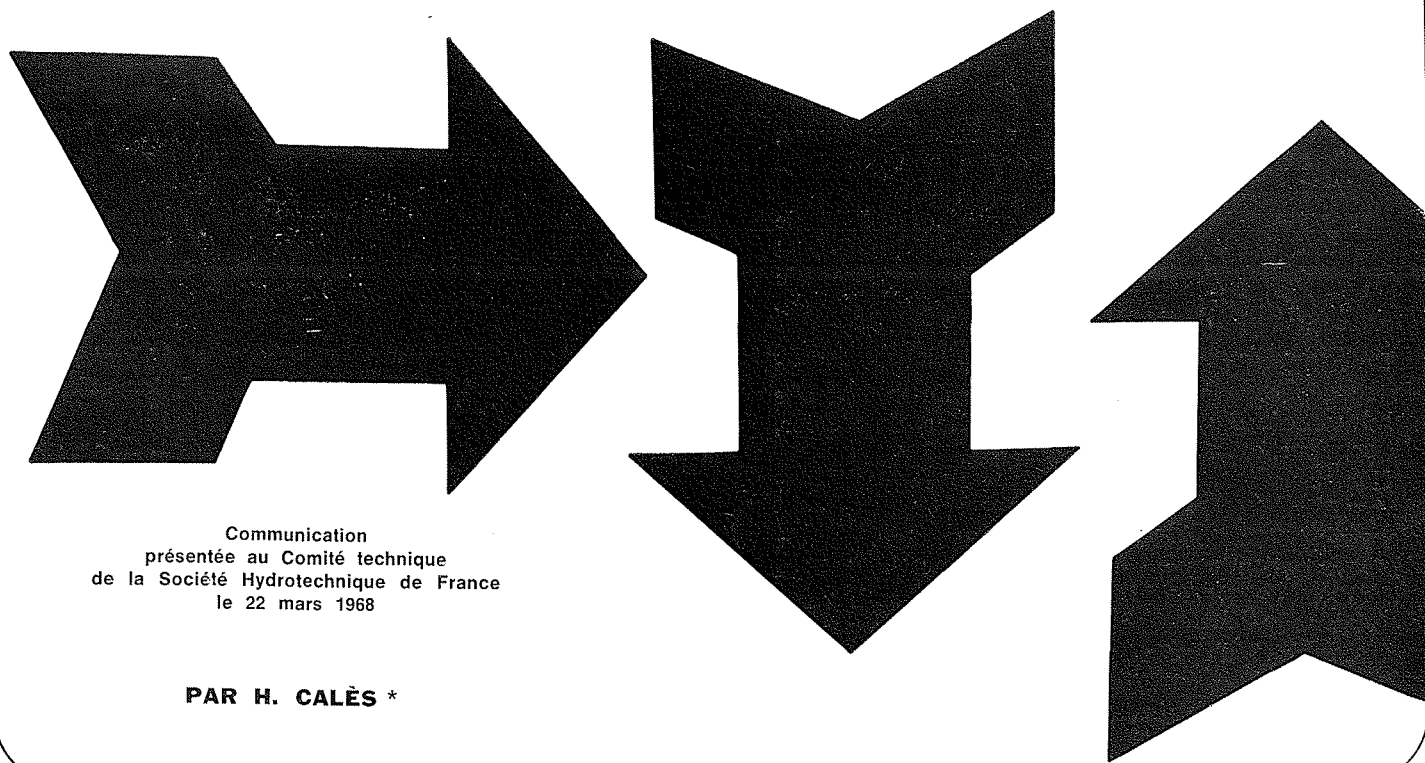


MÉCANIQUE DES VASES APPLIQUÉE A LA STABILITÉ DES OUVRAGES : RÉALISATION DE DIGUES ET D'OUVRAGES D'ART A BOUIN ET A L'AIGUILLON



Communication
présentée au Comité technique
de la Société Hydrotechnique de France
le 22 mars 1968

PAR H. CALÈS *

Le nom vulgaire de vase est donné à une matière gris-verdâtre ou noire, plus ou moins brillante, dont la consistance est collante, mi-solide, mi-liquide. Les dépôts de vase se rencontrent très fréquemment dans la partie soumise à la marée des estuaires des fleuves, dans les ports artificiels et dans les baies où les grandes vasières naturelles ont donné naissance aux marais côtiers.

Ces dépôts s'observent généralement dans les zones où la turbulence est à peu près nulle et aux points où les vitesses des courants sont négligeables, mais ces conditions ne sont pas suffisantes : on admet que la vase se forme aux lieux et aux moments où existe, transporté par l'eau, un complexe important de matières organiques formant une lentille vaseuse qui va et vient avec le courant.

Les masses déposées à partir de ce complexe seraient alors compensées par des apports du large ou des fleuves.

On observe dans ces zones la formation de flocons agglomérés de particules de l'ordre du μ qui ont une densité assez voisine de celle de l'eau et qui sont pratiquement en équilibre dans le milieu. La formation de ces flocons est d'origine physicochimique : le liant des vases est colloïdal et le phénomène de coagulation a lieu au voisinage d'un point isoélectrique. La majeure partie des dépôts se produit lorsqu'au jasant l'eau va découvrir les dépôts de vase précédents (slikke) dont la pente est pratiquement nulle. A ce moment la vitesse est faible, la concentration des flocons maximale, la lame d'eau mince

et les phénomènes d'adsorption à la surface de la slikke prépondérants.

Ce phénomène continu d'envasement est communément appelé le colmatage; après le retrait du flot on observe à la surface un dépôt liquide à forte concentration que l'on appelle communément le mollin.

