

ANNALES

DES

PONTS ET CHAUSSÉES

1^{re} PARTIE

MÉMOIRES ET DOCUMENTS
RELATIFS A L'ART DES CONSTRUCTIONS
ET
AU SERVICE DE L'INGÉNIEUR



98^e ANNÉE
TOME II — FASCICULE 4

1928 — IV
Juillet-Août

PARIS

RÉDACTION

COMMISSION DES ANNALES
à l'École Nationale des Ponts et Chaussées
28, Rue des Saints-Pères

ADMINISTRATION

A. DUMAS, ÉDITEUR-GÉRANT
Abonnements et Annonces
6, Rue de la Chaussée-d'Antin

Ecole nationale des Ponts et 98
Annales des Ponts et 2
1928



612648

ANNALES DES PONTS ET CHAUSSÉES

1928. — IV.

TABLE DES MATIÈRES

NUMÉROS des articles	INDICATION DES MATIÈRES PAR ORDRE D'INSERTION	NUMÉRO des pages
1	Essai sur les digues maritimes verticales, par M. SAINFLOU, Ingénieur des Ponts et Chaussées.....	5
2	Exécution de la percée du lac d'Artouste en vue de son amé- nagement en réservoir saisonnier, par J. LECLERC DU SABLON, Ingénieur des Ponts et Chaussées, Ingénieur principal à la Compagnie des Chemins de fer du Midi.....	49
3	Recepape d'un bartardeau en palplanches métalliques à 2 m. 50 au-dessous du niveau de l'eau, par M. COR, Ingénieur des Ponts et Chaussées.	62
4	La normalisation des barrages à profil triangulaire et l'appli- cation de la condition Maurice Lévy, par M. M. ARBELOT et BONNET.	71
5	Statistique de la production et de la distribution d'énergie en France en 1928.....	78
6	Compte rendu des périodiques... ..	81
7	Bulletin bibliographique.....	89

ERRATUM. — A la page 229 du précédent fascicule, au lieu de :

5 litres d'émulsion à 0.70 + 3.50,

il faut lire : 5 litres à 0,70 = 3,50.

D'autre part, il y a lieu de remarquer que le tableau qui se trouve sur cette page 229 se rapporte au paragraphe B de la page précédente.

N^o 1

ESSAI SUR LES DIGUES MARITIMES VERTICALES

Par M. SAINFLOU

Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Les digues maritimes à parement vertical, assez répandues dans les ports de certains pays étrangers, les ports italiens surtout, ont été jusqu'ici uniquement construites en France dans les mers à niveau variable, à raison sans doute des facilités qu'offre le travail à la marée ; il n'en existe pour l'instant aucun exemple dans les ports méditerranéens, métropolitains ou coloniaux, l'essai malheureux de Bizerte ayant conduit à la transformation du profil initial, et la nouvelle digue d'Alger étant à peine commencée, dans sa partie verticale tout au moins : c'est d'abord qu'on avait été arrêté par la sujétion de l'établissement d'une muraille verticale fondée profondément au-dessous de l'eau ; c'est ensuite qu'on ne pouvait nier la parfaite tenue à la mer et la réussite, dans tous les cas, des digues en enrochements à parements inclinés, dont la digue de Marseille, précédent fameux, constitue le prototype. C'est aux ingénieurs d'Alger et au groupe d'entreprises Schneider-Hersent-Daydé que revient le mérite de s'être affranchis de ce précédent, malgré l'accident de Bizerte, en proposant, en vue des agrandissements du grand port de l'Afrique du Nord, la construction d'un ouvrage du type vertical fondé à grande profondeur, dont le profil d'abord prévu figure dans une très intéressante note publiée dans les *Annales* (1923-V), par M. l'Ingénieur en chef Benezit, et dont le profil définitivement arrêté avant exécution est donné ci-contre (fig. 1) ; la construction de la muraille a été commencée fin 1927, avec des blocs d'un poids individuel de 450 tonnes.

La question des avantages respectifs des deux types a été amplement discutée, sinon épuisée, au dernier Congrès de Navi-

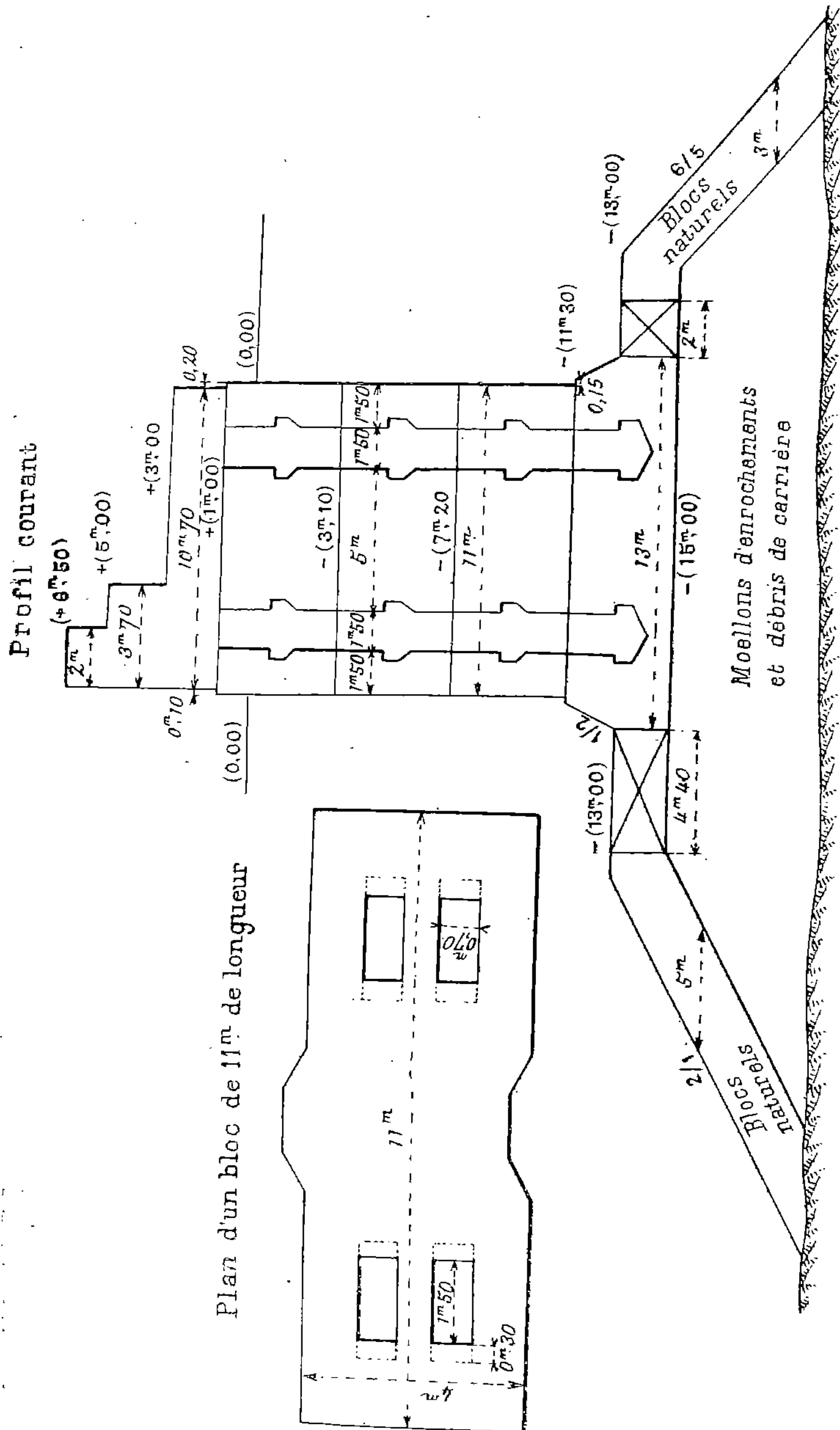


Fig. 1. — Port d'Alger: Jetée du large (profil courant).

gation du Caire, et il est admis que lorsqu'il est réalisable, le type vertical présente sur le type incliné d'assez nombreux avantages, parmi lesquels nous citerons les suivants :

Économie et plus grande rapidité d'exécution ;

Frais d'entretien à peu près supprimés ;

Possibilité de garer des navires le long de la paroi intérieure de l'ouvrage ;

Gain sur les surfaces d'évolution des avants-ports ou des bassins, pour une même implantation de l'axe de la digue.

On sait d'ailleurs que les deux types se différencient nettement du point de vue du mode de résistance à la mer, comme il est exposé dans l'article susvisé : les talus d'enrochements absorbent, en s'usant, l'énergie des vagues qui se dissipe en chocs, frottements et tourbillons, les parements verticaux réfléchissent simplement la houle, sans qu'aucune énergie destructrice soit libérée, en produisant le mouvement ondulatoire stationnaire connu sous le nom de clapotis et en ne subissant que des efforts statiques, variables selon la période de la houle incidente.

M. l'Ingénieur en chef Bénézit avait, dans son article, posé les grandes lignes d'un procédé de calcul des digues verticales, basé précisément sur les lois de la réflexion de la houle et justifié par l'observation de l'effet des vagues sur ces ouvrages, observation selon laquelle ils ne subissent *aucun choc* au cours des tempêtes. Or, plus récemment, M. Jorge Lira, Vice-Président de la Commission des ports du Chili, a donné dans le *Génie Civil* du 5 février 1927, ainsi que dans son rapport au Congrès de Navigation du Caire, une méthode de calcul toute différente ; il critique la méthode de M. Bénézit, qui ne tient pas compte, selon lui, « de la vitesse orbitaire dont se trouve animée la masse liquide quand elle arrive à frapper le mur », et excipe de son côté d'observations d'après lesquelles des effets de choc auraient été constatés sur des ouvrages à parement vertical.

C'est selon nous à l'observation qu'il faut demander la clef du problème ; or on sait combien sont difficiles en l'espèce non seulement les mesures, mais encore la simple mais exacte et impartiale constatation des faits ; il ne faut donc pas s'étonner

de trouver dans les travaux des deux réputés ingénieurs que nous avons cités des affirmations contradictoires. Mais en attendant que des résultats d'observations suffisamment probants soient acquis, nous pensons devoir prendre position dans le débat en montrant que, du point de vue théorique, seule la méthode de M. Bénézit paraît acceptable ; nous l'approfondirons ensuite pour en dégager certaines particularités pratiques et nous justifierons nos résultats théoriques en expliquant un fait incontesté ; le simple déversement en nappe, de la houle sans projections violentes, au-dessus des parapets des digues verticales, dans des cas où la théorie de M. Lira paraît impuissante à prévoir ce phénomène.

EXPOSÉ SOMMAIRE DES DEUX MÉTHODES EN PRÉSENCE

HOULE. — Nous renvoyons le lecteur à un mémoire publié dans les *Annales des Ponts et Chaussées* de 1888, par Barré de Saint-Venant et Flamant (n° 23, p. 705. *De la houle et du clapotis*), mémoire auquel nous ferons de nombreux emprunts, et qui, mieux que les travaux de M. Boussinesq, dont il s'inspire, montre les approximations au prix desquelles sont obtenus les intéressants résultats qu'il contient.

Prenant pour axes dans un plan vertical normal aux génératrices de la « houle cylindrique » le plan horizontal du niveau de l'eau au repos et la verticale descendante, les formules de la houle, dans le cas de la profondeur infinie que nous envisagerons seul tout d'abord, sont les suivantes :

$$\begin{cases} x = x_0 + r \sin \pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x_0}{L} \right) \\ \zeta = \zeta_0 - \frac{\pi r^2}{2L} - r \cos \pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x_0}{L} \right) \end{cases}$$

x_0 et ζ_0 étant les coordonnées de la molécule au repos, x et ζ les coordonnées au temps t , $2L$ la longueur des vagues de creux à creux ou de sommet à sommet, r le rayon du cercle décrit par la molécule, donné par .

$$r = h e^{-\frac{\pi \zeta_0}{L}}$$

où h est la demi-hauteur de la houle et z_0 la distance verticale entre le centre du cercle décrit par la molécule considérée et le centre du cercle décrit par la molécule de surface, quantité liée à ζ_0 par la relation :

$$z_0 = \zeta_0 + \frac{\pi}{2L} (h^2 - r^2).$$

L'ensemble des molécules primitivement au repos au niveau ζ_0 est sur une trochoïde dont le niveau moyen est au-dessus du plan de repos de la quantité $\frac{\pi r^2}{2L}$; la pression p sur cette trochoïde est donnée par :

$$\frac{p - p_0}{\rho g} = \zeta_0.$$

C'est la pression hydrostatique au niveau du plan de repos.

La surface libre en particulier est une trochoïde dont les molécules sont à la pression atmosphérique et dont le niveau moyen est à la hauteur $\frac{\pi h^2}{2L}$ au-dessus du plan de repos.

La vitesse de la molécule en tous les points de sa trajectoire circulaire, et en particulier au sommet, est liée à la demi-période T de la houle par la relation :

$$v = \frac{\pi r}{T} \left(v = \frac{\pi h}{T} \text{ à la surface} \right).$$

La période T est liée à la demi-longueur L des vagues par la relation $\pi L = g T^2$.

CLAPOTIS. — Lorsque deux houles de même période, longueur et hauteur et de sens contraire interfèrent, après réflexion d'une houle sur une muraille verticale par exemple, le mouvement oscillatoire résultant, ou clapotis, est donné « à la seconde approximation » (selon l'expression de Boussinesq), par les formules :

$$x = x_0 + 2r \sin \frac{\pi t}{T} \cos \frac{\pi x_0}{L} .$$

$$\zeta = \zeta_0 - \frac{4r^2}{2L} \sin^2 \frac{\pi t}{T} - 2r \sin \frac{\pi t}{T} \sin \frac{\pi x_0}{L} .$$

Les trajectoires sont des arcs de parabole à axe vertical, qui deviennent des droites verticales en des points distants de $2hL$

(k entier) de la paroi réfléchissante, le long de cette paroi, en particulier. La surface libre est à tout moment une trochoïde de hauteur double de celle de la houle incidente et dont le niveau moyen est à la hauteur $\frac{4\pi h^2}{2L} \sin^2 \frac{\pi t}{T}$ au-dessus du niveau de repos : remarquons dès maintenant que pour $\sin \frac{\pi t}{T} = \pm 1$ cette surélévation du niveau moyen est quatre fois plus forte que celle de la houle génératrice ; pour $\sin \frac{\pi t}{T} = 0$, la trochoïde se confond avec le niveau du plan de repos.

Alors que les formules de la houle en profondeur indéfinie satisfont en toute rigueur aux lois de l'hydrodynamique, celles du clapotis, même en seconde approximation, ne sont valables qu'à la condition de négliger les termes de l'ordre de $\left(\frac{\pi h}{L}\right)^3$.

Ces notions rappelées, il nous est possible d'analyser sommairement les méthodes proposées par MM. Bénézit et Lira.

M. Bénézit, qui n'envisage d'ailleurs que le cas de la profondeur infinie, admet que la houle se transforme en clapotis et n'exerce en conséquence sur la paroi verticale des digues que des pressions statiques, pressions dont il donne la formule approximative. Les molécules de surface s'élèvent et s'abaissent le long de la paroi, à une hauteur $2h$ au-dessus et au-dessous du niveau moyen de la houle, qui est, selon lui, à la hauteur $\frac{\pi h^2}{2L}$ au-dessus du niveau de repos. Il admet d'ailleurs qu'à la profondeur L la pression est invariable et égale à la pression hydrostatique ; les pressions variant linéairement, selon tout au moins une approximation tout à fait légitime, les droites représentatives des pressions maximum et minimum sont faciles à obtenir ; on en déduit immédiatement les efforts sur la paroi.

