ;
- 4°) état de la mer ;
- 5°) conditions météorologiques ;
- 6°) (qui est la plus délicate) comparaison financière entre les risques de dommage et le coût de l'installation.

Toutes ces conditions sont très variables et expliquent pourquoi certaines installations sont prévues pour des vitesses d'accostage de 30 à 40 cm/sec. ou même 60 à DOUVRES, tandis que d'autres se passent pratiquement de pare-chocs, ce qui suppose des vitesses de l'ordre de 1 à 2 cm/sec. D'autre part, le sixième point signalé est difficile à traiter rigoureusement et l'on conçoit qu'il donne lieu à des interprétations différentes.

Passons maintenant à la réalisation des pare-chocs. Une fois fixées les performances demandées aux pare-chocs, il reste le problème de leur réalisation qui peut se faire selon différents principes physiques et selon différents moyens matériels. Ce problème est beaucoup plus accessible que le précédent à une étude rationnelle et dans ce qui suit nous allons précisément étudier et comparer les avantages et les inconvénients des différents principes physiques adoptables.

Commençons par quelques notions générales. Supposons que, à partir du moment où l'action du pare-choc commence, les forces appliquées aient une résultante passant par le centre de gravité du bateau. (figure 1). Appelons  $x$  le déplacement du centre de gravité et  $F$  la force s'exerçant sur le bateau. Au cours d'un accostage donné,  $F$  variera en fonction du déplacement  $x$  et nous pourrions tracer une courbe  $L$  que nous appelons la "loi d'amortissement". L'énergie absorbée est



égale à l'énergie cinétique qu'il avait au moment du premier choc, soit  $x_0$  le point correspondant. Soit d'autre part  $x_1$  la course maximum possible mécaniquement. On doit évidemment avoir  $x_0 \leq x_1$ . Appelons "effort moyen" l'expression  $F_m$  définie par

$$F_m x_1 = \int_0^{x_0} F dx$$

On remarque que dans le premier membre on a  $x_1$ , la course totale possible et dans le second,  $x_0$  la course effectivement utilisée.

Nous proposons d'appeler "rendement d'un amortisseur" l'expression :

$$\rho = \frac{F_m}{F_M}$$

L'effort  $F_M$  étant l'effort maximum subi au cours de la manoeuvre. En l'occurrence, sur la figure 1  $F_M$  est obtenu en  $x_0$ . On a évidemment  $\rho < 1$ . Il faut bien noter que pour un amortisseur donné le rendement peut varier d'un accostage à l'autre :

- 1°) parce que la courbe  $L$  variera ;
- 2°) parce que la course utilisée  $x_0$  variera aussi.

#### Amortisseurs élastiques :

Les forces d'inertie développées dans un amortisseur élastique sont en général négligeables devant la réaction élastique. Un tel amortisseur est donc caractérisé par le fait que la réaction n'est fonction que de la course. L'amortisseur élastique est, en lui-même, parfaitement réversible, donc s'il agissait seul en l'absence de toute cause de dissipation d'énergie, il renverrait le bateau avec une vitesse égale à sa vitesse d'accostage.

Des dispositifs simples tels que ressorts, poutres de flexion, barres de torsion, possèdent une loi d'amortissement linéaire. Ils sont donc entièrement définis par deux paramètres : la course  $x_1$  et l'effort maximum en fin de course  $F_1$ . L'énergie qu'ils peuvent absorber est entièrement fixée d'avance. Elle est

$$w_1 = \frac{F_1 x_1}{2}$$

Leurs meilleures conditions de fonctionnement ont lieu quand l'énergie cinétique du bateau  $w_0$  est légèrement inférieure à  $w_1$ . On utilise alors presque toute la course. Le rendement de l'amortisseur est 0,5, ce qui, sans être très bien, est néanmoins acceptable.

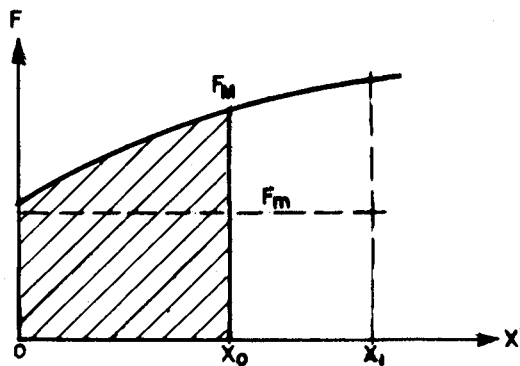


Fig. 1

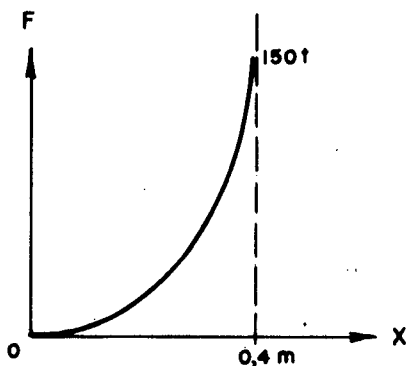


Fig. 2

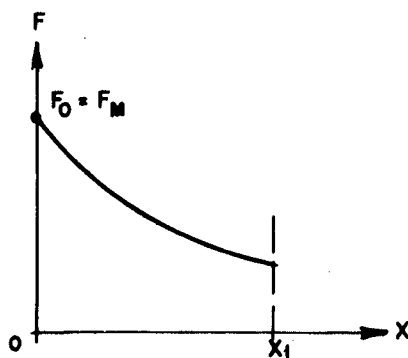


Fig. 3

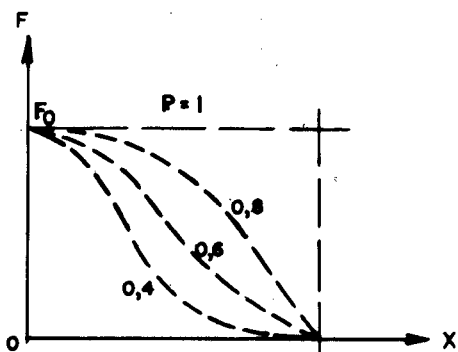


Fig. 4

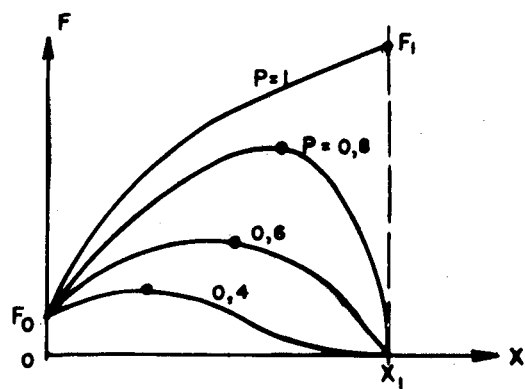
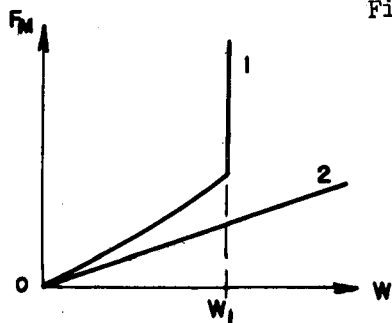


Fig. 5

Fig. 6



Si  $w_0$  est beaucoup plus petit que  $w_1$ ,  $x_0$  sera beaucoup plus petit que  $x_1$ . De ce fait, le rendement tombe, ce qui est regrettable sans être catastrophique. On notera toutefois que quand  $w_0$  diminue, l'effort maximum encaissé par le bateau diminue, c'est-à-dire que si le même bateau accoste moins vite, il encaissera un effort plus petit. C'est une bonne chose car on n'a pas intérêt à appliquer à un navire toutes les fois qu'il accoste l'effort maximum qu'il est censé pouvoir encaisser sans dommage. Il faut le faire si c'est vraiment nécessaire, i.e. si le navire accoste précisément avec l'énergie cinétique maximum prévue au calcul.