Dans la vase véhiculée sous forme de flocons, on distingue au microscope : un réseau à mailles hexagonales de couleur noire de 1 à 2 μ constituant le liant, des grains de sable très fins, des fragments organiques divers et notamment planctoniques. Si la proportion de sable augmente, on aura des vases sableuses, l'ensemble gardant un aspect continu, des grains de sable enrobés d'une pellicule de vase constituant des sables vasards discontinus.

L'analyse densimétrique de la vase montre qu'elle est constituée d'une partie minérale constituant une phase inerte et d'une phase active (liant précloïdal).

La vase se présente comme un matériau cohérent mais plastique, rigide, thixotropique, compressible (mais non élastique) imperméable, réducteur; elle est en plus le siège d'un milieu biologique actif qui est anaérobie dès que l'on a quitté la surface.

La teneur en eau des vases est très variable (jusqu'à 150 et 200 %) et semble liée à la granulométrie et à la nature des colloïdes associés.

L'eau associée est liée à la vase de trois façons différentes :

— aux grains du liant qui gonflent sous l'action de l'eau;

* Président-Directeur Général de CO-TRA-MAT.

H. CALÈS

- à la surface des granulés ou des grains minéraux par adsorption;
- emprisonnée à l'intérieur des mailles du réseau.

En pratique, les vases se tassent très peu sous leur propre poids, tant que les pressions appliquées ne dépassent pas la limite de résistance élastique des membranes des granulés colloïdaux.

La cohésion augmente très rapidement quand la teneur en eau diminue; on dit que la vase se consolide.

Dans des travaux exécutés dans ou sur les vases, le phénomène de thixotropie, qui a pour effet de détruire les structures, est prépondérant.

Les processus de dépôt des vases en baie de Bourgneuf et en baie de l'Aiguillon ont fait l'objet d'étude de M. F. Verger, Docteur en Géographie (*Bulletin d'information du Comité Central d'océanographie*, VII, 3 mars 1955 et IX, 3 mars 1957).

La slikke (fig. 1) est la zone où la vase continue de se déposer. Couverte en surface de mollin elle est traversée d'un réseau en dendrites, de rigoles, de corsives ou d'écours.

Il convient, à propos de ces écoulements d'eau de surface, de remarquer que la rigidité de la vase s'oppose à l'érosion des courants, même importants, dès lors qu'il n'y a pas de turbulence. Séparé de la slikke par un petit talus au niveau des hautes mers de vives eaux moyennes, le schorre déjà consolidé est recouvert d'une végétation continue; ce tapis végétal serré constitué de plantes halophiles est précédé d'une colonisation par touffes isolées. Sur la côte atlantique, ce tapis porte le nom de mizottes; la ligne des mizottes y définit assez exactement la cote marine + 5.

Sous l'effet des vents, des pluies et de la sécheresse, le schorre prend l'aspect caractéristique du découpage en mosaïques dû au retrait du matériau. La croûte ainsi formée ne dépasse guère 0,70 à 1 m d'épaisseur et, par suite de l'imperméabilité du matériau, on retrouve au-dessous les vases plastiques classiques.

La ligne des mizottes avançant au cours des ans par un processus régulier de colmatage, chaque génération a pratiquement construit des digues d'enclôture destinées à isoler des polders agricoles. Ces digues protégées soit par de la végétation, soit par des perrés, étaient généralement implantées au-dessus de la limite des vives eaux moyennes. Les *Mémoires de la Société des Ingénieurs Civils de France* de l'année 1876 relatent la construction de la dernière digue de Bouin.

La nécessité de remplacer des digues généralement détruites par écrêtement, comme le développement de l'ostréiculture, devaient entraîner la réalisation de digues nouvelles construites non pas sur le schorre consolidé mais bien plus avant dans la slikke, au-dessous de la limite des hautes mers de mortes eaux.

Le problème posé était de construire sur un sol gorgé d'eau, hétérogène et de caractéristiques médiocres, avec les mêmes matériaux en emprunt, un ouvrage exposé à la mer, submergé au cours des travaux, voire à chaque marée, sur un très grand linéaire. Le premier problème posé était celui de la stabilité de tels ouvrages et donc de la connaissance des sols d'assise. On choisit de mesurer systématiquement une caractéristique simple du matériau et on fit appel au pressiomètre (pressio-

mètre Ménard), pour mesurer la pression limite par une sonde pressiométrique. Pour les vases de l'Aiguillon, on observa que la pression limite croissait régulièrement avec la profondeur, ce qui était l'indice d'une sédimentation régulière, et on pouvait déduire de ces études, en première approximation, les lois suivantes :

pl (pleine baie). = 300 g + 1,5 h (cm);
 pl (chenaux). = 300 g + 1,7 h (cm);
 C_t (cohésion après saturation). = 100 + 0,35 h (cm);
 C (cohésion instantanée). = 0,25 h (cm);
module de compression E . = 4 000 + 10 h (cm);
pression de fluage pf = H (cm);
densité 1,8; teneur eau 100 %;
essais triaxiaux : $C = 60$ à 100 g; $\varphi = 18$ à 21°.

A Bouin, les vases étaient beaucoup plus hétérogènes et parsemées de poches liquides. Les modules de compression variaient entre 4 et 15 kg/cm², les pressions limites de 1 à 2,8 kg/cm², les cohésions naturelles de 60 à 250 g/cm².

Essais triaxiaux : $C = 100$ à 120 g, $\varphi = 20$ à 24°.
Densité 1,8; teneur en eau 103 %.

Cependant, à Bouin on trouvait un substratum rocheux à 5 m sous le terrain naturel, alors qu'à l'Aiguillon ce même substratum se rencontrait sur la majeure partie du tracé entre 20 et 30 m de profondeur.

Si l'on néglige l'influence des phénomènes de consolidation sur la stabilité, c'est-à-dire si l'on transpose sur le réel les essais rapides de laboratoire, on sait d'après les études du Professeur Terzaghi (*Mécanique théorique des sols*, Dunod éditeur, p. 167) que les risques de rupture profonde peuvent être écartés (sauf s'il existe des poches gorgées d'eau en profondeur).