M. Lira, qui se place dans le cas d'une profondeur finie, admet, pour les variations du niveau le long de la muraille, celles de la houle, soit $\pm h$ par rapport au niveau moyen, celui-ci étant, selon lui, à une hauteur $\frac{\pi a_s^2}{2L}$ (il appelle L la longueur de la houle ;

nous avons rétabli $2 L$ conformément à nos notations); dans cette formule a_s est le demi grand axe des orbites elliptiques des molécules de surface.

La pression statique à la profondeur H est constante et égale à la pression hydrostatique ; entre cette profondeur et la surface, où règne la pression atmosphérique, les pressions statiques varient linéairement ; à ces pressions statiques s'ajoutent, selon M. Lira, des pressions d'origine dynamique, données par la formule $P = 2000 v^2$, v étant la vitesse des molécules sur leurs orbites à la rencontre de la paroi.

Indépendamment de la justification que nous tirerons de la constatation des niveaux atteints par la houle réfléchie, nous pensons que la première méthode seule est admissible, théoriquement, du fait qu'elle est basée sur l'existence d'un mouvement compatible avec les conditions aux limites, c'est-à-dire comportant au contact du plan de réflexion des trajectoires verticales.

Au contraire la méthode « dynamo-statique » de M. Lira est basée, nous l'avons dit, sur le calcul des vitesses dont seraient animées les molécules au sommet d'orbites elliptiques, à leur passage dans le plan vertical rencontré, orbites que les molécules *ne peuvent en fait parcourir* puisque ces ellipses sont coupées diamétralement par le plan vertical opposé à la propagation de la houle. Sous une autre forme, cette méthode suppose que la présence du plan vertical ne perturbe pas cette propagation, qui s'évanouit en quelque sorte en l'abordant. Bien qu'elle donne sans doute des résultats du même ordre que la première, quoique inférieurs, elle paraît théoriquement inacceptable ; or, dans la pratique, elle ne présente pas une plus grande facilité d'application.

Mais l'autre méthode, utilisant les lois du clapotis, appelle quelques précisions que nous nous proposons d'exposer en examinant le cas pratique d'une houle se propageant en profondeur limitée.

HOULE ET CLAPOTIS DANS LE CAS D'UNE PROFONDEUR LIMITÉE.

On sait, et l'on peut déduire du mémoire précité de Barré de Saint-Venant et Flamant, que dans une masse d'eau de profondeur finie H , les équations de la houle deviennent :

$$x = x_0 + r \sin \pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x_0}{L} \right)$$

$$\zeta = \zeta_0 - \frac{\pi r r'}{2L} - r' \cos \pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x_0}{L} \right).$$

Les molécules décrivent, dans le temps $2T$, des trajectoires elliptiques de demi-axe r et r' tels que

$$r = h \frac{\operatorname{ch} \pi \frac{H - \zeta_0}{L}}{\operatorname{sh} \frac{\pi H}{L}} \quad r' = \frac{h \operatorname{sh} \pi \frac{H - \zeta_0}{L}}{\operatorname{sh} \frac{\pi H}{L}} \quad (1)$$

$$\text{avec } T = \sqrt{\frac{\pi L}{g} \coth \frac{\pi H}{L}}.$$

Ces formules sont compatibles avec les équations générales de l'hydrodynamique, à la condition de négliger les termes de l'ordre de $\frac{\pi^2 (r^2 - r'^2)}{L^2}$, ce qui suppose que la houle a une faible hauteur par rapport à sa longueur.

La forme de la houle, c'est-à-dire le lieu des molécules primi-

(1) Ces formules sont différentes de celles de la p. 782 du mémoire Barré de Saint-Venant et Flamant, en ce sens que ζ_0 ordonnée de la position de repos, y remplace z_0 ordonnée du centre des trajectoires elliptiques ; elles doivent être rapprochées de celles du clapotis « en deuxième approximation » données à la page 802 du même mémoire, où l'on retrouve

ζ_0 dans l'expression $R = h e^{-\frac{\pi \zeta_0}{L}}$. Au reste, la théorie n'étant valable, à la rigueur, que pour de petits mouvements, le remplacement de z_0 par ζ_0 est tout à fait justifié, c'est la raison pour laquelle nous pouvons en dépit du remplacement de z_0 par ζ_0 dans les formules de la houle elliptique, tenir encore pour valable, avec nos formules, l'approximation $\frac{\pi^2 (r^2 - r'^2)}{L^2} = 0$ énoncée seulement à la p. 782 du mémoire, pour le cas où les formules de la houle renferment z_0 .

tivement au repos dans le plan de cote ζ_0 est une trochoïde elliptique dont le niveau moyen est à une hauteur

$$\frac{\pi r r'}{2L} \left(\text{soit } \frac{\pi h^2}{2L} \coth \frac{\pi H}{L} \text{ pour la surface libre} \right)$$

au-dessus du niveau de repos.

Par des calculs et des considérations analogues à ceux du mémoire de Barré de Saint-Venant et Flamant, nous allons établir les formules du clapotis en profondeur finie, résultant de l'interférence de la houle dont les formules viennent d'être données avec une houle égale de sens contraire ; nous ne pourrons le faire, comme on le verra, qu'au prix d'approximations du même ordre que celles qui ont permis d'obtenir les formules de la houle ; *elles ne sont donc acceptables que pour des houles de faible hauteur par rapport à leur longueur, ce qui n'est pas réalisé dans la pratique* ; seule, une extrapolation des résultats obtenus nous permettra donc de les appliquer aux mouvements importants de la mer. Cette extrapolation, déjà couramment admise pour la houle, est donc plausible pour le clapotis. Nous en donnerons, comme il a été annoncé, une justification tirée de l'observation des effets de surélévation de niveau produits par les digues verticales ; les formules que nous obtiendrons, pour la pression en particulier, sont d'ailleurs susceptibles d'autres vérifications, selon l'observation faite par M. l'Ingénieur en chef Bénézit, dans son mémoire précité.

Par analogie avec les formules du clapotis à une seconde approximation donnée par Flamant et de Saint-Venant, dans le cas d'une profondeur infinie, nous adopterons les formules suivantes :

$$x = x_0 + 2r \sin \frac{\pi t}{T} \cos \frac{\pi x_0}{L}$$

$$\zeta = \zeta_0 - \frac{4 r r'}{2L} \sin^2 \frac{\pi t}{T} - 2 r' \sin \frac{\pi t}{T} \sin \frac{\pi x_0}{L}$$

et nous montrerons qu'à l'approximation annoncée, le mouvement qu'elles représentent est compatible avec les équations générales de l'hydrodynamique : équation de continuité, équations de l'équilibre dynamique ; nous prouverons en outre que

la pression est constante à la surface libre ; nous rechercherons enfin la pression en un point quelconque et en particulier le long de la paroi produisant le clapotis.

a) *Équation de continuité*

Elle s'écrit :

$$\frac{\partial x}{\partial x_0} \frac{\partial \zeta}{\partial \zeta_0} - \frac{\partial x}{\partial \zeta_0} \frac{\partial \zeta}{\partial x_0} = 1$$

or

$$\begin{cases} \frac{\partial x}{\partial x_0} = 1 - \frac{2\pi r}{L} \sin \frac{\pi t}{T} \sin \frac{\pi x_0}{L} \\ \frac{\partial \zeta}{\partial \zeta_0} = 1 + \frac{2\pi r^2}{L^2} (r^2 + r'^2) \sin^2 \frac{\pi t}{T} + \frac{2\pi r}{L} \sin \frac{\pi t}{T} \sin \frac{\pi x_0}{L} \\ \frac{\partial \zeta}{\partial x_0} = \frac{\partial x}{\partial \zeta_0} = -\frac{2\pi r'}{L} \sin \frac{\pi t}{T} \cos \frac{\pi x_0}{L} \end{cases}$$

Remplaçant par ces valeurs et simplifiant, l'équation de continuité devient :

$$1 + \frac{\pi^2 (r^2 - r'^2)}{L^2} \sin^2 \frac{\pi t}{T} \cos \frac{2\pi x_0}{L} = 1$$

elle est satisfaite à la condition de négliger le terme en $\frac{\pi^2 (r^2 - r'^2)}{L^2}$,
ce que l'on a déjà admis pour établir la loi de la houle en profondeur finie.

b) *Équations de l'équilibre dynamique.*

Les équations s'écrivent, avec les notations adoptées :

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_0} &= -\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} \frac{\partial x}{\partial x_0} + \left(g - \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} \right) \frac{\partial \zeta}{\partial x_0} \\ \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial \zeta_0} &= -\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} \frac{\partial x}{\partial \zeta_0} + \left(g - \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} \right) \frac{\partial \zeta}{\partial \zeta_0} \end{aligned}$$

Calculons d'abord les deuxièmes membres de ces deux équations.

On a déjà obtenu ci-avant les dérivées premières qui y figurent ; calculons les dérivées secondes en t .

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} &= -\frac{2\pi^2 r}{T^2} \sin \frac{\pi t}{T} \cos \frac{\pi x_0}{L} \\ \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} &= -\frac{4\pi^3 r r'}{T^2 L} \cos 2 \frac{\pi t}{T} + \frac{2\pi^2 r'}{T^2} \sin \frac{\pi t}{T} \sin \frac{\pi x_0}{L} \end{aligned}$$

On a donc en, se rappelant que $T = \sqrt{\frac{\pi L}{g} \coth \frac{\pi H}{L}}$

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho g} \frac{\partial \phi}{\partial x_0} = & \frac{2\pi}{L} \left(r \operatorname{th} \frac{\pi H}{L} - r' \right) \sin \frac{\pi t}{T} \cos \frac{\pi x_0}{L} \\ & + 4 \operatorname{th} \frac{\pi H}{L} \frac{\pi^2 (r^2 - r'^2)}{L^2} \sin^2 \frac{\pi t}{T} \sin \frac{\pi x_0}{L} \cos \frac{\pi x_0}{L} \\ & - 8 \operatorname{th} \frac{\pi H}{L} \frac{\pi^3 r r'^2}{L^3} \sin \frac{\pi t}{T} \cos \frac{2\pi t}{T} \cos \frac{\pi x_0}{L}. \end{aligned}$$

Le deuxième terme du deuxième membre est nul, en vertu des approximations déjà faites ; si l'on néglige les termes du 3^e ordre en $\frac{r}{L}$ et $\frac{r'}{L}$, le troisième est également nul. On a alors :

$$(1) \quad \frac{1}{\rho g} \frac{\partial \phi}{\partial x_0} = \frac{2\pi}{L} \left(r \operatorname{th} \frac{\pi H}{L} - r' \right) \sin \frac{\pi t}{T} \cos \frac{\pi x_0}{L}.$$

On a de même avec la deuxième équation :

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial \phi}{\partial \zeta_0} = \left(g - \frac{2\pi^2 r'}{T^2} \sin \frac{\pi t}{T} \sin \frac{\pi x_0}{L} \right) \left(1 + \frac{2\pi r}{L} \sin \frac{\pi t}{T} \sin \frac{\pi x_0}{L} \right)$$

ou, en négligeant à nouveau les termes du 2^e ordre en $\frac{\pi r}{L}$ et $\frac{\pi r'}{L}$.

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial \phi}{\partial \zeta_0} = g - 2\pi \frac{\sin \pi t}{T} \sin \frac{\pi x_0}{L} \left(\frac{\pi r'}{T^2} - \frac{g r}{L} \right),$$

ou, par $g T^2 = \pi L \coth \frac{\pi H}{L}$

$$(2) \quad \frac{1}{\rho g} \frac{\partial \phi}{\partial \zeta_0} = 1 - \frac{2\pi}{L} \sin \frac{\pi t}{T} \sin \frac{\pi x_0}{L} \left(r' \operatorname{th} \frac{\pi H}{L} - r \right)$$

Les deux relations (1) et (2) sont bien compatibles.

On vérifie en effet que :

$$\frac{1}{\rho g} \frac{\partial^2 \phi}{\partial x_0 \partial \zeta_0} = \frac{1}{\rho g} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \zeta_0 \partial x_0} = -\frac{2\pi^2}{L^2} \sin \frac{\pi t}{T} \cos \frac{\pi x_0}{L} \left(r' \operatorname{th} \frac{\pi H}{L} - r \right)$$

c) *Pression constante à la surface libre.*

Si, dans l'équation (1) on fait $\zeta_0 = 0$, c'est-à-dire :

$$r' = h \quad \text{et} \quad r = h \operatorname{th} \frac{\pi H}{L}.$$

On a bien : $\frac{\partial \phi}{\partial x_0} \equiv 0$.

La pression est donc bien constante à la surface libre.

d) *Calcul de la pression.*

Intégrons l'équation (2) entre 0 et ζ_0 ; il vient :

$$\frac{1}{\rho g} (p - p_0) = \zeta_0 + 2 \sin \frac{\pi t}{T} \sin \frac{\pi x_0}{L} \left(r \operatorname{th} \frac{\pi H}{L} - r' \right) + f(x_0)$$

$f(x_0)$ étant une certaine fonction de x_0 ; faisant dans cette relation $\zeta_0 = 0$, pour une valeur quelconque de x_0 , on obtient,

par $p = p_0$ et $r \operatorname{th} \frac{\pi H}{L} = r'$

$$f(x_0) \equiv 0$$

on a donc finalement :

$$\frac{1}{\rho g} (p - p_0) = \zeta_0 + 2 \sin \frac{\pi t}{T} \sin \frac{\pi x_0}{L} \left(r \operatorname{th} \frac{\pi H}{L} - r' \right)$$

ou :

$$\frac{1}{\rho g} (p - p_0) = \zeta_0 + 2 h \sin \frac{\pi t}{T} \sin \frac{\pi x_0}{L} \left(\frac{\operatorname{ch} \pi \frac{H - \zeta_0}{L}}{\operatorname{ch} \frac{\pi H}{L}} - \frac{\operatorname{sh} \pi \frac{H - \zeta_0}{L}}{\operatorname{sh} \frac{\pi H}{L}} \right)$$

Le parement de la digue produisant la réflexion de la houle doit correspondre à une abscisse pour laquelle la trajectoire des molécules est verticale quel que soit ζ_0 , c'est-à-dire à une abscisse telle que

$$\cos \frac{\pi x_0}{L} = 0, \quad \text{et} \quad \sin \frac{\pi x_0}{L} = \pm 1$$

on a donc, le long de ce parement :

$$\frac{1}{\rho g} (p - p_0) = \zeta_0 \pm 2 h \sin \frac{\pi t}{T} \left(\frac{\operatorname{ch} \pi \frac{H - \zeta_0}{L}}{\operatorname{ch} \frac{\pi H}{L}} - \frac{\operatorname{sh} \pi \frac{H - \zeta_0}{L}}{\operatorname{sh} \frac{\pi H}{L}} \right)$$

et les deux signes sont équivalents, à raison de la variation périodique de $\sin \frac{\pi t}{T}$

Les valeurs maximum et minimum sont obtenues en faisant $\sin \frac{\pi t}{T} = \pm 1$.