On peut donc dire que l'amortisseur élastique présente l'avantage de réaliser une décroissance de l'effort maximum avec l'énergie absorbée mais que cet avantage n'est pas exploité autant qu'on le pourrait du fait que pour de faibles énergies on n'utilise qu'une faible partie de la course.

Si maintenant nous prenons le cas  $w_0$  plus grand que  $w_1$ , il est évident que l'amortisseur élastique est insuffisant. Il y a choc en fin de course et il y aura une avarie soit au bateau, soit à l'amortisseur, soit à l'installation fixe.

Pour résumer ces considérations, on peut dire qu'un amortisseur élastique est surtout caractérisé par un plafond brutal au point de vue énergie absorbable. En deça de ce plafond l'avarie est presque impossible. Au delà elle est presque certaine.

Comme amortisseur élastique à loi linéaire nous pouvons citer, outre les bateaux eux-mêmes, le système très ancien des ducs d'ALBE, autrefois en bois et peu puissants actuellement pouvant être constitués de caissons métalliques et susceptibles d'absorber en flexion une énergie de moyenne grandeur. Citons par exemple les ducs d'ALBE de l'avant-port de CAEN qui servent à guider les bateaux vers l'entrée de l'écluse, qui sont calculés pour une énergie de l'ordre de 8,5 t.m.

On peut aussi donner à un amortisseur élastique une loi d'amortissement non linéaire. Théoriquement la loi peut être quelconque mais pratiquement on réalise surtout des lois croissantes avec concavité vers le haut, qui donnent donc des rendements plus petits que 0,5. Prenons comme exemple les amortisseurs du port pétrolier de DUNKERQUE qui sont constitués par trois couches de boudins de caoutchouc. La courbe d'amortissement est à peu près parabolique. Par conséquent, le rendement est de l'ordre de 1/3. La course maximum pratique est de 0,6 m correspondant à un effort de 133 t. L'énergie absorbable est donc 27 t.m. On note que cet amortisseur est nettement plus puissant que celui précédemment décrit mais il possède cette même caractéristique fondamentale d'avoir un plafond très net au point de vue de l'énergie absorbable.

**Amortisseurs à gravité :**

La réaction d'un amortisseur à gravité se compose d'une réaction statique correspondant à la montée du poids, et d'une réaction dynamique due aux forces d'inertie. Ces dernières ne sont plus négligeables comme dans le cas des amortisseurs élastiques. Toutefois, elles n'agissent qu'au début de la course en perturbant la loi de réponse et finalement leurs effets se compensent. Quand l'amortisseur arrive en fin de course à vitesse nulle, sa réaction est bien celle donnée par la force statique et d'autre part l'énergie absorbée elle aussi est bien celle de la courbe statique, de sorte que, en fin de compte, on peut se borner à caractériser un amortisseur à gravité par sa courbe statique. Là encore, ces courbes peuvent théoriquement affecter n'importe quelle forme, mais en pratique on a toujours réalisé des courbes croissantes à concavité vers le haut. On voit donc que les amortisseurs à gravité sont tout-à-fait comparables aux amortisseurs élastiques, les rendements sont du même ordre et il existe toujours ce même plafond d'énergie absorbable.

Il y a toutes sortes de réalisations de ce principe! Les plus puissants sont, à ma connaissance, ceux de MINA AL HAMADI qui absorbent 50 t. m. Notons que les amortisseurs à gravité comportent souvent une certaine absorption d'énergie par frottement sur les articulations, ce qui peut présenter un avantage par rapport aux amortisseurs purement élastiques.

Citons maintenant, pour mémoire, les amortisseurs à frottement solide. De tels amortisseurs sont théoriquement possibles, par exemple un poids qui serait poussé sur un plan horizontal. Mais, en pratique, l'énergie dissipée s'accompagne toujours plus ou moins d'une part d'énergie emmagasinée de façon réversible, i.e. par gravité ou par élasticité. Un système où la part irréversible est très grande par rapport à la part réversible est celui des fascines en bois flottant entre bateau et quai. On peut estimer respectivement à 80 % et 20 % les parts irréversible et réversible de la déformation. Prenons l'exemple du port de CHERBOURG. Les fascines sont constituées par des cylindres de 1,600 m de diamètre, 3,50m de longueur, faits avec des branches et des petits troncs d'arbres non équarris de 10 à 15 cm de diamètre. La courbe d'effort résultant d'essais que nous avons faits sur modèle à l'allure indiquée figure 2. On peut prendre une course de l'ordre de 40 cm correspondant à un effort de 150 t mais la courbe tourne extrêmement vite et le rendement est mauvais. Il n'est que de l'ordre de 0,2. Si bien que l'énergie absorbable est de 12 t.m, ce qui est relativement faible. Bien entendu la destruction complète de la fascine absorberait une énergie beaucoup plus grande mais elle s'accompagnerait d'efforts d'un tout autre ordre de grandeur car la courbe d'effort croît extrêmement vite en fonction de l'écrasement. Un tel système qui est très intéressant par sa rusticité ne peut donc convenir que si on a la certitude que l'énergie à absorber ne dépassera pas des valeurs relativement faibles.

### Amortisseurs à frottement liquide :

Nous abordons ici le chapitre, très vaste, des amortisseurs à dash-pot qui se prêtent à de multiples solutions et présentent une grande souplesse d'exploitation.

Au point de vue théorique, il faut remarquer que l'amortissement par frottement liquide se fait toujours en deux stades.

1°) l'énergie cinétique du bateau est transformée en énergie cinétique d'un liquide s'écoulant à très grande vitesse à travers un petit orifice ;

2°) l'énergie cinétique du liquide se transforme en chaleur par frottement visqueux.

Seule la première opération est intéressante pour l'Ingénieur car c'est elle qui définit la loi d'amortissement. Elle est régie presque intégralement par la loi de BERNOULLI et n'est que fort peu influencée par la viscosité du liquide.

La seconde opération fait intervenir la viscosité. Mais comme les élévations de température sont faibles elles ne posent en pratique aucun problème à l'Ingénieur.

Les amortisseurs à dash-pot se prêtent à la réalisation de toutes sortes de lois, car il est facile de faire varier la section de passage du liquide en fonction de la course (par exemple : au moyen d'une tige de diamètre variable se déplaçant dans un étranglement de section constante).