Ces risques de rupture seront d'autant plus écartés que l'on construira la digue par étapes successives, l'une de ces étapes correspondant à la fermeture à la cote des plus hautes eaux.

Mais si l'on veut déterminer un coefficient de sécurité global, non pas théorique mais réel, il faudra tenir compte :

- 1° du fait que la cohésion de la vase d'apport constituant le corps de digue sera faible pendant le temps de consolidation, tout massif ainsi construit ayant tendance à l'étalement; que parallèlement l'angle de frottement sera négligeable pendant cette période de construction;
- 2° de l'importance des mouvements des terrains d'apport dans les terrains d'assise compliqués des phénomènes inévitables et prépondérants de thixotropie quelles que soient les précautions prises;
- 3° des modifications dues au cheminement de l'eau expulsée compte tenu de l'imperméabilité des vases;
- 4° du comportement des couches sous jacentes.

On sera ainsi amené à étudier pendant chaque étape de construction l'influence de la charge due à la digue sur les couches sous jacentes.

La figure 2 montre la répartition des efforts dans la fondation d'un élément de digue. On y voit qu'en dehors de tout phénomène de rupture, le sol mou des couches superficielles d'assise subit un effort latéral qui tend à produire un déplacement général des terrains d'apport dans les terrains d'assise

qui sera fonction de la butée des terrains et de la valeur de la cohésion des différentes couches en profondeur.

On peut également dire que les efforts exercés dans la zone centrale d'un profil trapézoïdal où la fondation est la plus chargée, sont verticaux, mais qu'ils tendent à devenir obliques lorsque l'on s'éloigne de l'axe vers les pieds de digue.

La résultante de ces efforts obliques supposée appliquée au massif consolidé de pied de talus agit sur le terrain d'assise et peut se traduire, si la butée est faible, par des contraintes verticales à l'extérieur de l'ouvrage, entraînant les soulèvements classiques que l'on observe à la périphérie des ouvrages trop lourdement chargés.

On introduit donc la notion de massif contre-poids du noyau central dont l'équilibre sera calculé en traçant le cercle de glissement le plus défavorable le long duquel on supposera $C = 0$.

La figure 3 montre les spectres de répartition des contraintes sous un profil d'ouvrage, ces contraintes étant exprimées en pourcentage de la charge p (pour un profil trapézoïdal, on prendra un triangle dont la hauteur sera de 25 % plus grande que la hauteur du trapèze). La répartition des contraintes dans les terrains d'assise est traitée dans l'ouvrage *Les Barrages en terre* de Mallet et Pacquant (Eyrolles), p. 271.

Pour le calcul des contraintes en profondeur, on pourra se baser sur les mémoires de Carothers des *Proceedings of the Royal Society of London*, série A, and of *International Mathematical Congress*, vol. II, Toronto, University Press.

Les contraintes de cisaillement à la base de la digue peuvent s'évaluer par les méthodes exposées par K. Terzaghi dans l'ouvrage déjà cité.

Dans le cas de la digue de Bouin, les contraintes critiques avaient pour valeur :

$$\tau = 0,256 q \quad \text{et} \quad \sigma = 0,705 q$$

avec :

$$d = 1,55 \quad \text{et} \quad q = 7,52$$

d'où :

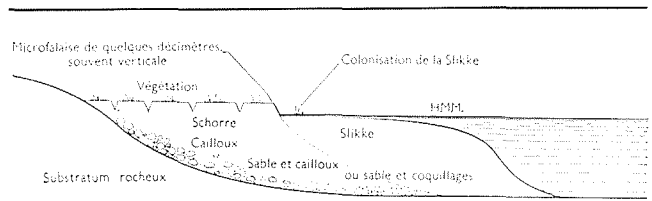
$$\tau = 1,92 \text{ t/m}^2 \quad \sigma = 5,26 \text{ t/m}^2$$

En traçant le cercle de Mohr correspondant, on pouvait conclure à la stabilité du massif.

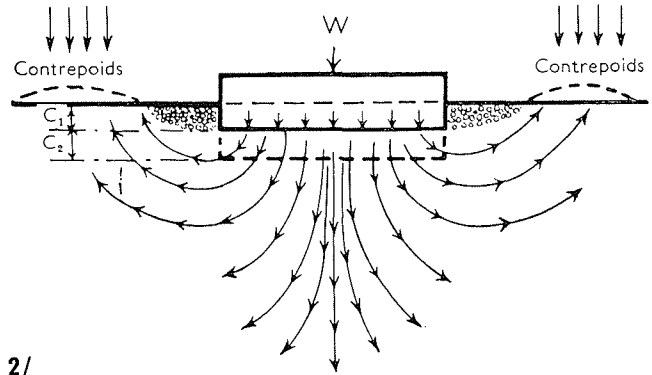
Dans le cas de la digue de l'Aiguillon, la valeur totale du cisaillement à prendre en compte pour une arase à la cote 6,50 était de 13 t.

On doit ainsi aborder les problèmes d'équilibre successifs des différentes étapes de construction d'un ouvrage et de la consolidation progressive des couches d'assise en n'oubliant pas que les modifications de structure dues à un dépassement local des contraintes entraînent souvent la ruine d'ouvrages établis sur des fondations douteuses. La vase étant très imperméable, l'expulsion de l'eau sous charge sera lente et irrégulière. Enfin, nous avons signalé le déplacement inévitable des matériaux d'apport dans les matériaux d'assise.