Au fond en particulier, c'est-à-dire pour $\zeta_0 = H$, ces deux valeurs sont données simplement par :

$$\frac{\rho g}{1} (p - p_0) = H \pm \frac{2h}{\text{ch} \frac{\pi H}{L}}.$$

ou, si l'on veut, en remplaçant $\text{ch} \frac{\pi H}{L}$ par son développement en série limité à ses deux premiers termes :

$$\frac{1}{\rho g} (p - p_0) = H \pm \frac{2h}{1 + \frac{\pi^2 H^2}{2L^2}}.$$

ÉQUATION DE LA SURFACE SUR LAQUELLE SE TROUVENT A L'INSTANT t LES MOLÉCULES D'ORDONNÉES DE REPOS ζ_0 . — NIVEAU MOYEN DE CETTE SURFACE.

L'équation de cette surface sera obtenue en éliminant x_0 entre les deux équations

$$(3) \quad \begin{cases} x = x_0 + 2r \sin \frac{\pi t}{T} \cos \frac{\pi x_0}{L} \\ \zeta = \zeta_0 - \frac{4\pi r r'}{2L} \sin^2 \frac{\pi t}{T} - 2r' \sin \frac{\pi t}{T} \sin \frac{\pi x_0}{L}. \end{cases}$$

Le calcul sera conduit comme au mémoire précité de Barré de Saint-Venant et Flamant (p. 804), en admettant que le rapport $\pi \frac{x - x_0}{L}$ soit assez petit pour qu'on puisse remplacer son cosinus par l'unité et son sinus par l'arc lui-même, et écrire par suite, en négligeant d'ailleurs le produit $\frac{\pi (x_0 - x)}{L} \sin \frac{\pi x_0}{L}$

$$\sin \frac{\pi x_0}{L} = \sin \frac{\pi}{L} [x + (x_0 - x)] = \sin \frac{\pi x}{L} + \frac{\pi (x_0 - x)}{L} \cos \frac{\pi x}{L}$$

$$\cos \frac{\pi x_0}{L} = \cos \frac{\pi x}{L}$$

la première équation (3) peut alors s'écrire :

$$x_0 - x = -2r \sin \frac{\pi t}{T} \cos \frac{\pi x}{L}$$

et la deuxième :

$$\zeta = \zeta_0 - \frac{4\pi r r'}{2L} \sin^2 \frac{\pi t}{T} - 2r' \sin \frac{\pi t}{T} \left(\sin \frac{\pi x}{L} - \frac{2\pi r}{L} \sin \frac{\pi t}{T} \cos^2 \frac{\pi x_0}{L} \right)$$

ou :

$$(4) \quad \zeta = \zeta_0 - 2r' \sin \frac{\pi t}{T} \sin \frac{\pi x}{L} + \frac{4\pi r r'}{2L} \sin^2 \frac{\pi t}{T} \cos 2\pi \frac{x}{L}.$$

Cherchons de même l'équation de la trochoïde elliptique sur laquelle se trouvent, dans la houle en profondeur finie, les molécules dont l'ordonnée de repos est ζ_0 et dont les coordonnées à l'instant t sont :

$$x = x_0 + r \sin \pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x_0}{L} \right)$$

$$\zeta = \zeta_0 - \frac{\pi r r'}{2L} - r' \cos \pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x_0}{L} \right).$$

en procédant de la même manière, on trouve

$$\zeta = \zeta_0 - r' \cos \pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x_0}{L} \right) - \frac{\pi r r'}{2L} \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x_0}{L} \right).$$

Cette surface ayant la même forme à tout instant, on peut poser $t = \frac{T}{2}$

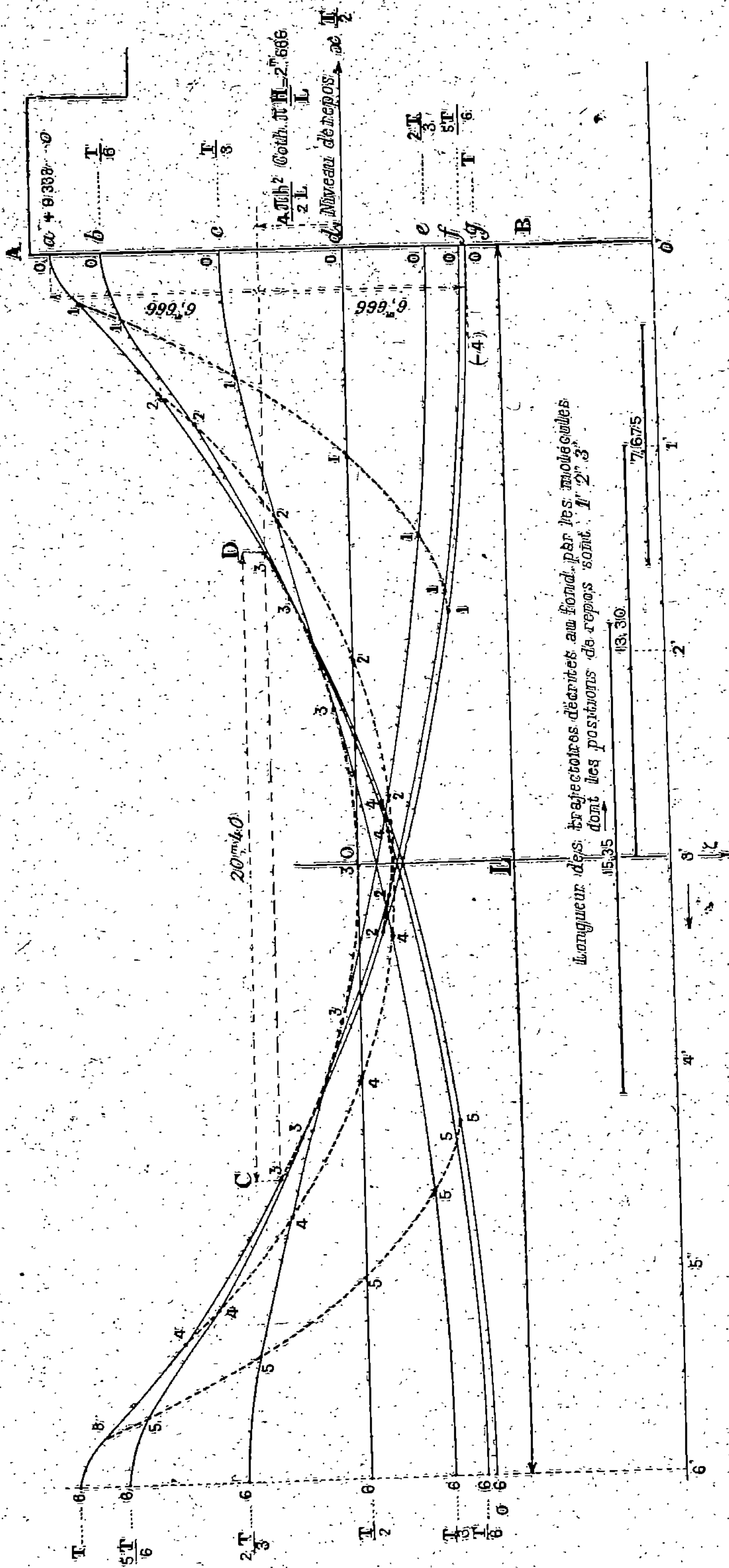
on trouve

$$(5) \quad \zeta = \zeta_0 - r' \sin \frac{\pi x}{L} + \frac{\pi r r'}{2L} \cos 2\pi \frac{x}{L}.$$

La comparaison des équations (4) et (5) montre que la première représente une trochoïde elliptique de longueur d'onde $2L$, de hauteur $4r' \sin \frac{\pi t}{T}$ et dont les ellipses génératrices ont pour petit axe cette hauteur et pour grand axe $4r \sin \frac{\pi t}{T}$.

Le niveau moyen de cette trochoïde est au-dessus du niveau de repos, à une hauteur $\frac{\pi a b}{2L}$ si a et b sont les deux demi-axes desdites ellipses ; l'élévation du niveau moyen par rapport au niveau de repos est donc $\frac{4\pi r r'}{2L} \sin^2 \frac{\pi t}{T}$.

Cette hauteur est maximum pour $\sin \frac{\pi t}{T} = \pm 1$.



Pour la surface libre en particulier, l'élévation maximum du niveau moyen du clapotis par rapport au niveau de repos est $\frac{4\pi h^2}{2L} \coth \frac{\pi H}{L}$; elle est quatre fois plus forte que l'élévation du niveau moyen de la houle génératrice.

Ce résultat, qui n'a pas encore été signalé, à notre connaissance, pourra conduire, dans certains cas, si l'on veut éviter que la digue ne soit submergée par la mer, à des murs d'abris arasés à des cotes relativement élevées.

Nous donnons (fig. 2) la forme sur une longueur $L = 40$ m., à divers instants durant la demi-période, de la surface libre du clapotis engendré par la houle de caractéristiques :

$$2 h. = 6 \text{ m. } 666 \qquad 2 L = 80 \text{ m.}$$

A B est la muraille verticale de 10 mètres de hauteur, qui réfléchit la houle, $ox, o\zeta$ les 2 axes, la houle incidente se propage dans la direction des x positifs.

Les 7 lignes continues en traits pleins, joignant les positions diverses de 7 molécules de surface numérotées de 0 à 6, donnent la forme de la surface libre aux instants $0, \frac{T}{6}, \frac{T}{3}, \frac{T}{2}, \frac{2T}{3}, \frac{5T}{6}, T$.

Les affleurements correspondant sur la muraille sont désignés par a, b, c, d, e, f, g .

Le clapotis oscille le long de la paroi verticale, entre les cotes (+ 9,33) et (— 4,00) ; le mur d'abri devrait être arasé à la cote minimum (+ 9,50) ; c'est dire que la hauteur de la digue au-dessus de l'eau devrait être de l'ordre de sa profondeur sous l'eau (1).

TRAJECTOIRES DES MOLÉCULES.

On aura l'équation de la trajectoire décrite par une molécule dont la position de repos est $x_0 \zeta_0$ en éliminant le temps t entre deux équations (3).

(1) Depuis que notre article a été rédigé, nous avons pu observer le mouvement du clapotis au contact de la digue du Bassin Victor-Emmanuel III à Gênes ; la surface de la mer, jusqu'à une assez grande distance de l'ouvrage, se déformait périodiquement, conformément aux indications de la présente note et de la fig. 2.

On obtient :

$$\frac{2Lr}{\pi r'} \cos^2 \frac{\pi x_0}{L} \left(\zeta - \zeta_0 - \frac{Lr'}{2\pi r} \sin \frac{\pi x_0}{L} \right) + \left(x_0 - x + \frac{L}{2\pi} \sin 2\pi \frac{x_0}{L} \right)^2 = 0$$

Ce sont des paraboles à axe vertical, à concavité dirigée vers le haut dont le sommet est le point :

$$\begin{aligned} \zeta &= \zeta_0 + \frac{Lr'}{2\pi r} \sin^2 \frac{\pi x_0}{L} \\ x &= x_0 - \frac{L}{2\pi} \sin 2\pi \frac{x_0}{L} \end{aligned}$$

Pour les abscisses telles que $\cos \frac{\pi x_0}{L} = 0$, de sorte que $\sin 2\pi \frac{x_0}{L} = 0$ et $\sin \frac{\pi x_0}{L} = \pm 1$, les trajectoires sont des éléments de droites verticales parcourues, en vertu de la 2^e équation (3) sur la longueur $4r'$, soit $2r'$ de part et d'autre de la position moyenne, située à la hauteur $\frac{4\pi r r'}{2L}$ au-dessus de la position de repos.

Pour les points situés, au repos, au milieu des intervalles des points précédents, c'est-à-dire tels que $\sin \frac{\pi x_0}{L} = 0$, le sommet de la parabole coïncide avec la position de repos, et l'arc décrit est symétrique par rapport à la verticale du sommet. On a pour ces points $\cos \frac{\pi x_0}{L} = \pm 1$ et la demi-cursion des molécules, en projection horizontale, est, par la 1^{re} équation (3), $2r$. Les points hauts de l'arc parcouru sont, par la 2^e équation (3), au niveau moyen de la trochoïde de hauteur maximum.

Au fond ($r' = 0$) les trajectoires sont des éléments d'horizontale. La demi-excursion des molécules varie (1^{re} équation (3)) de zéro aux points tels que $\cos \frac{\pi x_0}{L} = 0$, au pied de la muraille en particulier, à $2x = \frac{2h}{sh \frac{\pi H}{L}}$ aux points milieux des intervalles des points précédents.

Dans la figure 2, on a donné, en traits pointillés, les trajectoires des molécules de surface situées, au repos, au droit de la muraille

(indice 0), à une distance $L = 40$ m. (indice 6) et à des intervalles égaux à 6 m. 666 entre les deux premiers (indices 2 à 5). Les trajectoires des molécules 0 et 6 sont des segments de verticale de 13 m. 333 de hauteur. La trajectoire 3 est symétrique et l'excursion horizontale totale, au cours de la période, est, en projection horizontale, $CD = 20$ m. 40. L'eau est donc, dans le clapotis, très fortement agitée en surface, surtout à une distance de la digue égale à $\frac{L}{2}$.

Au fond, l'excursion de la molécule, située, au repos, à 20 m. de la digue, serait :

$$2r = \frac{2h}{\text{sh} \frac{\pi H}{L}} = \frac{13,333}{0,868} = 15 \text{ m. } 35.$$

L'agitation au fond est encore considérable. Elle est *double* de celle produite par la houle. La vitesse de l'eau, à la même distance $\frac{L}{2}$, y est donnée en différenciant la 1^{re} équation (3) par :

$$\frac{dx}{dt} = \frac{2\pi r}{T} \cos \frac{\pi t}{T}$$

Son maximum, atteint pour $\cos \frac{\pi t}{T} = \pm 1$, est $\frac{2\pi r}{T}$ en valeur absolue. Dans l'exemple précédent, avec $2r = 15,35$ et $T = 4,41$, la vitesse au fond, à 20 m. de la digue, atteint le chiffre considérable de 11,10 m/s. C'est une considération qu'il conviendra de ne pas perdre de vue, eu égard à la tenue des fonds, lorsqu'on établira une digue verticale. Il faut sans doute y voir, bien que l'ouvrage en question ne fût pas encore terminé, l'une des causes de l'accident survenu à la digue de Valence (Espagne) le 27 déc. 1926, accident au cours duquel près de deux cents mètres de digue verticale, non encore surmontés de la superstructure, ont été emportés ; des affouillements considérables furent en effet constatés sur les fonds de vase qui supportaient la digue en enrochements, jusqu'à une quarantaine de mètres de part et d'autre de l'ouvrage ; ils s'expliquent, vers le large, par les considérations qui précèdent, et vers l'intérieur, par les énormes masses