### Formules générales :

Nous assimilons le bateau à un point matériel de poids  $P$  et de vitesse  $V$  normale au quai. Soit  $x$  le déplacement du bateau que nous supposons le même que celui du piston.

L'origine des  $x$  correspond au premier contact du bateau avec le pare-choc. Posons :

$$H = \frac{V^2}{2g}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} \text{ pour } x = 0$$

L'énergie cinétique initiale du bateau est

$$w_0 = PH_0$$

Au point  $x$  elle est

$$w = PH$$

Le travail du dash-pot est

$$T = \int_0^x F dx$$

$F$  étant la réaction du dash-pot.

Nous avons

$$T = P (H_0 - H) \tag{1}$$

La vitesse d'écoulement du liquide dans l'orifice est

$$u = V \frac{\Sigma}{S}$$

en appelant  $\Sigma$  la section (constante) du piston et  $S$  la section contractée de l'orifice (variable ou non avec  $x$ ).

La pression dans le dash-pot est, en hauteur de liquide

$$\frac{U^2}{2g} = \frac{\Sigma^2 V^2}{S^2 2g} = \frac{\Sigma^2}{S^2} H$$

L'effort sur le piston est donc

$$F = \frac{\Sigma^2 \delta}{S^2} H$$

en appelant  $\delta$  le poids spécifique du liquide.

Posons :

$$\frac{\Sigma^2 \delta}{S^2} = D$$

d'où

$$F = DH$$

La fonction  $D(x)$  est une caractéristique constructive du dash-pot (de dimensions  $F/L$ ).

En dérivant l'équation (1) par rapport à  $x$  il vient :

$$T' = F = DH = -PH'$$

Cette équation différentielle a pour solution :

$$H = H_0 e^{-\frac{1}{P} \int_0^x D dx}$$

D'où finalement la formule

$$F = D H_0 e^{-\frac{1}{P} \int_0^x D dx} \quad (2)$$

*Problème I -*

On connaît la loi du dash-pot  $D(x)$  le poids du bateau  $P$  et sa vitesse d'accostage  $V_0$ , déterminer la loi de l'effort  $F(x)$ . Elle est immédiatement donnée par la formule (2).

On voit que  $F$  est d'un bout à l'autre de la course proportionnel à  $V_0^2$ .

L'influence de  $P$  sur  $F$  est beaucoup moins simple que cela. Nous l'étudierons plus loin.

*Problème II -*

On connaît  $P$  et  $H_0$ . On se donne une loi  $F$ , déterminer le dash-pot  $D$ .

Connaissant  $F$ , on connaît son intégrale  $T$ . La formule 1 donne :

$$H = H_0 - \frac{T}{P} = \frac{F}{D}$$

d'où l'on tire :

$$D = \frac{PF}{P H_0 - T} \quad S^2 = \frac{\sum^s \delta (P H_0 - T)}{P F} \quad (3)$$

En fin de course  $x = x_1$  on a  $T = P H_0$ , d'où

$$D = \infty \quad \text{et} \quad S = 0$$

ce qui montre que la formule (2) peut prendre la forme indéterminée

$$F = \frac{\infty}{\infty}$$

pour  $x = x_1$

Problème III -

On se donne une loi  $F$  pour un certain poids  $P$ . Déterminer la loi  $F_1$  pour un autre poids  $P_1$ ,  $V_0$  étant le même dans les deux cas.

La formule (2) nous donne

$$\frac{F_1}{F} = \left( e^{-\frac{1}{P} \int_0^x D dx} \right)^{\frac{P}{P_1} - 1} \tag{4}$$

D'autre part la formule (1) donne

$$T = P H_0 \left[ 1 - e^{-\frac{1}{P} \int_0^x D dx} \right]$$

d'où l'on tire :

$$e^{-\frac{1}{P} \int_0^x D dx} = \frac{P H_0 - T}{P H_0}$$

En portant dans (4) il vient :

$$\frac{F_1}{F} = \left( \frac{P H_0 - T}{P H_0} \right)^{\frac{P - P_1}{P_1}} \tag{5}$$

ce qui résoud le problème posé.

Notons que nous avons forcément :

$$\int_0^x F_1 dx = \frac{P_1}{P} \int_0^x F dx$$

Applications :

1) Cas d'un orifice constant :

La fonction  $D(x)$  est une constante. La formule (2) donne

$$F = D H_0 e^{-\frac{DX}{P}}$$



L'effort décroît toujours avec la course. Il est maximum pour  $x = 0$

$$F_M = F_0 = D H_0$$

On remarque qu'il ne dépend pas du poids du bateau mais simplement de sa vitesse (figure 3).

On peut écrire :

$$F = F_0 e^{-\frac{F_0 x}{P H_0}} \quad (6)$$

$$H = H_0 e^{-\frac{F_0 x}{P H_0}} \quad (7)$$

La formule (7) montre que la vitesse n'est pas annulée en fin de course mais simplement réduite.

A ces deux inconvénients s'en ajoute un troisième : le rendement est faible.

Le calcul montre que :

$$\rho = \frac{1 - \frac{F_1}{F_0}}{L \frac{F_1}{F_0}} = \frac{1 - \frac{H_1}{H_0}}{L \frac{H_1}{H_0}}$$

Si l'on veut réduire de 20 à 1 l'énergie cinétique du bateau on aura :

$$\rho = \frac{0,95}{L 20} = 0,317$$

Et le rendement est d'autant plus faible que la réduction d'énergie est importante.

## 2) Cas d'un effort constant (soupape tarée) :

Un moyen simple de réaliser un effort constant consiste à régler l'orifice par une soupape tarée à très faible décrétement.

L'amortisseur fonctionne alors à pression constante donc à effort constant  $F_0$ . Il réagit aveuglément, insensible à la vitesse comme au poids du bateau.

L'énergie maximum absorbable est  $w_1 = F_0 \times x_1$ .

Pour une énergie cinétique du bateau  $w_0$  légèrement inférieure à  $w_1$ , le système est parfait, car il fonctionne avec un rendement voisin de 1.

Mais quand l'énergie à absorber diminue, le rendement baisse, car la course n'est utilisée qu'en partie. Le système a l'inconvénient d'appliquer aveuglément le même effort quels que soient le poids et la vitesse d'accostage du bateau.

Enfin, si l'énergie  $w_1$  est supérieure à  $w_0$ , le système ne convient plus du tout ; il y a choc en fin de course.

3) Cas d'un effort constant (orifice variable) :

Supposons donnés  $P$  et  $H_0$  et cherchons à construire un dash-pot de course donnée  $x_1$  à effort constant  $F_0$ . Cet effort sera :

$$F_0 = \frac{PH_0}{x_1}$$

Nous avons :

$$T = F_0 x = PH_0 \frac{x}{x_1}$$

La formule (3) nous donne

$$s^2 = \frac{\sum^s \delta (x_1 - x)}{p}$$

On voit que la section décroît avec la course et est nulle en fin de course.

Supposons le dash-pot déterminé par cette condition et voyons ce qui se passe si le même bateau de poids  $P$  accoste avec une autre vitesse  $V'_0$ . Le calcul montre alors que la courbe est encore une droite horizontale, dont l'ordonnée a varié proportionnellement à :

$$\left(\frac{V'_0}{V_0}\right)^2$$

Le système est donc parfaitement adapté au poids  $P$  puisqu'il réalise un rendement égal à 1 quelle que soit la vitesse du bateau.