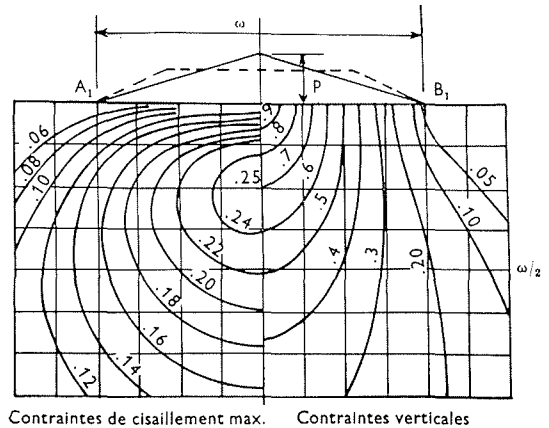
Nous avons ainsi souligné la nécessité de faire absorber par la fondation les efforts de cisaillement et de « couder » la base de la digue afin d'homogénéiser les contraintes et de se prémunir contre toute rupture brutale que les modifications des caractéristiques en cours de consolidation pourraient entraîner.



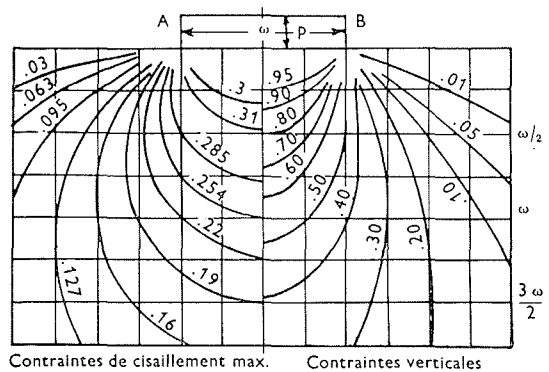
1/



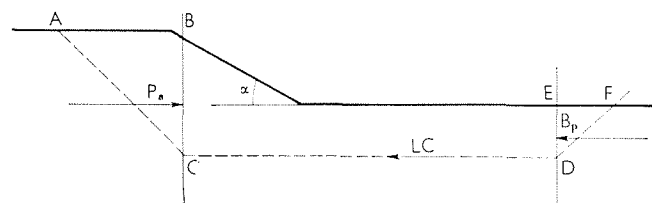
2/



3 a/



3 b/



4/

Ceci étant, de toutes les solutions approchées utilisées pour l'évaluation de la stabilité des talus en terre, la méthode du cercle de glissement, dite suédoise, détient la faveur des ingénieurs.

Des différences notables entre cette méthode et la plasticité ont été analysées par Jurgenson dans son mémoire *The application of theories of elasticity and plasticity to foundation problems* (Boston Society of Civil Engineers) et son application aux problèmes de Bouin et de l'Aiguillon a conduit à de nombreux déboires.

C'est ainsi que la méthode préconisée par Berkeley Thorn s'est avérée plus adaptée à l'étude de stabilité dans le cas des vases et qu'elle nous a permis de résoudre sur un plan pratique tous les problèmes qui se sont posés.

Rappelons (fig. 4) qu'elle consiste à étudier une tranche de largeur unitaire et à considérer l'équilibre de deux prismes triangulaires dans leur action sur la partie intermédiaire.

Pour simplifier, on admet que toutes les forces agissant sur ces trois éléments se réduisent aux suivantes :

- poussée active Pa due au prisme ABC sur le plan DC;
- butée passive Bp du prisme DEF sur le plan ED;
- résistance au cisaillement le long du plan CD soit $L \times c$ (L la longueur, c la cohésion);
- une tranche de profil sera en équilibre si le coefficient de sécurité donné par :

$$C_s = \frac{Bp + LC}{Pa}$$

est égal ou supérieur à 1.

Un exemple d'application est donné par la figure 5 sur laquelle sont tracées : la courbe caractéristique de cohésion en fonction de la profondeur, quatre lignes probables de rupture ABC, DEF, GHIJ, KLMN.

Le calcul des coefficients de sécurité correspondants est résumé dans le tableau de la figure 5. La dernière colonne fait apparaître l'effort théorique à prendre pour un dispositif auxiliaire. Cette méthode permet également de mieux se rendre compte du rôle de la valeur de l'angle α du talus. Nous avons supposé un sol homogène, nous n'avons pas fait intervenir l'influence de la fondation et nous concluons que sans dispositif auxiliaire la stabilité n'est atteinte qu'à une certaine profondeur, en l'occurrence la ligne KLMN.

Nous avons donc ainsi souligné le rôle éminent joué par les éléments susceptibles d'absorber les efforts de traction (tendeurs ou grillage), la nécessité et l'importance du clouage des couches jusqu'à

une profondeur convenable où le coefficient de sécurité est atteint.

Il faut remarquer que si l'on prend pour valeur de la cohésion, la cohésion instantanée, le coefficient de sécurité ira en augmentant au fur et à mesure de la consolidation qui aura pour effet d'augmenter la cohésion réelle pour une profondeur donnée.

On arrive ainsi à préciser qu'un profil de digue doit être associé à un système de fondation.

Le profil et le système de fondation associé sont deux paramètres interdépendants de la stabilité qui doit être recherchée pour chaque phase de la construction.

On peut dégager les critères d'un système de fondation :

- isoler les matériaux d'apport des matériaux d'assise;
- homogénéiser les contraintes;
- désolidariser les mouvements des masses d'apport par rapport à l'assise;
- absorber les composantes horizontales des efforts obliques et les efforts de cisaillement.

Mais nous ne saurions trop insister sur le fait qu'à un profil et à un système de fondation, il y a lieu également d'associer une technique d'exécution qui ne peut être quelconque. En réalité, les profils même partiels seront établis par chargements successifs et de façon dissymétrique. Les vases ainsi mise en place par paquets auront une cohésion très faible et un angle ϕ négligeable.