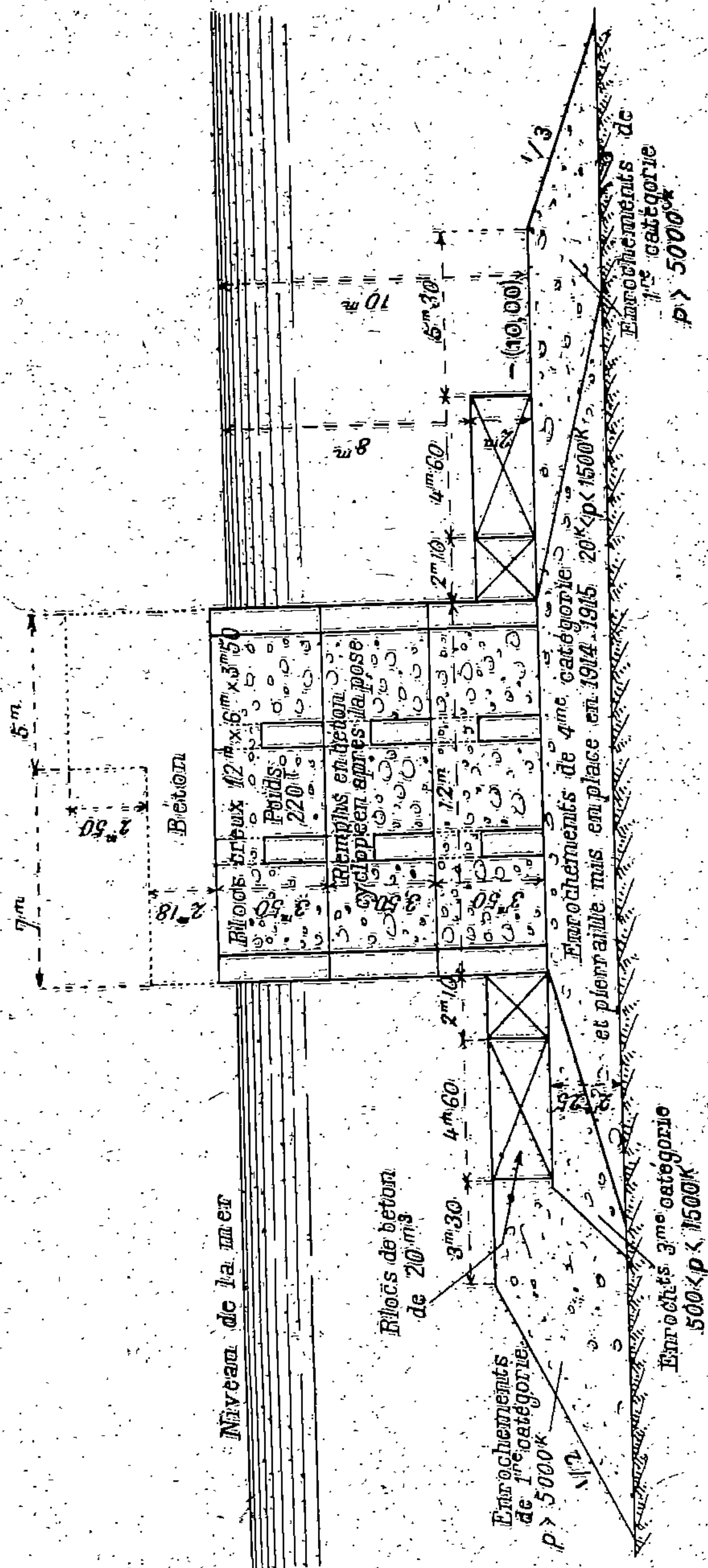


Fig. 3 — Port de Valence. Profil en travers type de la digue Est. Etat avant l'accident du 27 décembre 1926.

d'eau qui franchirent la digue arasée aux environs de la cote zéro. Nous donnons (fig. 3 et 4) les profils en travers de la digue du port de Valence avant et après l'accident.

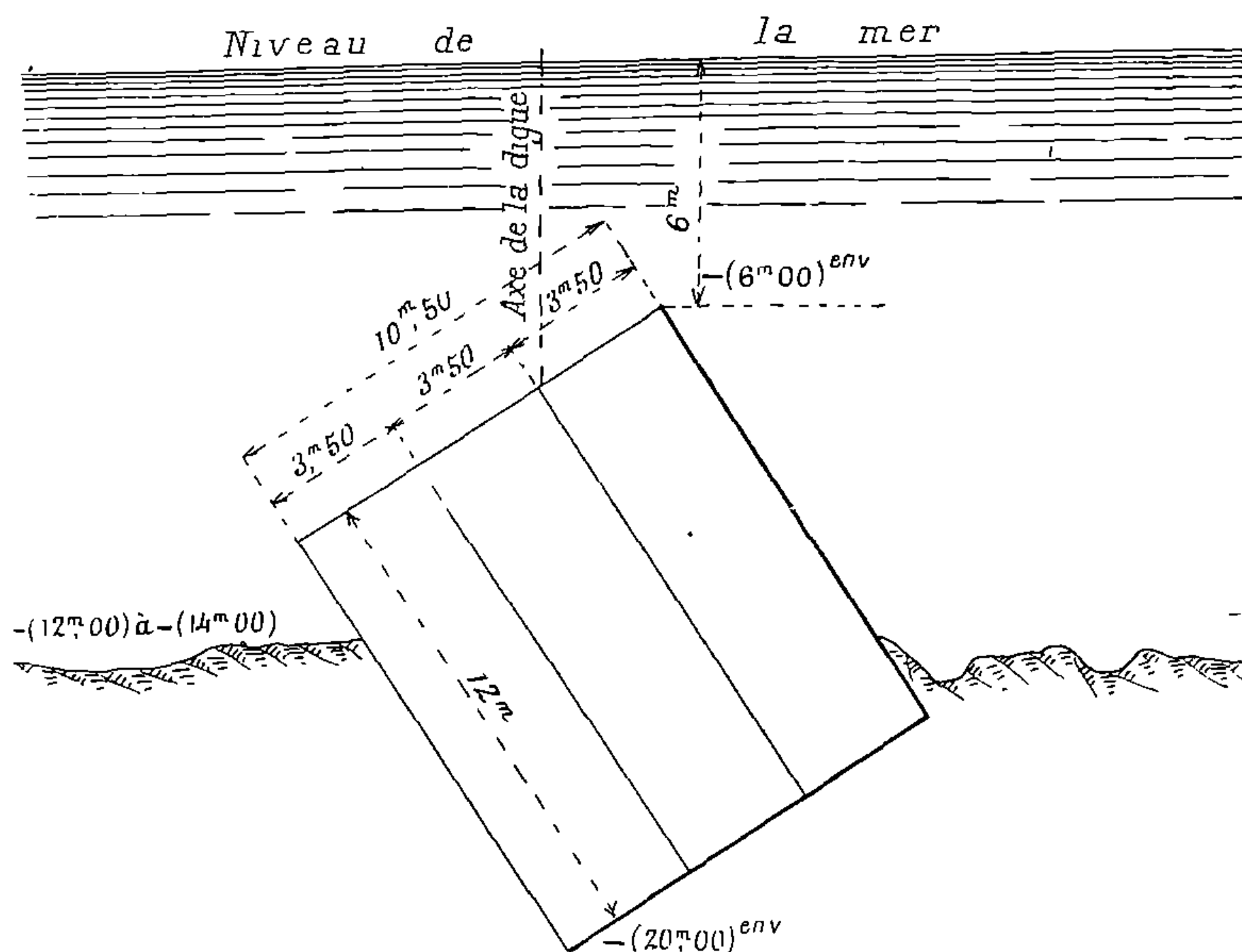


Fig. 4. — Port de Valence. Profil de la digue après l'accident du 27 décembre 1926.

CALCUL DE L'ÉPAISSEUR DE LA NAPPE DÉVERSANTE DE LA DIGUE DU BASSIN VICTOR-EMMANUEL III AU PORT DE GÊNES.

Nous avons annoncé que nous tirerions argument, en faveur de la méthode de calcul que nous préconisons, de l'observation de la hauteur atteinte par la mer au contact des digues verticales ; nous voulions parler de la digue du Bassin Victor-Emmanuel III à Gênes, que l'on doit considérer, du point de vue qui nous intéresse et ainsi que nous le montrerons, comme fondée à la cote ($-8,50$) et dont le mur d'abri est arasé à la cote ($+7,40$). Comme nous l'avons dit, on y admet, bien qu'aucune mesure précise n'y ait été effectuée, que les vagues de tempête ont une hauteur d'environ 5 mètres et une longueur d'environ 75 mètres. Il ne paraît pas exagéré d'admettre qu'il existe des vagues

exceptionnelles de 5 m. 50 à 6 mètres de hauteur. Or, on constate à Gênes, au cours des tempêtes, que la mer se déverse parfois en nappe au-dessus du mur d'abri, l'épaisseur de la nappe atteignant quelques décimètres selon les déclarations des Ingénieurs du port. Or, le calcul donne, pour la hauteur du niveau moyen du clapotis au-dessus du niveau de repos avec $2h=5,75$.

$$\frac{4\pi h^2 \coth \frac{\pi H}{L}}{2L} = 2 \text{ m. } 25.$$

Le mouvement oscillatoire du clapotis le long de la paroi verticale atteindrait donc dans ces conditions la cote $5,75 + 2,25 = 8,00$, dépassant de 0 m. 50 l'arasement du mur d'abri, résultat qui concorde remarquablement avec les constatations faites.

La théorie de M. Jorge Lira paraît impuissante à expliquer ces déversements qui s'effectuent sans projection d'eau violente, sans déceler aucun choc. Selon ses prévisions, en effet, le niveau atteint par la houle le long de la paroi serait de 3 m. 65 et la revanche de la muraille, au-dessus de ce niveau, de 3 m. 75.

TRACÉ DE LA COURBE DES PRESSIONS MAXIMUM ET MINIMUM EXERCÉE PAR LE CLAPOTIS SUR UNE PAROI VERTICALE. — EFFORTS AUXQUELS SONT SOUMISES LES DIGUES VERTICALES.

Nous sommes maintenant en mesure de tracer la courbe des pressions maximum et minimum exercées par le clapotis sur la paroi verticale qui a réfléchi la houle génératrice. Soit A B (fig. 5) le niveau de repos, C D le fond ($A C = H$), A E la droite représentant la pression hydrostatique au repos ($C E = H$). Soit M la molécule au repos à la profondeur ζ_0 . L'ellipse de la houle génératrice a pour demi-axes à cette profondeur :

$$r = h \frac{\text{ch } \pi \frac{H - \zeta_0}{L}}{\text{sh } \frac{\pi H}{L}} \quad r' = h \frac{\text{sh } \pi \frac{H - \zeta_0}{L}}{\text{sh } \frac{\pi H}{L}}$$

L'élément de verticale décrit par la molécule est P Q tel que $P Q = 4 r'$ et que son milieu N soit à une hauteur $\frac{4\pi r r'}{2L}$ au-dessus de M.

La molécule superficielle décrit un élément de droite P_1, Q_1 dont le milieu N_1 est à une hauteur $\frac{4\pi h^2}{L} \coth \frac{\pi H}{L}$ au-dessus de A. Les points représentatifs de la pression sont en P_1 et Q_1 . Au

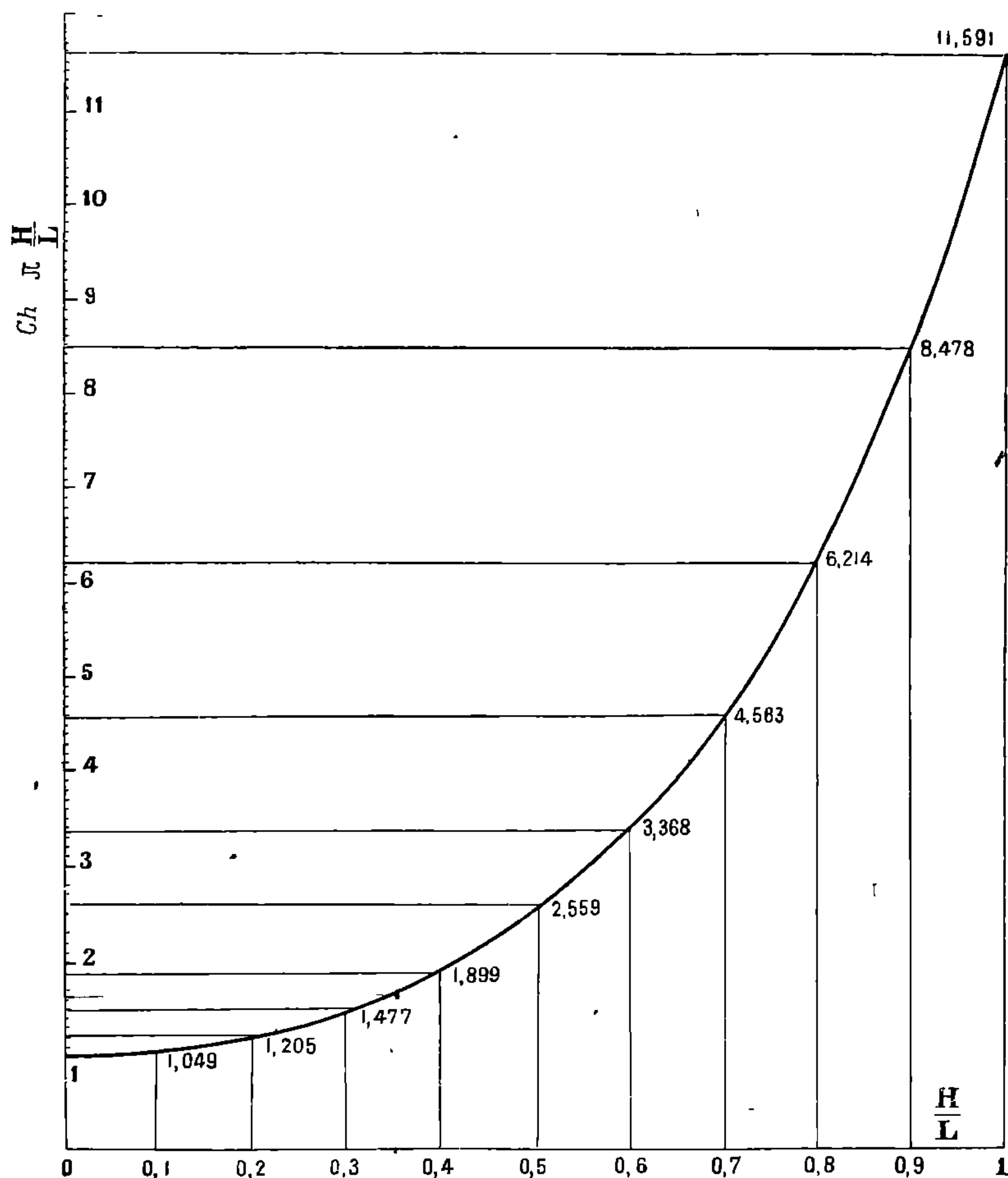


Fig. 6. — Courbe représentative de $\text{ch } \pi \frac{H}{L}$ en fonction de $\frac{H}{L}$.

fond, les points représentatifs sont en P_0 et Q_0 , tels que $E P_0 = \overline{EQ_0} = \frac{2h}{\text{ch } \frac{\pi H}{L}}$ ou approximativement $\frac{2h}{1 + \frac{\pi^2 H^2}{2L^2}}$.