Si tous les bateaux accostant avaient le poids  $P$  ce serait évidemment le système idéal. Mais le poids des bateaux est toujours

variable, et on ne peut pas l'imposer d'avance. Tout ce qu'on peut faire, c'est de fixer une limite supérieure (que l'on prendra pour  $< P$ ).

Il reste donc à voir ce qui se passe si un bateau de poids  $P$  accoste à la même vitesse  $V_0$ . Le calcul montre alors que la courbe d'effort a la forme en pointillé sur la figure 4.

Le rendement est moins bon que pour le poids  $P$  et l'effort maximum est toujours le même ce qui est regrettable. Plus le poids diminue, plus le rendement tombe.

#### 4) Solution mixte :

Devant ce résultat on peut chercher une solution de compromis qui donne un rendement un peu moins bon pour le poids maximum mais bien meilleur pour tous les poids inférieurs.

C'est celle que nous présentons sur la figure 5 : pour le poids maximum  $P$ , on choisit une courbe d'effort croissant de  $F_0$  à  $F_1$  avec concavité vers le bas. Le rapport  $\frac{F_1}{F_0}$  est grand. On peut même prendre  $F_0 = 0$ .

Cette courbe étant donnée, ainsi que  $P$  et  $V_0$ , le dash-pot est déterminé. Si l'on calcule alors les courbes d'effort pour la même vitesse  $V_0$  et des poids de plus en plus petits on trouve la famille de courbes en pointillé dont les maxima décroissent avec le poids et dont les rendements restent très bons (entre 0,8 et 0,6) pour une gamme de poids très étendue.

Le rapport  $\frac{F_1}{F_0}$  doit être choisi d'autant plus grand que la gamme de poids sera étendue.

#### Conclusions -

Il existe une différence fondamentale entre les amortisseurs élastiques ou à gravité d'une part et d'autre part les amortisseurs à dash-pot décrits dans nos solutions 3 et 4.

Les premiers sont essentiellement caractérisés par un plafond d'énergie absorbable  $w_1$ .

On peut tracer une courbe donnant l'effort maximum  $F_M$  en fonction de l'énergie à absorber  $w$ .

Cette courbe présente une discontinuité pour  $w = w_1$ . En ce point la force saute brusquement à une valeur presque infinie (figure 6).

Au contraire les amortisseurs à dash-pot ne peuvent pas être caractérisés par un plafond d'énergie, si paradoxal que cela paraisse. Ils sont caractérisés par une relation entre la force  $F_M$ , le poids  $P$  du bateau et sa vitesse d'accostage  $V_0$ .

Si l'on se donne  $P$  on pourra tracer une courbe  $F_M$  en fonction de  $W$ . Sans doute cette courbe ne va-t-elle pas à l'infini. Elle s'arrête au point où le dash-pot éclate sous l'effet de la pression intérieure. Mais il est facile de reporter ce point suffisamment loin pour qu'il n'intervienne pas en pratique.

Ainsi donc, dans le premier cas le risque d'accident surgit brusquement pour la valeur  $w_1$  avec une probabilité 1 tandis que dans le second cas le risque d'accident croît très progressivement.

Notons en outre que les rendements sont bien meilleurs avec les dash-pots, si bien que si l'on fait une comparaison à course égale la courbe 2 sera en-dessous de la courbe 1.

Pratiquement on n'a pas réalisé pour  $w_1$  des valeurs dépassant 50 t.m ce qui limite l'emploi de ces pare-chocs au cas où l'on a la certitude que l'énergie à absorber ne dépassera pas ces valeurs.

#### RESUME

#### CONSIDERATIONS ON THE PROBLEM OF FENDERING SYSTEMS

P. Angles d'Auriac

Two problems arise :

- (a) What performances can reasonably be expected of fendering systems ?
- (b) Once these performances have been established, how should the fendering system be constructed ?

The first of these questions, which the author has barely touched on, involves the calculation of probabilities and a rational solution could only be found on the basis of copious and reliable statistics.

The second question is dealt with much more comprehensively, the different systems used are reviewed, their advantages and disadvantages are compared and the conclusion reached is that every time the amount of energy to be absorbed may happen to be larger than expected, a dashpot type of shock-absorber would seem to be the most efficient system.

Consequently, the author focusses his discussion on this solution and establishes a mathematical theory making it possible either to design a dashpot for a given problem or to calculate the operating characteristics for a given dashpot under given conditions.

## Chapter 43

### LA PROTECTION CONTRE LE VENT DES NAVIRES A QUAI

par Jacques Valensi

Professeur à la Faculté des Sciences

Directeur de l'Institut de Mécanique des Fluides

de l'Université d' Aix-Marseille

#### 1ère Partie

1. Les manoeuvres d'accostage et la tenue des navires à quai peuvent soulever de très sérieuses difficultés pour les grandes unités et plus particulièrement dans le cas où le quai est exposé à l'action de vents dominants transversaux, c'est à dire dans un plan perpendiculaire au quai.

Les rafales de vent peuvent dans ce cas, d'une part gêner les manoeuvres d'accostage, au point d'interdire l'amarrage, d'autre part, pour un navire déjà amarré, les rafales peuvent engendrer dans les aussières toujours inégalement tendues des tensions instantanées capables de les casser.

Prenons l'exemple d'un navire déplaçant 30.000 tonnes avec pour longueur : 216 m , largeur 30 m, et tirant d'eau 10 m.

Un vent permanent de 120 kmh., horizontal et perpendiculaire à l'axe longitudinal du bateau, exerce sur celui-ci une poussée transversale de 250 tonnes (d'après essais en soufflerie sur modèle réduit; voir figure 1).

Mais le problème de l'amarrage est un problème essentiellement dynamique, car l'expérience montre qu'en cas de tempête le navire amarré à quai se meut constamment. Il faut donc pour examiner la possibilité de résistance d'un amarrage à