Les vibrations provoquées par un simple engin suffisent à modifier les caractéristiques locales du matériau. Si le pelleur laisse tomber sa charge, même d'une hauteur très faible, les apports de vase disparaîtront au fur et à mesure et on observera un véritable siphonage entre le lieu d'emprunt et le lieu d'apport. La vase est de plus un matériau dont il faut savoir être économe : les canaux d'emprunt ne peuvent être approfondis et leur éloignement est fonction des possibilités des engins.

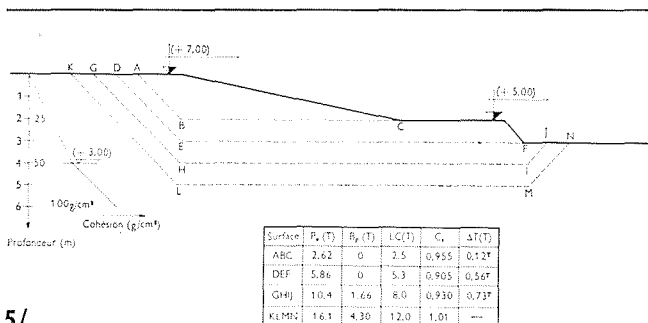
Chaque mètre cube extrait doit être utile, car les vases de colmatage des canaux seront impropres à la construction.

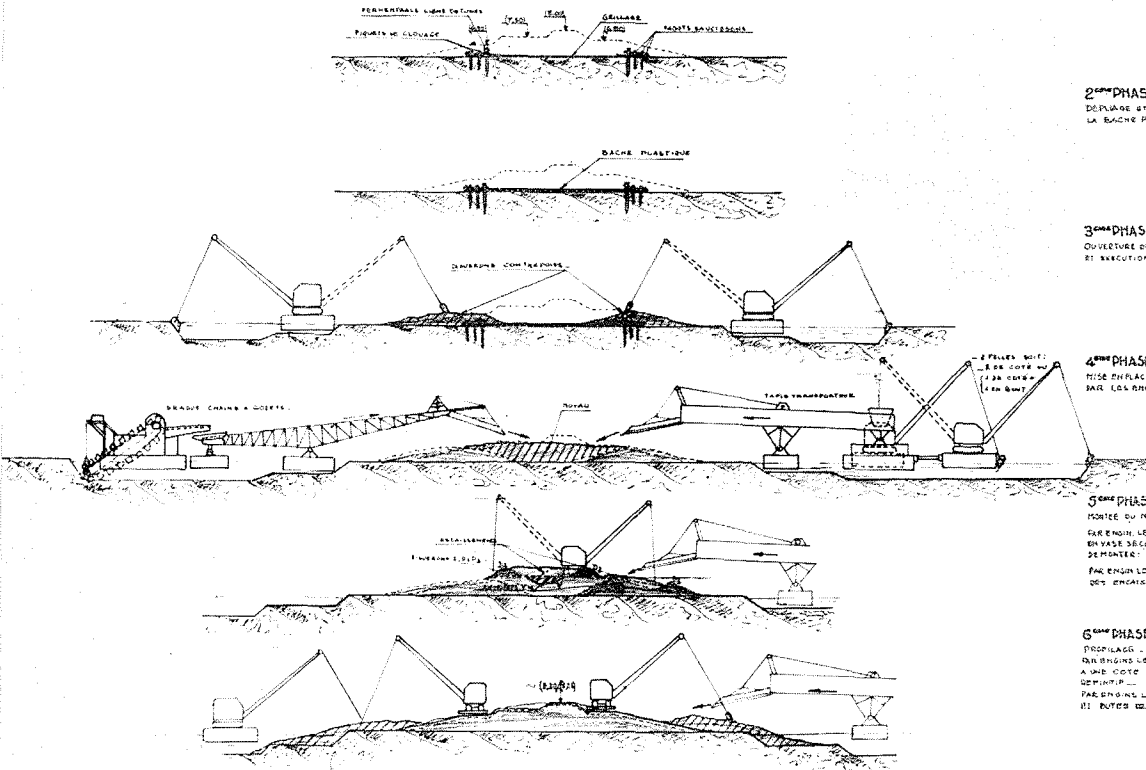
A Bouin comme à l'Aiguillon, la technique du suçage ne pouvait être employée, les vases émulsionnées étant incapables de reprendre rapidement leur cohésion. Après avoir utilisé une drague à godets pour extraire les matériaux, une meilleure technique a consisté à l'emploi de draglines de 700 l installées sur pontons et équipées de flèches de 22 m, accouplées à un tapis transporteur de gros débit mettant en place, au niveau de leur utilisation, des paquets compacts de vase.

De proche en proche, à partir de diguerons et par changements successifs de niveau, on pouvait assurer la consolidation progressive des vases (15 jours en été pour une passe et 4 semaines en hiver).

La figure 6 montre les phases diverses d'élévation de niveau pour le profil de la digue de l'Aiguillon.

Nous avons souligné la nécessité de clouer les couches d'assise. Lorsqu'un pieu est battu dans la vase, on ne peut trouver de refus et on voit très nettement l'eau remonter le long du pieu, ce qui souligne le rôle collecteur de simples piquets





1^{ère} PHASE
ARRANGEMENT DES FONDATIONS
MISE EN PLACE DU SABLE, COUAGE
DES ANCRAGES, EXECUTION DES TUNAGES...

2^{ème} PHASE
DEPLIAGE ET MISE EN PLACE DE
LA BÂCHE PLASTIQUE...

3^{ème} PHASE
OUVERTURE DES CHÊNAUX D'ENTRÉE
ET EXECUTION DES DRAINAGES CONTRA-PENTE...

4^{ème} PHASE
MISE EN PLACE DES VASES EN NOYAU
SUR LES DRAINAGES COUÉS (COTE 4000)...