Quand on effectue la construction pour des cas de la pratique, on constate que les courbes des points P' et Q' sont très voisines des droites P_1 , P_0 et Q_1 , Q_0 ; pratiquement et moyennant une approximation par excès, défavorable à la stabilité de la digue, on pourra les assimiler à ces droites. La construction des courbes

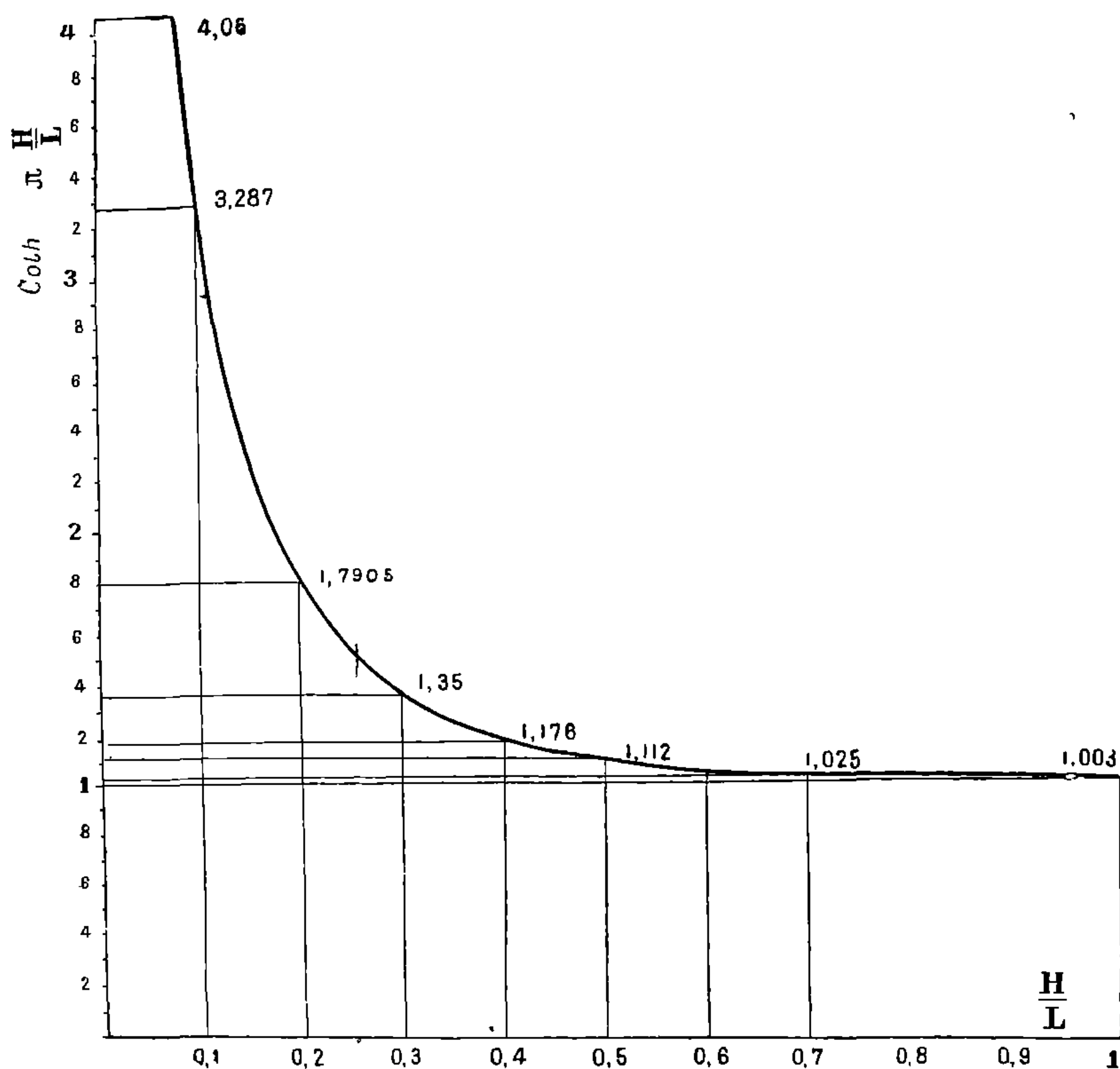


Fig. 7. — Courbe représentative de $\coth \pi \frac{H}{L}$ en fonction de $\frac{H}{L}$.

des pressions est alors très simple; il suffit de calculer comme éléments transcendents :

$$\operatorname{ch} \frac{\pi H}{L} \text{ et } \coth \frac{\pi H}{L}.$$

Nous donnons ci-contre (fig. 6 et 7) les courbes représentatives de ces éléments, en fonction de $\frac{H}{L}$, dans un champ suffisant aux besoins de la pratique.

Les efforts auxquels sont soumises les digues verticales s'en déduisent immédiatement (fig. 8). Lorsque le clapotis atteint son niveau maximum P_1 , la loi de variation des différences de pressions aux divers niveaux est donnée par la ligne brisée $P_1 R S$ telle $C S = E P_0$; lorsque le clapotis descend à son niveau minimum Q_1 ; la loi de variation des différences de pressions aux divers niveaux, différence de sens contraire aux précédentes, est donnée par la ligne $A R' S'$ telle que $C S' = C S = E P_0$.

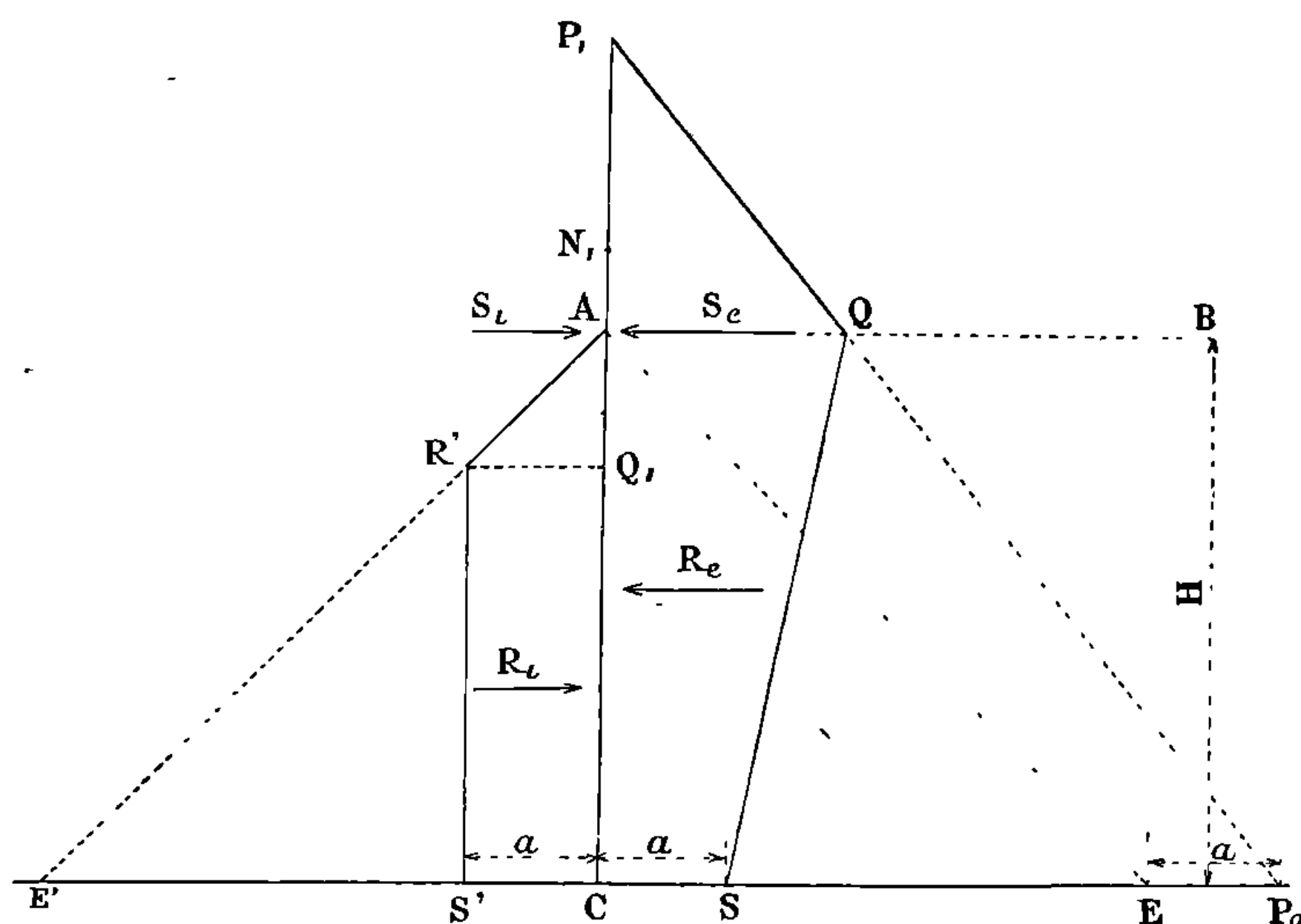


Fig. 8. — Pression de la houle sur une muraille verticale : efforts résultants.

En appelant h_0 la surélévation maximum du niveau moyen du clapotis sur le niveau de repos $\left(h_0 = \frac{4\pi h^2}{2L} \coth \frac{\pi H}{L}\right)$ et a la longueur commune des segments $E P_0$ et $E Q_0$, la résultante R , le moment M , et la force ramenée au niveau de repos, soit S , sont donnés respectivement pour le niveau maximum (indice e) et pour le niveau minimum (indice i) par le groupe des formules (6) ci-dessous :

$$(6) \quad \left\{ \begin{array}{l} R_e = \frac{(H + h_0 + 2h)(H + a)}{2} - \frac{H^2}{2} \\ M_e = \frac{(H + h_0 + 2h)^2(H + a)}{6} - \frac{H^3}{6} \\ S_e = \frac{M_e}{H} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} R_i = \frac{H^2}{2} - \frac{(H + h_0 - 2h)(H - a)}{2} \\ M_i = \frac{H^3}{6} - \frac{(H + h_0 - 2h)^2(H - a)}{6} \\ S_i = \frac{M_i}{H} \end{array} \right.$$

EFFET DE LA PENTE DU TALUS DE LA DIGUE
D'INFRASTRUCTURE EN ENROCHEMENTS.

Lorsque la base de la paroi verticale coïncide avec le fond naturel, aucune ambiguïté ne se présente dans l'application des formules qui précèdent, H étant la valeur commune de la hauteur de la paroi et de la profondeur d'eau en avant.

Il n'en est pas de même lorsque la muraille verticale repose à une profondeur H_2 sur une digue en enrochements de hauteur $H_1 - H_2$ fondée elle-même sur le fond naturel à la profondeur H_1 .

On peut admettre dans ce cas, avec M. Jorge Lira et ainsi qu'il l'expose dans son article précité du *Génie Civil*, que l'action de la houle sur la muraille dépend du profil de la digue d'infrastructure ; si le talus de cette digue est raide, la distance entre le pied du talus et celui de la digue est trop petite pour qu'il puisse se produire une transformation du mouvement ondulatoire et les vagues abordent l'ouvrage vertical comme s'il était fondé à la cote H_e , supposition non aventurée dit M. Jorge Lira, car les vagues sont réfléchies par des talus à 45° ; dans le cas contraire, le plan en pente douce qui forme le talus des enrochements se prête bien à la transformation du mouvement ondulatoire et le clapotis qui s'établit correspond à la hauteur H_2 .

Comme celle de M. Jorge Lira, notre méthode de calcul permet de comparer numériquement les deux cas. Si nous reprenons l'exemple qu'il traite, caractérisé par : $2h = 8$, $2L = 120$, $H_2 = 12$, $H_1 = 20$, le clapotis atteint, selon que l'on prend $H = H_1$ (1^{er} cas) ou $H = H_2$ (2^e cas) les cotes (+ 10, 14) ou (+ 10, 98). On trouve, en ne considérant que les efforts de l'extérieur vers l'intérieur, et en distinguant les 2 cas par les indices I et II :

$R_I = 132$ T., force appliquée à une hauteur de 8 m. 80 (au lieu de 84 t. 4 appliquée à une hauteur de 7,90 selon M. Lira).

$R_{II} = 141$ T., force appliquée à une hauteur de 9 m. 50 (au lieu de 121 T. 7 appliqué à une hauteur de 8 m. 10, selon M. Lira)

et le rapport des 2 moments de renversement est : $\frac{M_{II}}{M_I} = 1,15$ (au lieu de 1,6 selon M. Lira).

Remarquons que la méthode que nous préconisons donne des moments sensiblement plus forts que celle de M. Lira ; 1.160 T/m au lieu de 666 T/m dans le cas du talus raide, 1.340 T/m au lieu de 987 T/m dans le cas de talus doux ; même s'il subsistait un doute sur la méthode à suivre, il paraîtrait prudent d'adopter les résultats les plus défavorables à la stabilité de la digue.

L'influence de la forme du talus d'enrochements, quoique moins considérable qu'il paraît résulter de l'article de M. Lira, est néanmoins importante et il semble qu'il y ait intérêt, du point de vue où l'on s'est placé, à raidir les talus des soubassements en enrochements des digues verticales. Mais il est à remarquer que s'il se forme en avant de la muraille le clapotis correspondant à la profondeur H_1 , les mouvements verticaux des molécules au contact de la paroi sont plus considérables à sa base ; il tend en effet à s'établir le mouvement oscillatoire d'amplitude verticale :

$$4r' = 4h \frac{\text{sh } \pi \frac{H_1 - H_2}{L}}{\text{sh } \frac{\pi H_1}{L}} \quad (4r' = 2 \text{ m. } 77 \text{ dans l'exemple traité plus$$

haut), la présence du soubassement empêche qu'il se réalise, mais ce ne peut-être qu'en troublant la régularité de l'interférence et en provoquant un ressac préjudiciable à la bonne tenue des enrochements. Nous en tirerons au passage une conclusion pratique ; la protection du pied de la muraille sera d'autant mieux assurée que le talus sera plus raide. Au reste, la perturbation ainsi apportée dans la production du clapotis tel que nous l'avons décrit peut en fait, se traduire par une aggravation des efforts, sans qu'il soit d'ailleurs possible de soumettre le problème au calcul, de sorte que la différence de 15 % existant entre les deux moments de renversement, dans l'exemple précédemment traité serait partiellement absorbée. Nous ne saurions en conséquence être aussi affirmatifs que M. Lira et prétendre avec lui que les talus doux constituent une erreur ; on peut cependant logiquement conclure de ce qui précède qu'il est exagéré d'augmenter beaucoup la largeur du tapis d'enrochements en avant des

digues verticales et que, moyennant une bonne protection du pied de la digue et l'emploi d'enrochements d'échantillon convenable, des talus plus raides que ceux habituellement employés pourraient être admis.

EFFET DE LA PROFONDEUR H.

DISPOSITIONS DE LA DIGUE LES PLUS FAVORABLES.

On peut se proposer de déterminer les dispositions les plus favorables de la muraille verticale, qui dépendent d'ailleurs du point de vue auquel on se place ; si l'on se donne la hauteur au-dessus de l'eau, la largeur du mur d'abri, la cote de la risberme intérieure en arrière du mur d'abri, les dispositions de la muraille ne dépendent plus que de deux variables, sa largeur x et sa hauteur sous l'eau H ; le problème sera déterminé si l'on se donne deux conditions.

La première sera le travail maximum admissible sous l'arête intérieure de la digue, habituellement la plus chargée ; ce maximum varie selon que la digue est fondée sur le sol naturel ou sur un soubassement en enrochements : dans ce dernier cas qui est le cas général en Méditerranée, on peut admettre un travail limite de l'ordre de 6 kg/cm^2 lorsqu'on ne fait pas abstraction des sous-pressions.

La deuxième condition pourra être basée sur la considération du prix de revient, que l'on se proposera de rendre minimum. Si l'on se donne la largeur des risbermes avant et arrière de la digue de soubassement en enrochement, ainsi que l'angle des talus avant et arrière de cette digue, le prix de la digue est uniquement fonction des deux inconnues x et H , soit :

$$P = \varphi (x, H)$$

Si $t = f (x, H)$ est, d'autre part, la relation liant aux deux paramètres choisis le travail sous l'arête intérieure généralement la plus chargée et si t_m est la limite maximum admissible pour ce travail, le problème à résoudre est le suivant : trouver le système de valeurs x et H rendant minimum la fonction $\varphi (x, H)$ et satisfaisant à l'équation

$$t_m = f (x, H)$$

Maçonneries d'une muraille verticale, prix moyen, le
mètre cube. 150 fr.

Moellons d'enrochements, prix moyen au mètre cube
(vides compris). 32 fr.