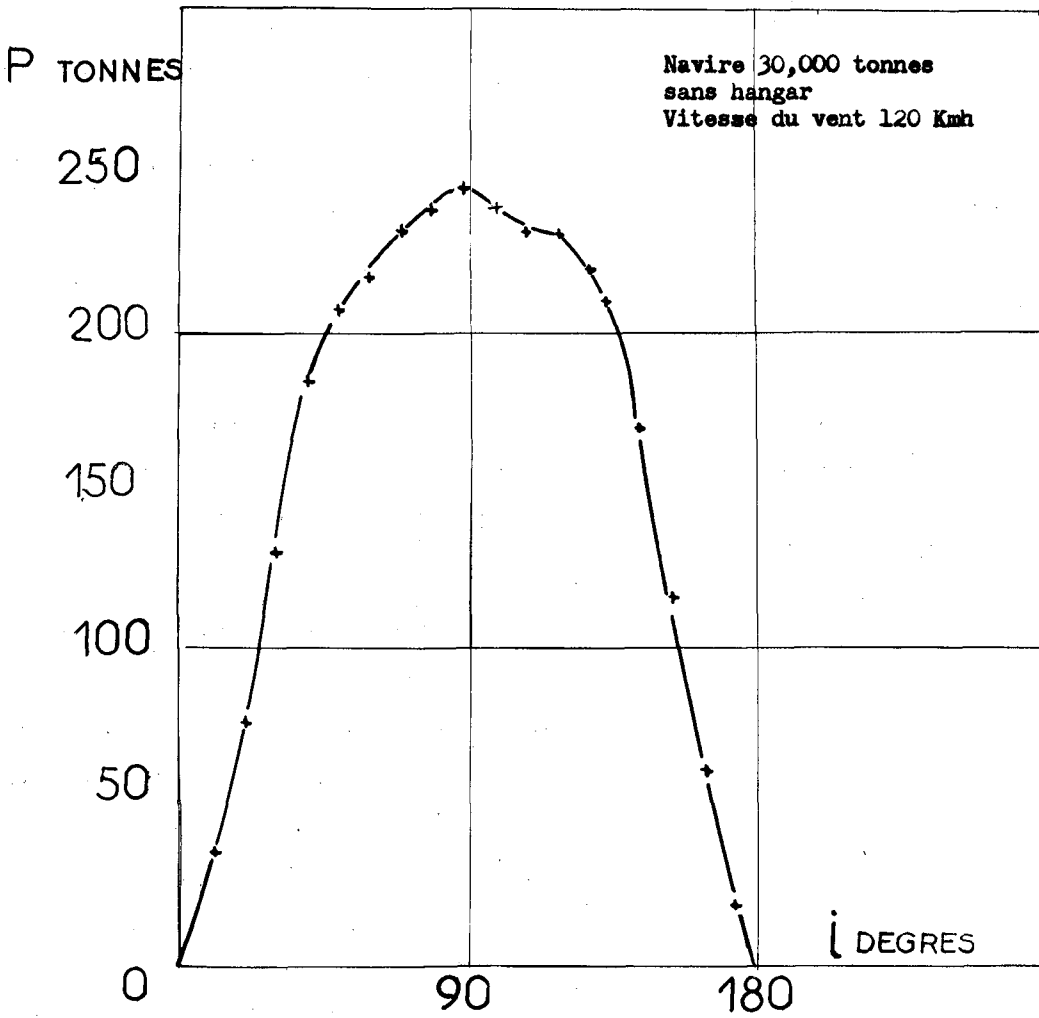


Fig. 1. Poussée transversale due au vent en fonction de l'incidence

des rafales de vent, étudier les tensions instantanées développées dans les aussières par les effets dynamiques dus aux forces engendrées par le vent, avec cette circonstance aggravante, comme je l'ai déjà dit, que les aussières ne se trouvent jamais toutes dans le même état de tension et qu'elles peuvent avoir par conséquent à subir chacune séparément la totalité des effets dynamiques.

C'est ainsi que l'on observe, dans les cas graves, la rupture des amarres une à une.

Un calcul simple, montre qu'après l'application d'un effort normal de 150 tonnes (nous verrons plus loin pourquoi je prends ce chiffre) un navire de 30.000 tonnes prend au bout de 6 secondes, une vitesse transversale de 0,20 m/s environ, (qui correspond au  $\frac{1}{4}$  de la vitesse limite et à un déplacement linéaire de 0,60 m.).

Ces chiffres ont été confirmés non seulement par des expériences sur modèle réduit, mais par des observations en vraie grandeur.

C'est dire que 6 secondes après l'application d'un effort de 150 tonnes, un navire de 30.000 tonnes peut posséder une quantité de mouvement exprimée dans le système M K S de 1 million et une énergie cinétique de 90.000 kgms.

De tels effets dynamiques peuvent engendrer dans les aussières mises brusquement en tension des efforts capables de les rompre. C'est ce que montre le calcul de la tension maximum que nous avons effectué dans un cas particulier, en admettant la propagation d'une onde d'extension dans l'aussière. Ce calcul, qui suppose l'aussière parfaitement élastique, est d'ailleurs inspiré de celui effectué par Boussinesq pour une barre soumise à un choc de compression.

Pour un effort appliqué de 50 tonnes, au bout de 6 secondes, la vitesse transversale n'est plus que 7 cm/s (environ le tiers de la vitesse limite) ce qui correspond à un déplacement de 0,20 m et à une quantité de mouvement égale à 300.000 M K S (Voir Annexe, Tableau 2).

Un tel effet dynamique peut aisément être absorbé par un amarrage du type classique.

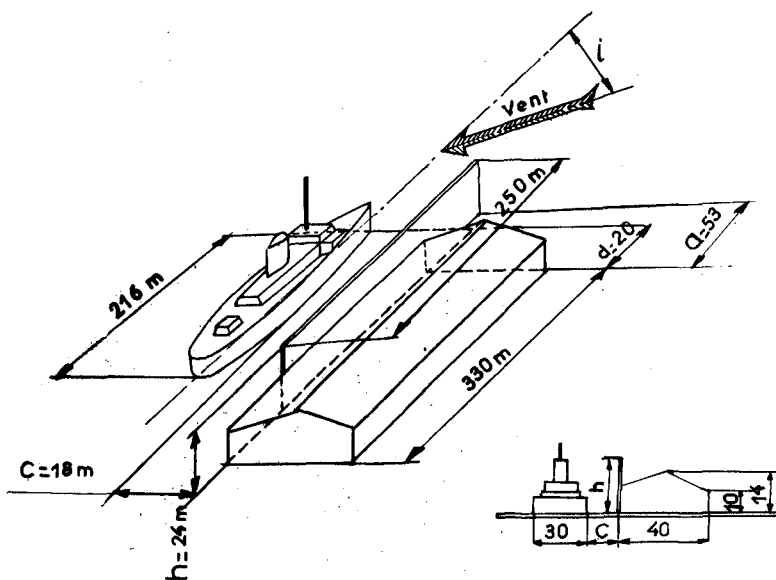


Fig. 2. Disposition du Navire par rapport au quai hangar position I (voir Fig. 3).

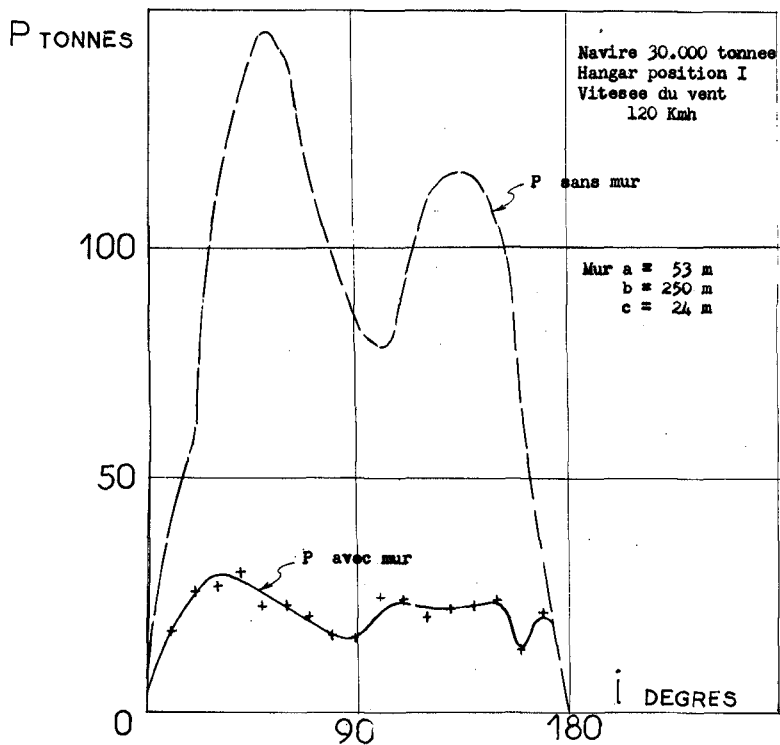


Fig. 3. Poussée transversale due au vent en fonction de l'incidence sans et avec protection, mais derrière hangar (voir Fig. 2.).