5^{ème} PHASE
MONTÉE DU NOYAU A LA CÔTE (400)
OUVERTURE LÈGÈRE; EXECUTION DE DRAINAGES
EN VASE SÈCHE. LES ENTÉNANTS V. V. PERMETTENT
DE MONTER: De De De...
PNE ENCHÈSSES; APPAREIL POUR REMPLISSAGE
DES ENTÉNANTS...

6^{ème} PHASE
FINITION —
OUVERTURE LÈGÈRE; RECLASSE DES VASES
A LA COTE SUPÉRIEURE A CELLE DU PROFIL
DEFINITIF...
PNE ENCHÈSSES; APPAREIL POUR REMPLISSAGE
DES ENTÉNANTS...

6/

de fixation; mais au bout d'un certain temps, le pieu résiste: les ostréiculteurs disent qu'il est sapé.

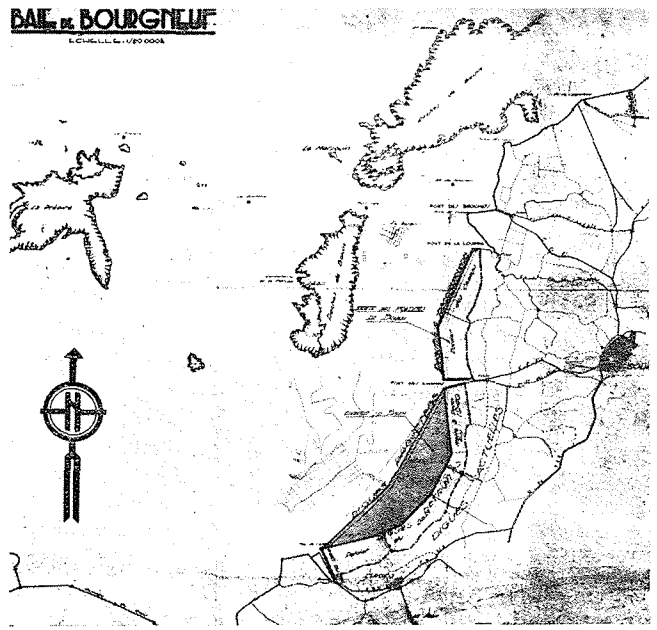
En baie de l'Aiguillon, un pieu de 18 à 20 cm au gros bout battu à 6 m de profondeur résistait à un effort latéral de 4 t. Un pieu colonne de 40 cm battu sur 25 m résistait à un effort latéral de plus de 25 t.

Pour réaliser des clouages et des fascinages, on dispose généralement d'éléments de bois de châtaignier: de pieux perkenpaals de 4 à 5 m de long et de 10 cm au gros bout, de piquets de 2 m de long et de 4 à 5 cm au gros bout, de fascines de 3 à 4 m de long constituées de fagots de 15 cm environ de diamètre en branches de 1 à 2 cm au gros bout. Ces fagots enchevêtrés bout à bout forment des saucissons utilisés dans les fascinages à plat. Une ligne de tune est constituée d'un entre-lac vertical de branches sur les perkenpaals espacés de 0,60 à 0,80 m.

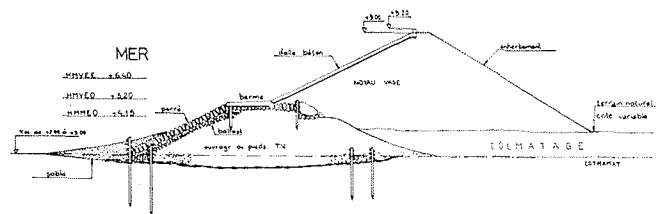
Les digues de Bouin (fig. 7) sont établies dans la baie de Bourgneuf en face des côtes nord-est de l'île de Noirmoutier. Elles comprennent deux ouvrages distincts, l'un au nord de 2 750 m de longueur entre l'étier des Champs et l'étier de la Louippe, l'autre au sud entre l'Époids et l'étier des Champs construit dans la slikke nettement en avant des digues anciennes, sur une longueur de 3 800 m.

Dans la baie, le marnage est de 4 à 6 m, l'amplitude maximale des vagues de 1,50 à 2,50 m avec des périodes très courtes. Les ouvrages sont particulièrement exposés aux tempêtes de noroît.

BAIE DE BOURGNEUF
E.C. 11111111111111111111



7/



8/



9/

Les caractéristiques des marées sont les suivantes :

HMME + 4,15; HMMVO + 5,10; HMMVE + 6,20.

Nous parlerons principalement de l'ouvrage sud. Cet ouvrage est implanté suivant un tracé dont la cote est variable de + 2 à + 3 aux enracinements d'extrémité.

Cet ouvrage, puissamment protégé côté mer, devait mettre à l'abri à la cote + 9 tout l'arrière pays menacé par les raz de marée de 1940 et les tempêtes successives qui avaient déjà compromis les ouvrages de sécurité protégeant l'ensemble des marais jusqu'à Bouin et Beauvoir-sur-Mer.

La figure 8 montre la coupe générale de l'ouvrage qui comprend :

- un ouvrage de pied côté mer;
- un noyau de vase à la cote + 9 et ultérieurement ;
- un ouvrage d'épaulement en vase côté polder.

Pour résoudre le problème posé, on s'arrêta en première phase à la réalisation de l'ouvrage continu de pied arrasé à la cote + 5, c'est-à-dire à la cote des hautes mers de vives eaux moyennes, de façon à former un barrage de retenue créant côté polder un vaste lac de décantation de 1 million de m³ alimenté à chaque marée de vives eaux.

On escomptait également dans un premier projet à vocation agricole un colmatage rapide de la partie située en arrière de ce digueron de pied; en fait, les colmatages furent assez spectaculaires puisque l'on observa aux extrémités près de 8 cm par mois.