Ce dernier prix correspond au prix de 16 francs la tonne d'en-
rochements.

On a supposé que la houle incidente était caractérisée par :

$$2h = 6 \text{ m}$$

$$2L = 75 \text{ m.}$$

Le prix maximum admissible sur les enrochements a été pris
égal à 6 kgs/cm².

Il est facile de voir que si p représente le poids du mur
d'abri, au-dessus de la risberme intérieure supposée à la cote
 h_e et d la distance du centre de gravité de ce mur d'abri à la
paroi avant, si t_m est d'autre part le travail maximum admis-
sible sous l'arête intérieure de la muraille verticale, la largeur x
correspondant à la hauteur H est donnée par l'équation :

$$x^2 \left[5 t_m - \frac{\Delta}{2} (H + h_1) \right] + p x - 3 (M_e + p d) = 0$$

Δ étant, d'autre part, le poids en tonnes du mètre cube de
maçonnerie et M_e le moment de renversement maximum dû
au clapotis.

L'application de cette équation à la digue et à la houle pré-
cédemment donnés a permis de dresser le tableau suivant :

H	Me	τ	H	Me	x
6 m	403 Tm	7 m 63	11 m	695 Tm	11 m 60
7 m	451 Tm	8 m 36	12 m	762 Tm	12 m 60
8 m	501 Tm	9 m 00	15 m	1008 Tm	16 m 43
9 m	566 Tm	9 m 83	18 m	1278 Tm	22 m 66
10 m	632 Tm	10 m 71			

Le tableau suivant donne par ailleurs le prix au mètre cou-
rant de la digue supposée construite par des fonds de 20 mètres,
30 mètres et 40 mètres, la muraille étant fondée dans chaque
cas, aux profondeurs 6 mètres, 8 mètres, 10 mètres, 15 mètres.

		Cotes du fond.		
		— 20	— 30	— 40
$H = \left\{ \begin{array}{l} 6 \\ 8 \\ 10 \\ 15 \end{array} \right.$	6	31.500	54.800	86.800
	8	33.000	55.000	85.800
	10	36.200	57.000	86.600
	15	53.200	71.600	98.600

Il ne se manifeste de minimum que pour la cote de fond (—40) ; ce minimum correspond à la cote (—8,00) pour le pied de la muraille, cote inférieure à celles habituellement pratiquées. Pour les autres cotes de fond, il n'y a pas de minimum.

On pourrait donc en déduire qu'il y a intérêt à construire des digues verticales fondées peu profondément ; mais d'une part les résultats qui précèdent doivent être amendés ; on ne saurait en effet réduire l'épaisseur des digues, pour de faibles valeurs de H , à la valeur calculée par la seule condition d'un travail de compression maximum donné du soubassement en enrochements ; il faut encore que la masse de la muraille soit suffisante, eu égard aux glissements possibles, pour résister à la poussée horizontale due au clapotis.

D'autre part, la réduction de H apporte du trouble dans la production du clapotis, de sorte que des actions dynamiques viennent sans aucun doute se superposer aux actions statiques *lorsque la profondeur d'eau au pied de la digue devient trop faible*. On ne saurait soumettre au calcul ces actions dynamiques ; on peut néanmoins admettre qu'elles sont sensiblement nulles pour une grande profondeur et en rapport, aux faibles profondeurs, avec la grandeur des termes que nous avons dû négliger au cours de l'établissement de nos formules, termes qui sont de l'ordre de $\left(\frac{\pi r}{L}\right)^2$; or, r est maximum à la surface et vaut $h \coth \frac{\pi H}{L}$; $\coth \frac{\pi H}{L}$ est une fonction décroissante de H , dont la valeur augmente très rapidement lorsque H tend vers zéro : si nous reprenons la houle caractérisée par $2h=6$, $2L=7,5$, $\coth \frac{\pi H}{L}$ vaut

1,456 pour $H = 10$ et 2,16 pour $H = 6$; la valeur des termes négligés passe du simple au double quand H passe de 10 à 6 ; les actions dynamiques seraient donc beaucoup plus fortes dans le cas de la digue fondée à la cote ($-6,00$). Ajoutons que l'étude du déferlement du clapotis nous conduira également à proscrire des murailles verticales de hauteur réduite.

Pour ces raisons, il est indiqué de fonder les digues verticales aux environs des profondeurs consacrées par la pratique, soit 11 à 12 mètres dans les mers sans marée. Mais, par contre et en Méditerranée tout au moins, avec des houles maxima de l'ordre de celle que nous avons admise pour les calculs qui précèdent, il ne paraît pas recommandé, lorsqu'aucune autre condition ne l'impose, d'aller bien au delà ; sous peine de voir augmenter et la largeur et le prix de revient ; cependant et en particulier, la nécessité d'assurer la sécurité des manœuvres ou le garage des navires à proximité de la digue pourra conduire à des profondeurs plus considérables.

On pourrait se demander, en l'état de la diminution du prix de revient avec la cote de fondation de la muraille verticale, si la digue à parements inclinés n'est pas encore plus économique. La réponse est négative, car une digue à parements inclinés ne saurait être considérée comme la limite d'une digue constituée par un soubassement en enrochements, surmonté d'une muraille verticale dont la profondeur sous l'eau tendrait vers zéro. Alors, en effet, que dans l'exemple précédemment traité, la largeur en crête du soubassement en enrochements décroît de 23 m. pour $H = 12$, à 19 m. pour $H = 6$, ce qui conduirait à une largeur de l'ordre de 15 m. pour $H = 0$, l'expérience a conduit à donner aux digues du type Marseille une largeur au plan d'eau de l'ordre de 25 mètres au minimum, à les surmonter d'un mur de garde en maçonnerie et à protéger leur talus extérieur, jusqu'à une cote de l'ordre de ($-5,00$) ou ($-6,00$), par un revêtement de gros blocs artificiels. La fig. 10 donne la coupe schématique de la digue à parements inclinés dont les talus extérieurs et intérieurs ont la même valeur que ceux du soubassement en enrochements des murailles verticales de l'exemple traité plus haut. En admettant

140 francs comme prix au mètre cube de la maçonnerie du mur de garde, 120 francs comme prix au mètre cube de blocs artificiels, une telle digue coûterait environ :

44.000 francs	par des fonds de 20 m.
75.000	— 30 m.
105.000	— 40 m.

Ces prix sont nettement supérieurs à ceux du tableau précédemment donné, pour la ligne correspondant à $H=10$, cote se rapprochant des conditions de la pratique.

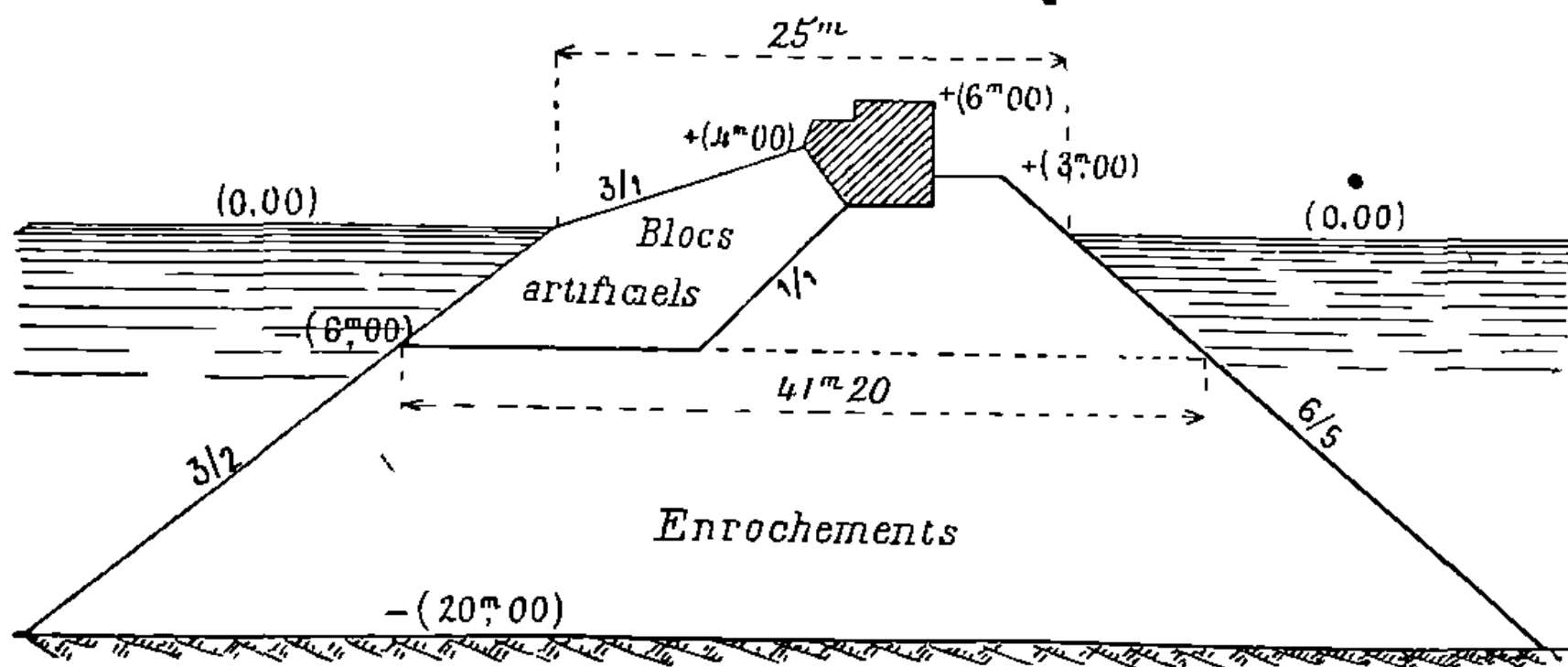


Fig 10. — Digue à parements inclinés. Profil schématique

DÉFERLEMENT DE LA HOULE ET DU CLAPOTIS.

On sait que la houle en profondeur indéfinie déferle lorsque la trochoïde de la surface libre se transforme en cycloïde, ce qui arrive lorsque la hauteur $2\pi h$ devient telle que la longueur $2\pi h$ de la circonférence des trajectoires de surface surpasse la longueur $2L$ de la houle.

La même conclusion est valable pour le clapotis dont la surface libre affecte la forme trochoïdale, mais la hauteur étant double de celle de la houle génératrice, le clapotis déferlera plus facilement que la houle.

Une houle se propageant dans des profondeurs finies déferle lorsque la longueur $2L$ de la houle et le grand axe $2r$ des ellipses des trajectoires superficielles sont telles que la condition $2\pi r \geq 2L$ soit réalisée. Le clapotis engendré déferlera lorsque l'on aura $2\pi r \geq L$.

Il est avéré qu'une houle trochoïdale au large déferle lorsqu'elle aborde des profondeurs graduellement décroissantes, une plage par exemple, et qu'elle déferle d'autant plus loin du rivage qu'elle est plus forte, c'est-à-dire que sa hauteur et sa période sont plus considérables. Nous allons donner des formules permettant de retrouver ces résultats par le calcul, par la détermination des profondeurs de déferlement de la houle; nous les étendrons au cas du clapotis.

La période de la houle ne change évidemment pas lorsqu'elle aborde une plage, le nombre des vagues franchissant, dans l'unité de temps, une ligne déterminée parallèle au rivage étant la même au large et près de la côte. Cette période satisfaisant au large à la relation $T = \sqrt{\frac{\pi L}{g}}$ et près du rivage à cette autre relation : $T = \sqrt{\frac{\pi L}{g} \coth \frac{\pi H}{L}}$, une décroissance de H est accompagnée obligatoirement, d'une décroissance de L qui provoque le déferlement. Ce phénomène surviendra, pour la houle, on l'a vu, lorsque le demi-axe de l'ellipse des trajectoires superficielles sera tel que : $\pi r = L$.

Or, $r = h \coth \frac{\pi H}{L}$. Comme par ailleurs $T = \sqrt{\frac{\pi L}{g} \coth \frac{\pi H}{L}}$ l'élimination de r et de L entre ces trois équations fournit la valeur de H provoquant le déferlement d'une houle de période $2T$ et de hauteur $2h$, soit :

$$H = \frac{T\sqrt{gh}}{2\pi} \operatorname{Log} \frac{T\sqrt{g+\pi\sqrt{h}}}{T\sqrt{g-\pi\sqrt{h}}} \quad (1)$$

ou très sensiblement, en remarquant que π est voisin de $\sqrt{g}$

$$H = \frac{T\sqrt{h}}{2} \operatorname{Log} \frac{T + \sqrt{h}}{T - \sqrt{h}}.$$

(1) Logarithme népérien.

Par exemple, la houle envisagée à plusieurs reprises au cours de la présente note, d'une hauteur de 6 mètres et d'une longueur de 75 mètres, dont la période est

$$2T = 2\sqrt{\frac{\pi L}{g}} = 6'', 93.$$

déferlera par des fonds de 3 m. 33 soit, sur une plage inclinée à 3 °/o, à plus de 100 mètres du rivage.

Pour le clapotis, le déferlement se produit lorsque la relation $2\pi r = L$ est satisfaite, soit, pour une hauteur :

$$H = \frac{T\sqrt{2gh}}{2\pi} \text{Log} \frac{T\sqrt{g} + \pi\sqrt{2h}}{T\sqrt{g} - \pi\sqrt{2h}} \text{ ou plus simplement } H = \frac{T\sqrt{2h}}{2} \text{Log} \frac{T + \sqrt{2h}}{T - \sqrt{2h}}.$$

Le clapotis engendré par la houle de 6 mètres de hauteur et 75 mètres de longueur déferlera par un fond de 7 m. 60.

Or, il y a lieu d'éviter que le clapotis déferle, ce qui apporterait des perturbations au régime étudié et provoquerait, au voisinage de la muraille, des remous, des projections d'eau et finalement des chocs sur l'ouvrage. C'est une nouvelle raison pour ne pas descendre, pour la hauteur sous l'eau des murailles, au-dessous de 9 à 10 mètres, tout au moins avec des houles de l'ordre de celle que nous venons d'envisager ; nous avons précédemment annoncé ce résultat.

EXEMPLES D'APPLICATION.

Avant de tirer des conclusions de l'étude qui précède, nous donnerons quelques exemples d'application de la méthode de calcul exposée, en déterminant le travail t sous l'arête intérieure (indice i) et extérieure (indice c) de quelques digues réalisées ou projetées, tant pour le niveau maximum atteint par le clapotis (t_e et t_i) que pour le niveau minimum (t'_e et t'_i). Nous aurons d'ailleurs ainsi l'occasion de résoudre une petite difficulté d'application de notre théorie qui se rencontre couramment en pratique du fait de l'existence, au pied et à l'extérieur des digues, d'une protection de blocs artificiels.

1° DIGUE D'ALGER (fig. 1).

Le clapotis qui se forme correspond évidemment à la profondeur $H = 13$ au pied de la digue ; les éléments h_0 et a seront donc calculés pour cette hauteur. Mais entre les cotes (-13) et (-15), les blocs artificiels qui protègent la digue n'empêchent pas la pression de l'eau de s'exercer et il y a lieu d'en tenir compte. Il est normal d'admettre que la pression s'exerçant sur cette hauteur de deux mètres est obtenue en prolongeant à la demande vers le bas, sur la fig. 5, les droites $P_1 P_0$ et $Q_1 Q_0$ représentatives des pressions maxima et minima, ce qui revient très sensiblement, dans celles des formules 6 donnant M et S , à introduire au lieu de $H = 13$, hauteur adoptée pour déterminer h_0 et a , la valeur $H = 15$.