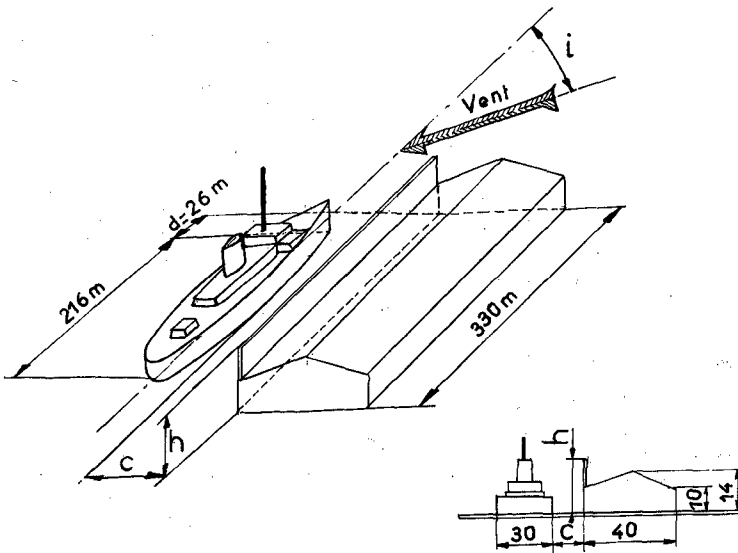


Fig. 4. Disposition du navire par rapport au quai, hangar position III (voir Fig. 5).

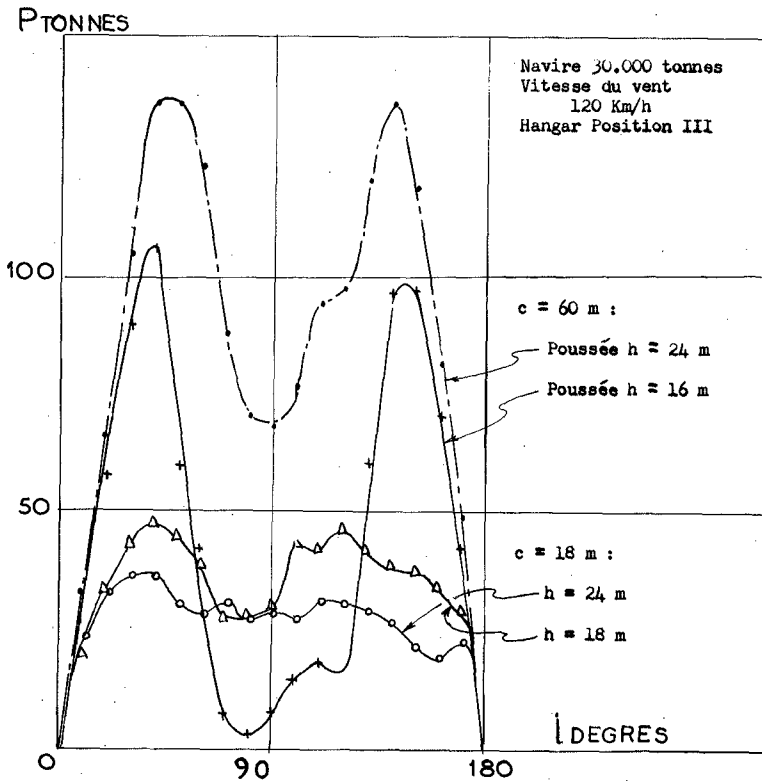


Fig. 5. Poussée transversale due au vent en fonction de l'incidence, pour diverses configurations (voir Fig. 4).

2. On peut penser pour pallier les effets dynamiques du vent, à abaisser la poussée développée par le vent sur le navire, en utilisant la protection d'un mur écran.

C'est ainsi qu'on a construit en 1947 dans le Port du Havre un mur écran de 240 m de long sur 20 m de hauteur.

La section droite du mur est semi triangulaire, la paroi convexe recevant le vent dominant étant cylindrique. De place en place de larges ouvertures ont été ménagées dans le mur, qui présente une porosité globale (surface vide sur surface totale, de 0,15 environ).

Le mur est constitué par la juxtaposition de 9 panneaux de 20 mètres de long avec entre chaque panneau une baie de 7,5 m sur 12,5 m de hauteur.

3. Le problème m'a été posé à Marseille, d'abord par Estrinne et Cie, puis par Mr. l'Ingénieur en Chef Flinois, Directeur Général des Concessions du Port de Marseille à la Chambre de Commerce, d'étudier, du point de vue aérodynamique, les caractéristiques d'un mur de protection pour l'un des quais du port de Marseille, exposé transversalement à l'action du Mistral. J'ai effectué cette étude sur modèle réduit au 1/200 dans l'une des Souffleries de l'Institut de Mécanique des Fluides de Marseille, avec l'assistance de Monsieur Rebont, Ingénieur au Centre National de la Recherche Scientifique, et en liaison d'une part avec Estrinne et Cie et d'autre part, avec la Chambre de Commerce.

Le problème se présentait de la façon suivante :

un hangar d'une longueur de 300 m environ, protège partiellement du vent les navires amarrés:

- 1°) étudier l'effet de protection du hangar ;
- 2°) voir quel dispositif il faut adjoindre au hangar pour compléter son action (voir figures 2 et 4).

L'étude sur modèle réduit a montré que la protection fournie par le hangar est relativement efficace pour un vent d'incidence 90°, l'effort normal

dû à un vent de 120 km h passant de 250 tonnes pour le bateau non protégé à 100 tonnes environ pour le navire derrière hangar (figure 3). Mais la protection est insuffisante pour une incidence de 40° correspondant sensiblement au Mistral, l'effort normal sur le navire étant dans ce cas égal à 150 tonnes, (figure 3),

Nous avons vu que les effets dynamiques consécutifs à l'application d'un tel effort pouvaient engendrer la rupture de l'amarrage.

J'ai donc proposé la constitution d'un mur régissant au dessus de la face frontale du hangar et capable d'abaisser les efforts dus au vent sur le bateau amarré, à une limite admissible.

Le mur devait également fournir une protection du navire au cours des manoeuvres d'accostage.