Cet ouvrage de pied fut donc avancé à pleine section et réalisé en tout venant de carrière, protégé côté mer par un perré de 0,50 m d'épaisseur. La fondation choisie était d'un type classique constitué de casiers de lignes de tunes et de fascines à plat à trame 0,50 × 0,50 m cloués par des piquets (fig. 9).

La figure 10 montre l'avancement de cet ouvrage formant épi dans la baie à partir de l'Epoids.

L'ouvrage fut avancé sans difficultés majeures, les matériaux étant amenés par wagonnets de 2 m³ sur voies Decauville et mis en place à l'avancement au moyen d'un bulldozer.

Si l'on considère les cotes du tracé et celles des marées, on voit qu'en marée de mortes eaux le flot devait contourner l'épi et qu'au-delà d'une certaine longueur les mouvements du flot et de l'écoulement des eaux en arrière de l'ouvrage étaient en opposition avec des changements de sens de courant de plus en plus brutaux.

Or, en marée de vives eaux, un tel ouvrage, qui ne comportait pas de protection spéciale, devait être submersible, mais non déversant.

Il y avait donc une longueur critique pour laquelle il devait y avoir mise en résonance du plan d'eau de 150 ha en arrière de l'ouvrage. La distorsion des hauteurs par rapport aux surfaces ne permettant pas un modèle réduit, on décida d'observer en permanence les variations des cotes d'eau de part et d'autre de l'épi, au fur et à mesure de son avancement et d'admettre un certain déversement de l'ordre de 0,60 m en disposant côté polder une assise de rejaillissement constituée de gros blocs de sécurité.

La longueur critique fut atteinte après une longue période de mortes eaux pendant l'été, alors que l'épi était avancé sur 2 700 m linéaires. On observa alors que le déversement était général sur toute la longueur de l'ouvrage et que le plan d'eau côté polder entraînait en résonance avec des amplitudes atteignant 70 cm au moment où le flot côté mer atteignait la crête de l'épi avec des périodes variables très rapidement amorties.

A titre de sécurité, on fit sauter 100 m linéaires



10/



13/

de l'épi et on observa que l'amplitude diminuait de moitié, stabilisant ainsi, aux vives eaux, un déversement compatible avec les précautions adoptées.

Le raccordement de l'épi avec les Champs fut réalisé par un créneau d'écoulement de 1 200 m de longueur constitué en blocs de tout venant établi à la cote 3,50 sur un système de fondation identique à celui de la digue. La figure 11 montre les écoulements violents sur ce créneau au moment du jusant.

Le créneau fonctionna ainsi pendant deux ans, au bout desquels le projet agricole fit place à un projet ostréicole pour lequel les colmatages réalisés en arrière de l'épi étaient suffisants. C'est dans ces conditions que l'on décida de boucler l'ouvrage de pied à la cote + 5 et de fermer l'ensemble de la digue.

Le créneau fut remonté en plusieurs étapes pendant des périodes de mortes eaux successives, à la cote + 5, l'ouvrage de pied étant alors continu entre l'Epoids et les Champs.

L'ouvrage de pied fut alors couronné (fig. 12) par une berme de circulation en béton de 2,50 m de large légèrement armée d'un treillis soudé.

On entreprit alors une deuxième phase de travaux qui consistaient à réaliser un premier noyau de vase continu assurant la fermeture complète du polder à la cote + 7 qui mettait théoriquement à l'abri des plus hautes mers de vives eaux.

On commença donc par réaliser avec une drague à godets travaillant sur le lac de retenue du polder (fig. 13) un premier épaulement de vase constituant une plateforme continue côté polder (notons que cette drague à godets fut plus tard avantageusement complétée par l'utilisation d'un tapis transporteur alimenté par des draglines sur pontons, figure 14).

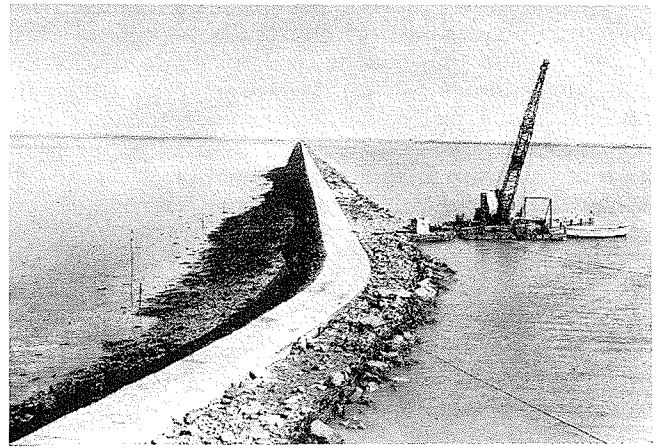
Puis on mit en place sur cet épaulement, après sa consolidation, un noyau réalisé avec des vases consolidées, empruntées côté mer dans un chenal parallèle à l'ouvrage de pied. Cette opération fut menée par des jeux de draglines montés sur pontons, travaillant en relais avec des pelles circulant sur la berme de couronnement de l'ouvrage de pied. On put ainsi stoker en arrière de cet ouvrage de pied la totalité des vases nécessaires pour l'achèvement de l'ouvrage (fig. 15).

On façonna alors le premier digueron à la cote + 7 pour réaliser la fermeture définitive.