On a à Alger :

$$\begin{aligned} 2L &= 80 & 2h &= 5 \\ h_0 &= \frac{4\pi h^2}{2L} \coth \frac{\pi H}{L} = 1 \text{ m. } 275 & a &= \frac{2h}{\text{ch } \frac{\pi H}{L}} = 3 \text{ m. } 20. \end{aligned}$$

Les affleurements supérieur et inférieur du clapotis sont aux cotes :

$$\begin{aligned} + 1,275 + 5 &= 6,275 \\ + 1,275 - 5 &= 3,725 \end{aligned}$$

L'application des formules (6) avec $H = 15$ donne immédiatement :

$$\begin{aligned} M_e &= 840 \text{ T}_m & M_i &= 297 \text{ T} \\ S_e &= 56 \text{ T} & S_i &= 19 \text{ T } 8 \end{aligned}$$

Le poids du mètre courant de digue est 490 T (avec $\Delta = 2,3$ pour la maçonnerie) et la verticale du centre de gravité passe à 6,70 de l'arête intérieure. En appelant z_e et z_i la distance à la même arête et à l'arête extérieure du point de passage de la résultante du poids et de la force S_e , z'_e et z'_i , les mêmes distances relatives au point de passage de la résultante du poids est de S_i , on a :

$$z_i = \frac{490 \times 6,70 - 840}{490} = 5 \text{ m.} \quad z_e = 13 - 5 = 8 \text{ m.}$$

$$z'_1 = \frac{490 \times 6,70 + 297}{490} = 7,32 \quad z'_e = 13 - 7,32 = 5 \text{ m. } 68$$

puis par la règle du trapèze :

$$\begin{aligned} \text{Niveau maximum} \quad & \left\{ \begin{aligned} t_1 &= \frac{2 \times 490}{13} \left(2 - \frac{3 \times 5}{13} \right) = 64,2 \text{ T/m}^2 \text{ soit } 6,42 \text{ k/cm}^2 \\ t_e &= \frac{2 \times 490}{13} \left(2 - \frac{3 \times 8}{13} \right) = 11,3 \text{ soit } 1,13 \text{ k/cm}^2. \end{aligned} \right. \\ \text{Niveau minimum} \quad & \left\{ \begin{aligned} t'_1 &= \frac{2 \times 490}{13} \left(2 - \frac{3 \times 7,32}{13} \right) = 52 \text{ T/m}^2 \text{ soit } 5,2 \text{ k/cm}^2 \\ t'_e &= \frac{2 \times 490}{13} \left(2 - \frac{3 \times 5,68}{13} \right) = 23,4 \text{ T/m}^2 \text{ soit } 2,34 \text{ k/cm}^2 \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

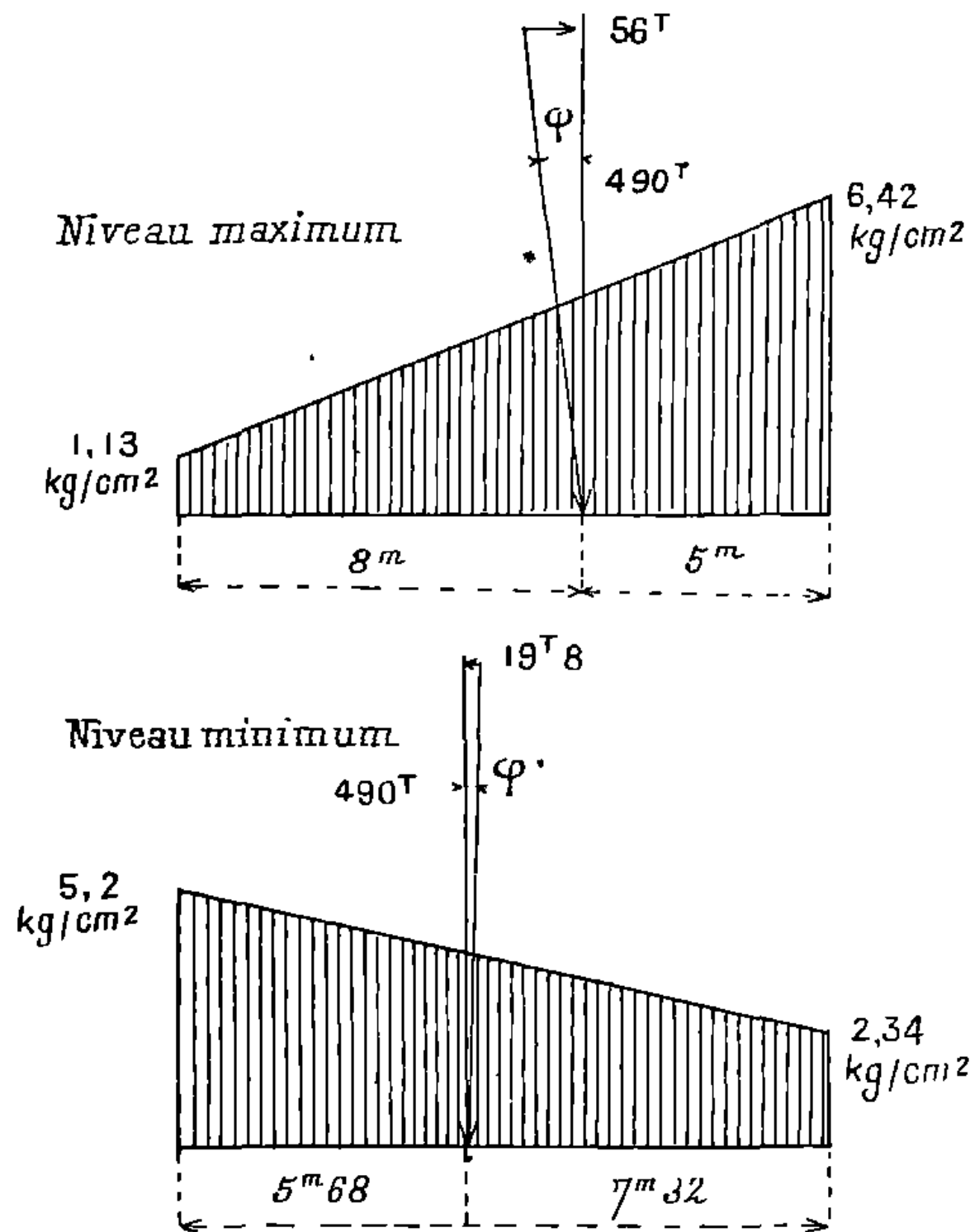


Fig. 11. — Digue d'Alger : Répartition du travail à la base.

La répartition du travail à la base de la digue, pour les niveaux maximum et minimum du clapotis est donnée par la fig. 11

La résistance au glissement est largement assurée ; les tangentes des angles de la résultante avec la verticale sont en effet :

$$\text{Niveau maximum :} \quad \operatorname{tg} \varphi = \frac{56}{490} = 0,114$$

$$\text{Niveau minimum :} \quad \operatorname{tg} \varphi' = \frac{19,8}{490} = 0,04.$$

2° Digue type proposée par MM. Albertazzi et Coen Cagli au Congrès du Caire pour résister à une houle caractérisée par $2h = 5$ m., $24 = 75$ m. (fig. 12).

Les considérations de l'exemple précédent sont encore applicables ; il est, en effet, prudent d'admettre que le clapotis qui se forme correspond à la hauteur minimum en avant de la digue, soit 10 m. 50.

$$h_0 = 1,47 \quad a = 3,57$$

Les affleurements supérieur et inférieur du clapotis sont aux cotes :

$$+ 1,47 + 5 = 6,47$$

$$+ 1,47 - 5 = 3,53$$

L'application des formules 5 avec $H = 12,5$, donne immédiatement :

$$M_c = 635 \text{ T/m} \quad M_i = 206 \text{ T/m}$$

$$S_c = 50 \text{ T} \quad S_i = 16 \text{ T}$$

Le poids au mètre courant de la digue est 440 T et la verticale du centre de gravité passe à 5,80 de l'arête intérieure.

$$z_1 = \frac{440 \times 5,80 - 635}{440} = 4,35 \quad z_e = 11 - 4,35 = 6,65$$

$$z_1' = \frac{440 \times 5,80 + 206}{440} = 6,25 \quad z_e' = 11 - 6,25 = 4,75$$

$$\text{Niveau maximum} \left\{ \begin{array}{l} t_i = \frac{2 \times 440}{11} \left(2 - \frac{3 \times 4,35}{11} \right) = 64,8 \text{ T/m}^2 \text{ soit } 6,48 \text{ Kg/cm}^2 \\ t_e = \frac{2 \times 440}{11} \left(2 - \frac{3 \times 6,65}{11} \right) = 15,2 \text{ T/m}^2 \text{ soit } 1,52 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Niveau minimum} \left\{ \begin{array}{l} t_1' = \frac{2 \times 440}{11} \left(2 - \frac{3 \times 6,25}{11} \right) = 24 \text{ T/m}^2 \text{ soit } 2,4 \text{ Kg/cm}^2 \\ t_e' = \frac{2 \times 440}{11} \left(2 - \frac{3 \times 4,75}{11} \right) = 56 \text{ T/m}^2 \text{ soit } 5,6 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Ces résultats sont très comparables à ceux de la digue d'Alger.

Dans les deux cas d'ailleurs la pression maximum sur les enro-

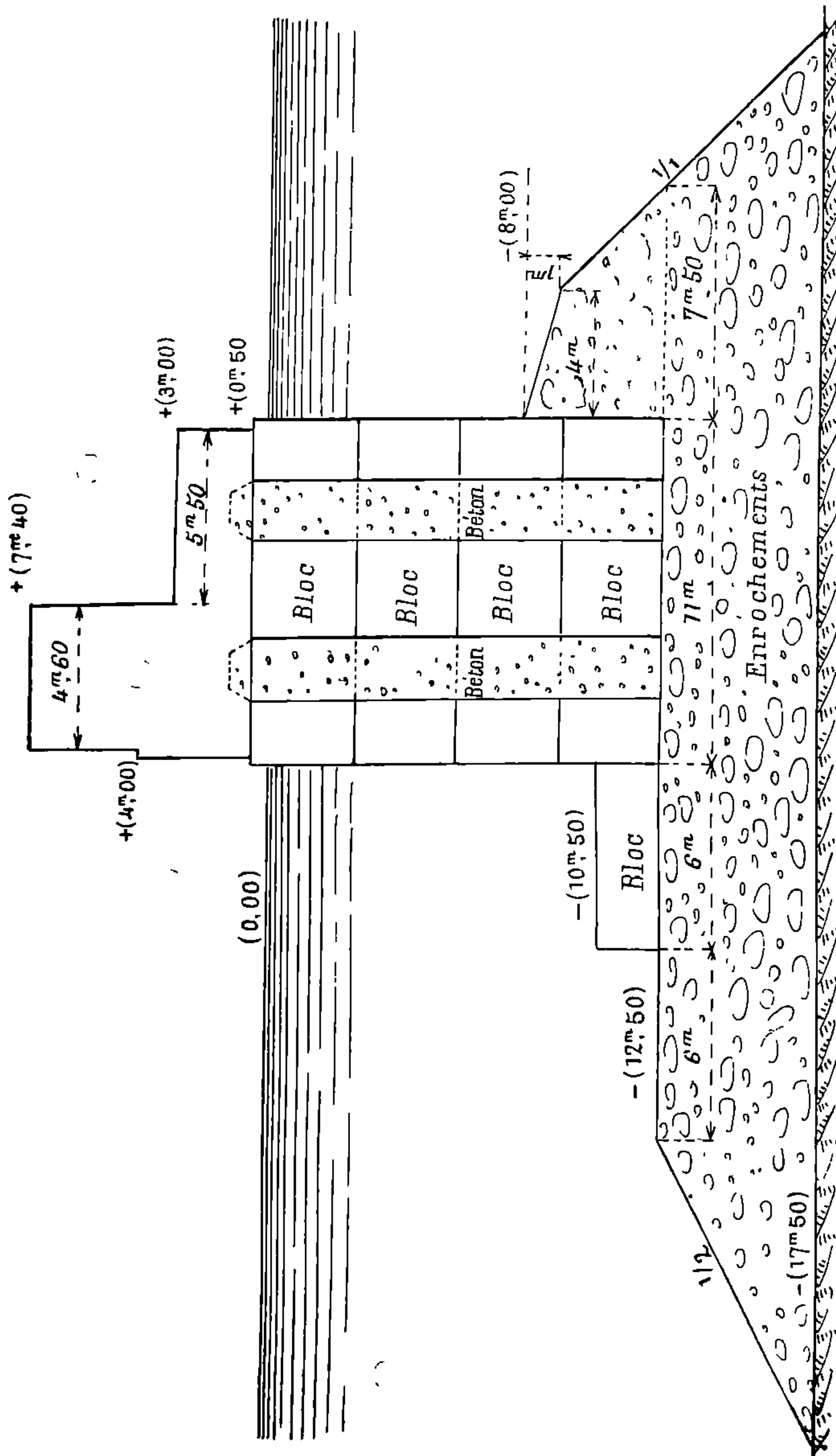


Fig. 12 — Type de digue de MM. Albertazzi et Coen Cagli.

chements est un peu forte : on l'eût opportunément diminuée, dans le cas de la digue d'Alger en fondant moins profondément

la muraille verticale, ce qui eût sans doute diminué le coût des travaux, et dans le cas de la digue type de MM. Coen Cagli et Albertazzi en portant la largeur à 12 mètres, comme dans d'autres ouvrages italiens, ceux de Gênes en particulier.