Ce mur présente des caractéristiques tout à fait différentes de celles du mur écran du Havre :

- d'une part son effet protecteur complète celui d'un hangar,
- d'autre part il est constitué par une paroi poreuse verticale et mince, la porosité étant assurée par de petites perforations réparties uniformément sur toute la surface du mur.

L'expérience sur modèle réduit montre qu'une paroi perméable peut constituer une protection très efficace tandis que par rapport au mur plein elle offre de nombreux avantages :

- poussée réduite de la part du vent,
- construction plus légère,
- caractère instationnaire du sillage, moins marqué.

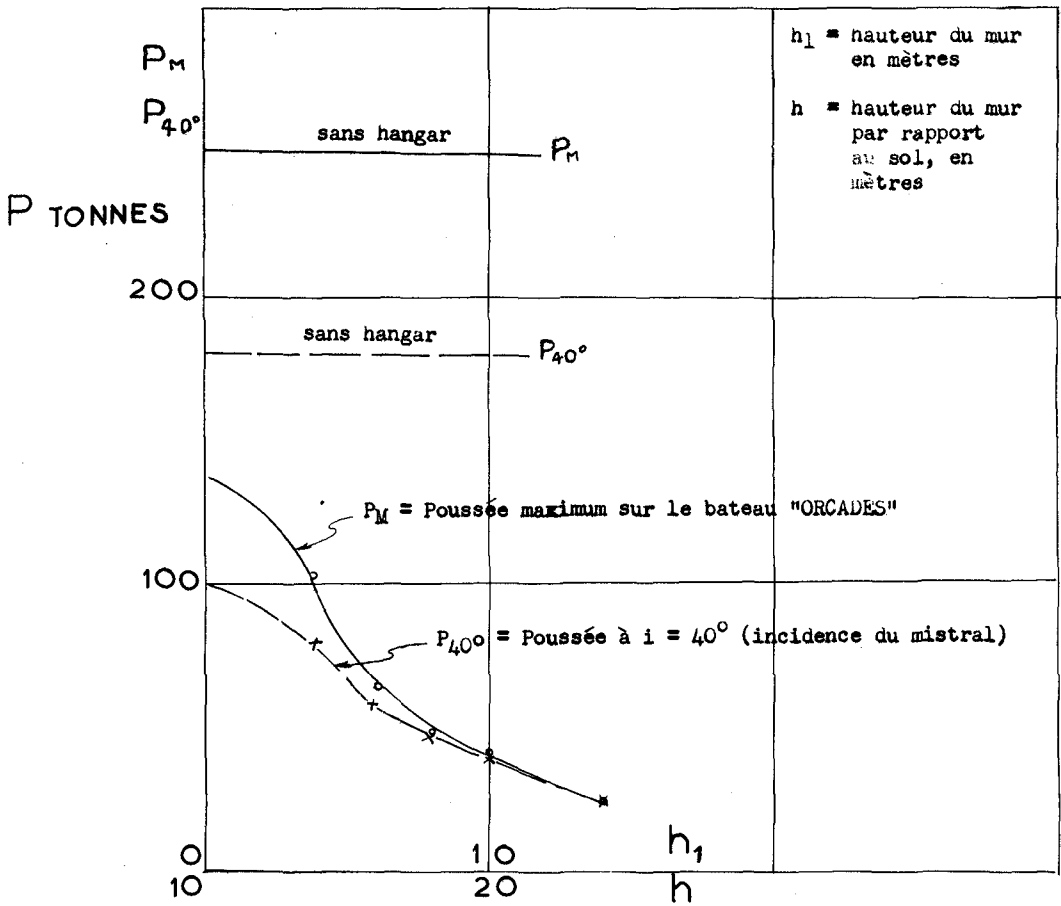


Fig. 6. Poussée transversale maximum et poussée à  $i = 40^\circ$  s'exerçant sur le navire protégé par des murs perforés de différentes hauteurs.

Les figures 1 à 6 rendent compte de quelques uns des résultats obtenus dans l'étude en Soufflerie sur modèle réduit.

Le mur est actuellement en construction. Le projet de structure en a été établi par la Direction des travaux de la Chambre de Commerce sous la supervision de Mr l'Ingénieur en Chef Flinois et de son adjoint Mr l'Ingénieur en Chef Barrillon.

Il s'agit d'un mur métallique constitué par des bandes horizontales étroites, séparées par un faible intervalle. La porosité globale du mur est 0,1

Le projet étudié par la Chambre de Commerce de Marseille utilise d'une façon très élégante la charpente métallique existante du hangar.

## 2ème Partie

1. L'étude des caractéristiques aérodynamiques du mur perforé m'a amené à entreprendre des essais systématiques pour mettre en évidence les effets du vent sur une bande poreuse indéfinie placée dans un courant uniforme normal à son plan. Au moment où cette étude était entreprise, il n'existait dans la littérature aucun renseignement à ce sujet, les études sur écran poreux ayant été toujours effectuées pour un écran occupant toute la section droite d'un conduit.

Les résultats de ces essais se trouvent maintenant intégrés dans une étude plus générale effectuée avec Mr. René de Possel, Professeur à l'Université d'Alger, avec l'appui matériel du Secrétariat d'Etat aux F.A. (Air); l'étude des parois poreuses est en effet essentiellement liée à l'étude des parachutes.

J'exposerai maintenant les points principaux de cette étude générale qui est à la fois théorique et expérimentale.

2.0. Coefficient de résistance à l'avancement d'une bande poreuse indéfinie.

Le coefficient de résistance à l'avancement est défini de la manière habituelle; il est rapporté à la surface totale de la bande par unité de longueur et à la vitesse à l'infini amont, qui est perpendiculaire au plan de la bande.

Les bandes étudiées possèdent une largeur de 15 cm.

On a essayé des bandes faites de toiles métalliques à mailles carrées de différentes porosités géométriques  $\lambda$  (rapport surface projetée des vides à la surface totale) et également des bandes faites de toiles minces perforées à trous ronds disposés en quinconce, de différentes porosités géométriques.

Pour ces deux types de bandes poreuses et dans le domaine des vitesses qui a été étudié ( $V$  compris entre 10 et 30 ms), le  $C_x$  est fonction de  $\lambda$  et de  $V$ , mais pour un  $\lambda$  donné  $C_x$  tend rapidement vers une limite quand  $V$  augmente.

A égalité de  $\lambda$  et de  $V$ , le  $C_x$  d'une toile métallique est différent de celui d'une toile perforée.

On peut cependant trouver une expression très simple pour le  $C_x$  limite, qui représente avec une très bonne approximation les résultats des expériences, et qui est valable aussi bien pour les toiles métalliques que pour les toiles perforées.