La répartition du travail à la base de la digue est donnée par la fig. 13. On a d'autre part :

$$\operatorname{tg} \varphi = 0,116$$

$$\operatorname{tg} \varphi' = 0,038$$

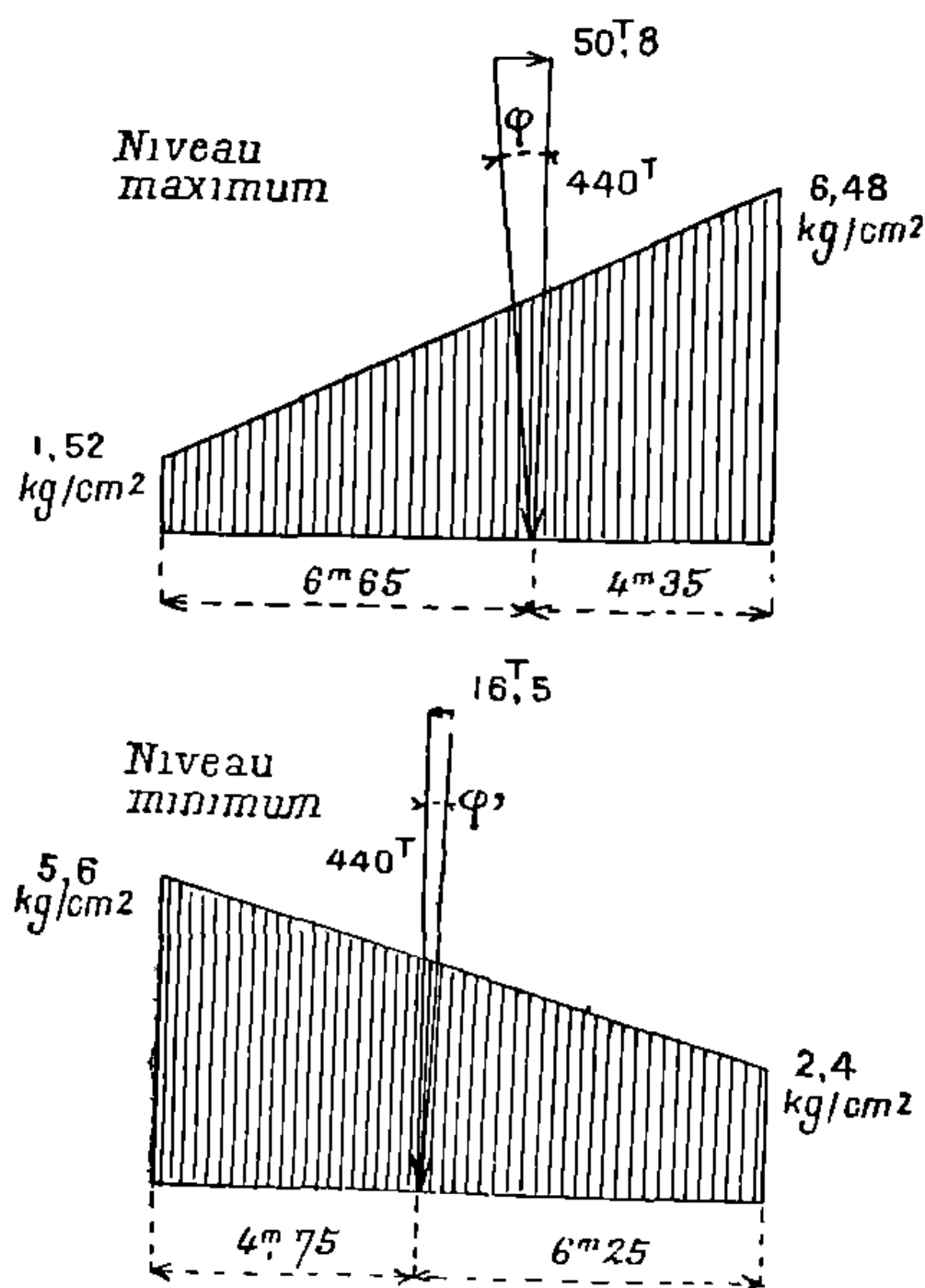


Fig. 13. — Type de digue de MM. Albertazzi et Coen Cagli
Répartition du travail à la base.

La demi-période, au large, de la houle de 75 mètres de longueur étant :

$$T = \sqrt{\frac{\pi \times 37,5}{9,81}} = 3''46$$

le clapotis produit par la muraille verticale déferlerait pour une hauteur.

$$H = \frac{3,46\sqrt{5}}{2} \operatorname{Log} \frac{3,46 + \sqrt{5}}{3,46 - \sqrt{5}} = 6 \text{ m.}$$

On est donc avec 10 m. 50, à l'abri du déferlement du clapotis.

3° Digue projetée pour la transformation du bassin de la Joliette à Marseille (fig. 14).

On peut y admettre : $2h = 3,50$ $2L = 40$

$$h_0 = 1,08 \quad a = 1,35$$

Les affleurements supérieur et inférieur du clapotis sont aux cotes :

$$1,08 + 3,50 = + 4,58$$

$$1,08 - 3,50 = - 2,42$$

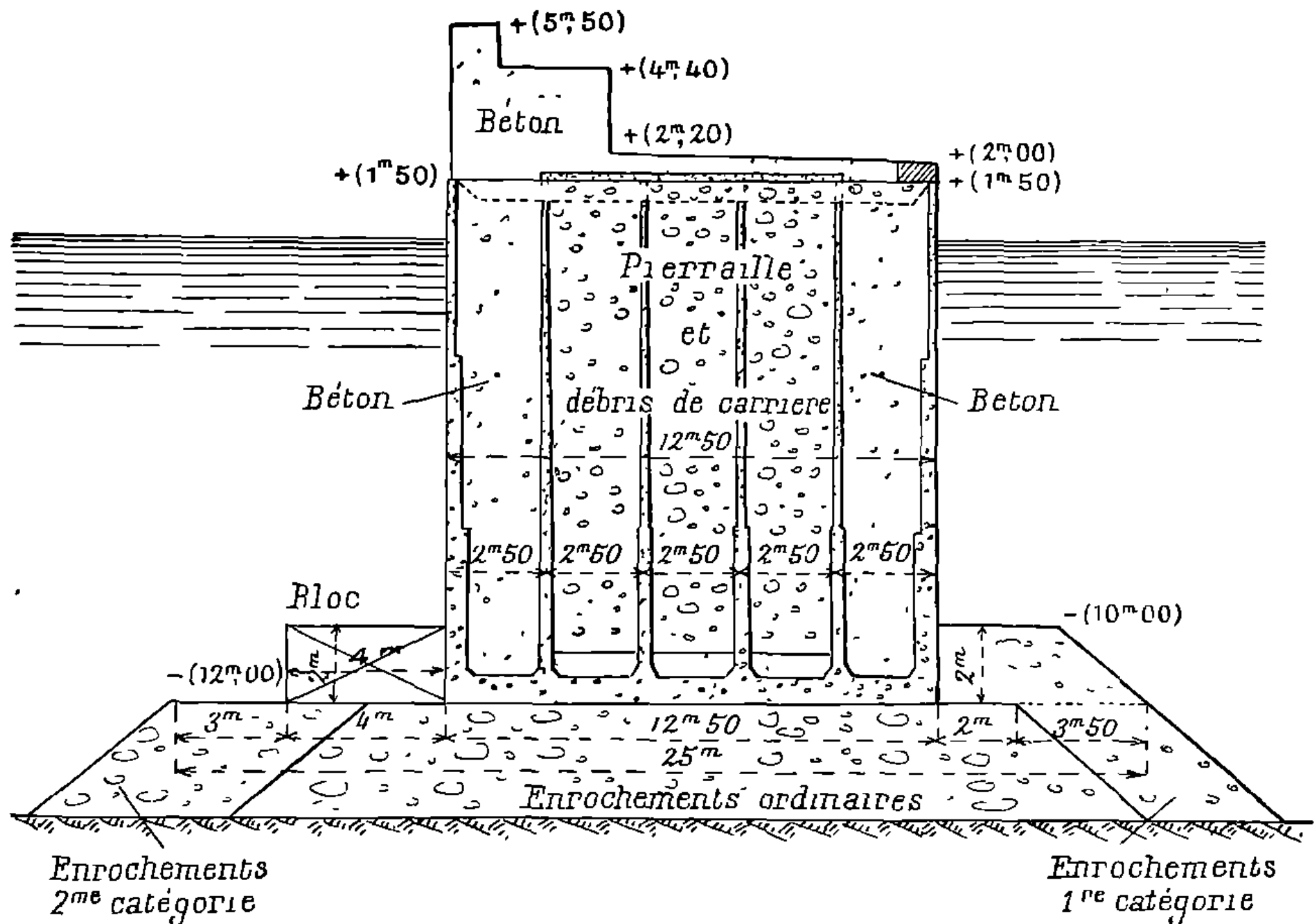


Fig. 14. — Digue de la Joliette à Marseille

L'application des formules (6) avec $H = 12$ donne immédiatement :

$$M_e = 325T/m$$

$$M'_1 = 163 T/m$$

$$S_e = 27T$$

$$S_1 = 13 T 6$$

Le poids au mètre courant de la digue est de 407 T et la verticale du centre de gravité passe à 6,50 de l'arête intérieure.

$$z_1 = \frac{407 \times 6,5 - 325}{407} = 5,70 \quad z_e = 6,80$$

$$z'_1 = \frac{407 \times 6,5 - 163}{407} = 6,90 \quad z_e = 5,60$$

$$\begin{aligned} \text{Niveau maximum} \quad & \left\{ \begin{aligned} t_1 &= \frac{2 \times 407}{12,5} \left(2 - \frac{3 \times 5,70}{12,5} \right) = 41,3 \text{ T/m}^2 \text{ soit } 4,13 \text{ Kg/cm}^2 \\ t_2 &= \frac{2 \times 407}{12,5} \left(2 - \frac{3 \times 6,8}{12,5} \right) = 23 \text{ T/m}^2 \text{ soit } 2,30 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right. \\ \text{Niveau minimum} \quad & \left\{ \begin{aligned} t'_1 &= \frac{2 \times 407}{12,5} \left(2 - \frac{3 \times 6,90}{12,5} \right) = 22,7 \text{ T/m}^2 \text{ soit } 2,27 \text{ Kg/cm}^2 \\ t'_e &= \frac{2 \times 407}{12,5} \left(2 - \frac{3 \times 5,60}{12,5} \right) = 42,2 \text{ T/m}^2 \text{ soit } 4,22 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

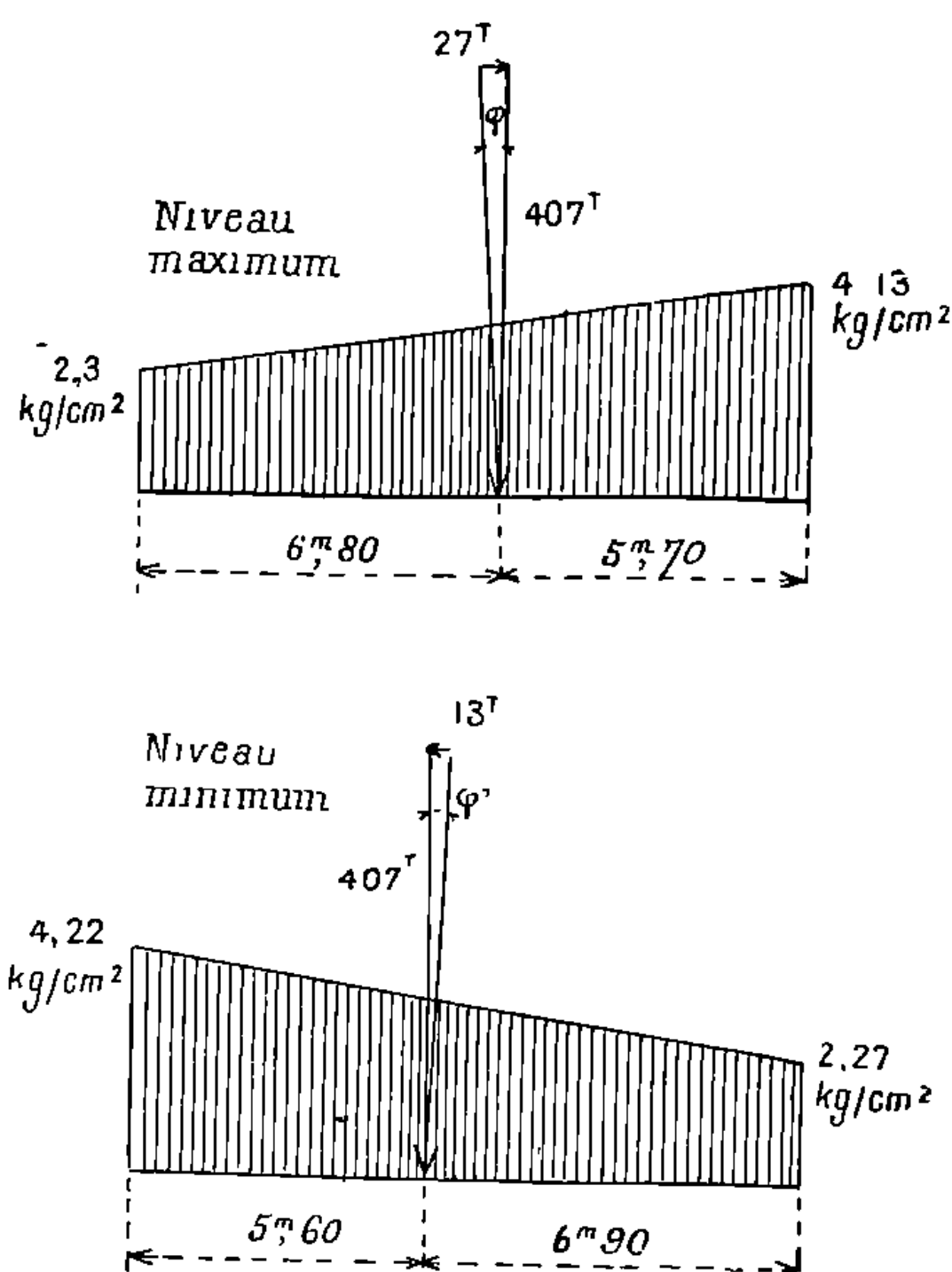


Fig. 15. — Digue de la Joliette à Marseille Répartition du travail à la base.

La pression sur la digue en enrochements est répartie symétriquement eu égard aux affleurements maximum et minimum du clapotis, ce qui est un résultat à atteindre quand on le peut ; elle est d'ailleurs modérée et l'on eût pu se contenter d'une digue de largeur moindre ; on a néanmoins adopté la longueur de 12,50,

pour n'avoir qu'un type de caisse dans l'ensemble du projet qui comportait d'autres ouvrages.

La répartition du travail à la base de la digue est donnée par la fig. 15. On a d'autre part :

$$\operatorname{tg} \varphi = 0,066$$

$$\operatorname{tg} \varphi' = 0,033.$$

La résistance au glissement est largement assurée.

CONCLUSIONS.

Nous croyons pouvoir dégager de l'étude qui précède, les quelques conclusions suivantes, d'ordre théorique ou pratique :

1° En l'état des résultats expérimentaux actuellement obtenus, il semble que le calcul des digues maritimes verticales puisse être valablement basé sur l'existence, à proximité de la muraille, du mouvement ondulatoire stationnaire connu sous le nom de clapotis, ce qui conduit à appliquer, dans le cas pratique d'une profondeur finie, les formules et résultats ci-avant (groupes de formules 6 et construction des fig. 5 et 8) ; ces formules sont déduites d'une méthode qui donne des résultats plus défavorables que la méthode « dynamo-statique » à laquelle on pourrait l'opposer ; il est donc prudent de s'y tenir ;

2° Le clapotis produit des mouvements d'eau considérables en surface — ce qui ne saurait gêner — et au fond ; ces mouvements, au fond, sont d'amplitude et de vitesse maxima à une distance de la digue égale au quart de la longueur de la houle ; une digue à parements verticaux est donc à rejeter, sauf disposition spéciale de protection quand les fonds sont affouillables ;

3° Sous réserve de l'emploi de matériaux d'échantillon convenable, il semble inutile de disposer, en avant et au large de la digue, un tapis d'enrochements de grande largeur précédé par un talus en pente douce ; mais la protection du pied de la digue sera d'autant mieux assurée que le tapis sera moins large et le talus plus raide. La profondeur H pour laquelle on calculera le clapotis (les valeurs h_0 et a) sera la profondeur de la muraille verticale si le talus est doux et le tapis large, la profondeur de la mer dans le cas contraire.

4° Il est possible de déterminer rationnellement la largeur et la cote de fondation d'une muraille verticale ; mais, dans le cas où l'on se proposerait d'obtenir l'ouvrage le plus économique, on serait limité, quant à la valeur absolue de cette cote de fondation, dans la tendance naturelle à la réduire :

- par la nécessité d'éviter les glissements,
- par la nécessité de ne pas troubler la production du clapotis ;
- par la nécessité d'éviter le déferlement ;
- par la nécessité éventuelle d'assurer les manœuvres et le garage des navires.

En Méditerranée et toutes les fois qu'une profondeur plus considérable ne sera pas nécessaire du fait de cette dernière condition, il sera suffisant de s'en tenir, comme cote de fondation de la muraille verticale, aux environs de 11 à 12 mètres.

5° Dans tous les cas où son application est possible sans dispositions spéciales de protection ou de consolidation des fonds, la digue à muraille verticale est plus économique que la digue à parements inclinés.