Il suffit pour cela d'introduire une nouvelle grandeur mesurable, la porosité aérodynamique  $\sigma$ , qui est définie par le rapport du débit traversant la bande, par unité de longueur, au produit de la vitesse  $V$  de l'air à l'infini par la largeur de la bande. On trouve alors pour l'expression de  $C_x$  :

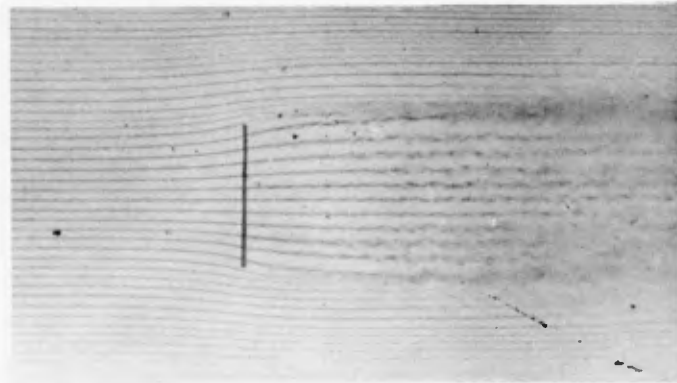
$$C_x = 2 (1 - \sigma^2)$$

Naturellement le  $\sigma$  dans cette expression est un  $\sigma$  limite mesuré à la vitesse assurant à  $C_x$  sa valeur limite.

Mais l'expérience montre que le  $\sigma$  limite d'une bande poreuse s'exprime très simplement en fonction de  $\lambda$ .

On a pour les toiles métalliques :

$$\sigma = \lambda^{1/2}$$



**Fig. 7.-** Spectre de l'écoulement à travers une bande poreuse  
(Instantané au  $10^{-6}$  seconde)

(L'écoulement est produit dans un courant d'eau circulant entre deux glaces qui enserrant la bande, une rampe distributrice de filets colorés à l'amont permet la visualisation de l'écoulement)



**Fig. 8.-** Sillage de tourbillons alternés derrière une bande poreuse. (Instantané au  $10^{-6}$  seconde)

La bande est placée dans le courant d'air d'une Soufflerie aérodynamique; le sillage est visualisé à l'aide d'un distributeur de fumée placé à l'amont de la bande.

et pour les toles perforées :  $\sigma = \lambda^{2/3}$

On en déduit :

bande de toile métallique :  $C_x = 2 ( 1 - \lambda )$

bande de tole perforée :  $C_x = 2 ( 1 - \lambda^{4/3} )$

### 2.1. Caractère du sillage à l'aval d'une bande poreuse.

V variant entre 10 ms et 30 ms pour des bandes de largeur 15 cm le caractère du sillage ne dépend que de la porosité aérodynamique de la bande.

Pour une bande très poreuse on observe un sillage quasi stationnaire analogue à celui admis par Oseen pour le sillage d'une bande pleine. L'écoulement est rotationnel dans le sillage, les lignes de courant demeurent rectilignes et parallèles à la direction de la vitesse à l'infini amont, sauf aux limites du sillage où l'on observe une couche de discontinuité enroulée (fig. 7,  $\sigma = 0,76$ )

Pour des bandes de porosité décroissante le sillage se transforme progressivement en un sillage de tourbillons alternés (fig. 8,  $\sigma = 0,43$ ).

La fréquence de détachement des tourbillons pour une vitesse donnée est une fonction croissante de la porosité, tandis que corrélativement le pas des tourbillons est une fonction décroissante de la porosité.

Ces observations ont été complétées pour une bande faite de tole perforée (  $\lambda = 0,28$  ;  $\sigma = 0,43$  ), par la détermination expérimentale de la répartition de la vitesse et des pressions statiques et totales dans le plan vertical de symétrie de la soufflerie, normal à la bande, à différentes distances à l'aval de la bande. Les mesures ont été effectuées à l'aide de sondes de pression disposées parallèlement à la direction de l'écoulement général, la détermination n'est donc qu'approximative.

On note que la pression statique, d'abord inférieure à la pression statique à l'infini amont, tend vers celle-ci, lorsqu'on s'éloigne de la bande, tandis que la hauteur protégée diminue.

Si h désignant la hauteur de la bande, et V la vitesse à l'infini amont,



la vitesse mesurée est approximativement égale à  $0,4 V$  sur une bande de hauteur  $0,75 h$  à la distance  $3,3 h$  de la bande.

A la distance  $10 h$  de l'obstacle, la vitesse mesurée est approximativement égale à  $0,7 V$  sur une bande de hauteur  $0,75 h$ .

#### RESUME

#### WINDSCREENS FOR HARBOURS.

Jacques Valensi

Big ships may sometimes be prevented from mooring when piers are not shielded against gusts from cross winds. Forces large enough to break the mooring cables can also develop.

To prevent these difficulties, a windscreen had to be built in 1947 in Le Havre harbour. It was a plain concrete wall, 240 m long and 21.5 m high, with a curved side facing the most frequent wind. Quite a few wide apertures were provided across the wall, so as to feed, in a way, the wake downstream from the wall.

The question of building a protecting screen has been raised again recently in Marseille, to provide a shield along one of the piers which is open to cross winds (Mistral). I have suggested designing a porous screen, made of a plane thin wall with numerous small holes regularly spaced, as in a perforated plate. I had reasons to believe, and it has been confirmed by experiment on small scale models, that a porous screen could provide a shield as efficiently as a plane wall. On the other hand a porous screen would offer many advantages when compared to a plain wall, as a) reduced stresses from gust effects, b) lighter and simpler structure, and c) eddies in the wake would not be as large.

Tests in the wind tunnel at I.M.F.M. on a model at  $1/200$  scale (the wall being simulated by a perforated plate), have shown that a convenient design would be the following: a porous wall 20 meters high, 150 meters long, with a porosity (free surface over the whole), of 0.16. On a ship displacing 30,000 tons, 220 meters long, the experiments have shown that the components of the aerodynamic forces in a plane normal to the longitudinal plane of the ship, would go down from 250 tons without a screen, to 40 tons with a screen, for a wind speed of 120 kmh.

It will be noticed that the direction of the dominant wind, to which these figures correspond, lies in a vertical plane at  $50^\circ$  on the plane normal to the wall. This investigation has been completed by systematic tests, in order to point out the character of flow, yet unknown, around an indefinite plane porous strip in a uniform flow normal to its plane. The results of these tests are a part of an extensive investigation carried out with Professor René de Possel.

The main conclusions of this investigation are as follows:

The aerodynamic porosity being taken as the ratio of the average velocity through the wall, over the velocity in the undisturbed stream, we find:

1) The aerodynamic porosity  $\sigma$  is a function of the structural porosity,  $\lambda$ , of the shape of the holes and of the Reynolds number. However, as the Reynolds number increases,  $\sigma$  tends rapidly toward a limiting value. For this value we have:

for a strip made of gauze:  $\sigma = \lambda^{1/2}$  ;

for a strip made of perforated plate with round holes:  $\sigma = (\lambda)^{2/3}$ .

2) The drag coefficient per unit of length is a function of  $\sigma$  only:

$$C_x = 2 (1 - \sigma^2).$$

3) When the Reynolds number referred to the width of the strip is 400.000, one can observe in the wake, for  $\lambda = 0$ , a row of alternate vortices, while for  $\lambda = 1$ , the wake is very much like the one described in the Oseen theory for a flat plain plate, with a row of weak vortices at its boundaries. When  $\lambda$  decreases from 1 toward 0, the wake transforms itself gradually into a wake of alternate vortices, their pitch being a maximum when  $\lambda = 0$ .