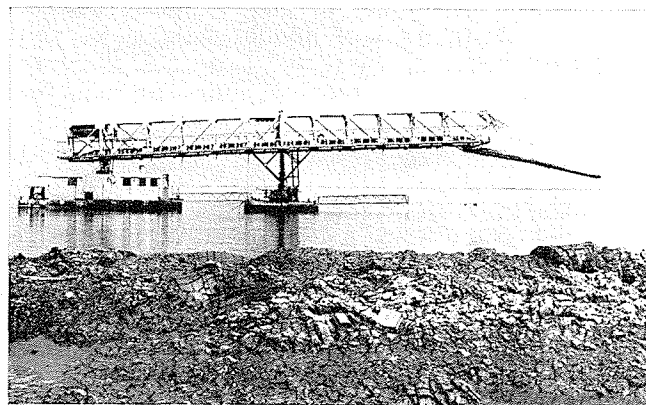
C'était là le problème le plus délicat puisque la fermeture devait être assurée d'un seul coup sur une longueur de 3 800 m. Il fallait, en effet, opérer dans une période de mortes eaux et, pratiquement, on ne disposait que d'une semaine par an puisqu'on devait laisser librement entrer dans le polder la dernière marée de vives eaux ordinaire, fermer pendant les mortes eaux exceptionnelles suivantes et être complètement à l'abri à la première marée d'équinoxe.



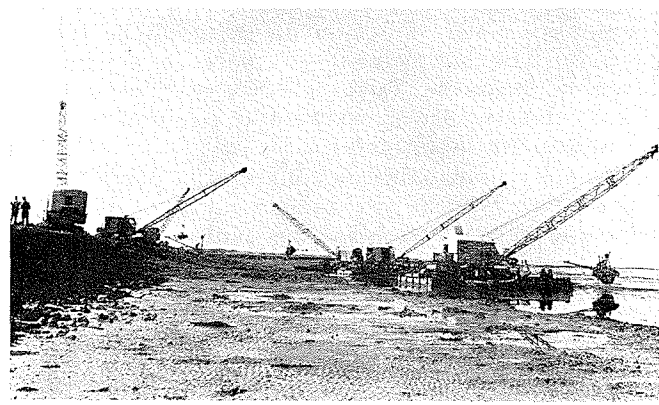
11/



12/



14/



15/

L'opération fut réussie du premier coup, au jour prévu, mais nous considérons qu'elle a constitué la limite du possible dans les conditions de l'expérience; la revanche à la marée de vives eaux qui fit suite à la fermeture n'était que de 20 cm, une tempête intervenue moins d'un mois après fut très difficile à tenir et la digue était tangente aux équinoxes de septembre.

On peut également imaginer que sur un tel linéaire l'utilisation de matériaux, malgré tout hétérogènes, exposait à des glissements locaux qui eussent entraîné la ruine de tout l'ouvrage. Il fallait également assurer à ce premier noyau de vase une protection avant que l'ouvrage ne reçoive son revêtement définitif.

Nous avons noté la remarquable tenue des vases à la mer, due à la rigidité du matériau.

Lorsque l'on expose à la mer un massif de vase, on observe une érosion progressive par formation de boulets qui se produisent jusqu'à formation d'une falaise quasi verticale et stable; cette falaise ne se détruit que sous l'effet de turbulences importantes, mais peut résister à un clapot normal pendant une longue période (des observations faites sur une assez longue période, il ressort que l'érosion d'un parement de vase, en dehors des tempêtes, est en moyenne de 1 mm par marée).

La protection de l'ouvrage de pied fut réalisée par un perré construit avec un retard de 50 m sur le front d'avancement de cet ouvrage; ce perré n'a jamais eu besoin d'être repris, aucun mouvement n'ayant affecté, après sa construction, sa pente ou sa planéité.

Cependant, les perrés présentent l'inconvénient majeur, même s'ils sont construits — ce qui était le cas —, sur une couche de ballast, de nécessiter une surveillance et un entretien constants; ils restent très difficiles à bloquer en tête ou à raccorder avec une berme. Les tempêtes finissent toujours par en ébranler les éléments et les désordres gagnent de proche en proche, alors que les accès sont difficiles et que les mesures d'entretien doivent être immédiates.

Ces considérations et la rareté des matériaux pierreux dans la région ont orienté les recherches vers d'autres solutions.

En définitive, on s'orienta vers un revêtement par dalles de béton armé continues coulées sur le parement du noyau côté mer. Ces dalles de 0,12 m d'épaisseur étaient armées d'un treillage soudé fil de 49/10^{es} de maille de 200 × 200.

Et c'est ainsi que pour assurer le revêtement temporaire contre l'érosion du digueron de fermeture, on mit simplement en place la couche de béton de propreté, facile à entretenir, et qui, en dehors des tempêtes, assura une protection satisfaisante pour la fermeture.

Il a été remarquable de constater la parfaite stabilité de ce type de revêtement continu. Il semble bien que la mise en place des matériaux, par des moyens mécaniques, en masses relativement importantes et à condition de prendre les précautions déjà mentionnées, permet d'obtenir plus rapidement la stabilisation des profils qu'avec les méthodes anciennes de travail à la main. Tout se passe comme si l'on avait réalisé un équilibre stable avec un matériau qui reste, après plusieurs années, parfaitement plastique dans la masse.

Après avoir assuré la vidange du polder l'ouvrage fut alors achevé à sa cote définitive + 9 par mise en place des vases stockées dans le polder au moment de la réalisation des emprunts côté mer.

Avant d'achever le noyau de la digue à la cote + 9, on mit en place côté polder un épaulement formant berme de circulation que l'on prit la précaution de renforcer par une série de pieux et de fascines, ainsi qu'indiqué sur la figure 16.

La figure 17 montre une vue aérienne de l'ouvrage de pied terminé, avec son épaulement, avant la fermeture de la digue. Les figures 18 et 19 montrent les tronçons de digue terminés d'une part, à marée basse, et d'autre part, en période de vives eaux.

M. le Professeur Gridel a exposé l'évolution des conceptions et des projets en fonction de l'expérience acquise à l'occasion des travaux de Bouin et de l'Aiguillon, et principalement dans le domaine de la recherche d'un système de fondation approprié au sol d'assise en associant notamment des tendeurs en grillage avec une feuille de plastique.

Un pas a ainsi été fait pour sortir des solutions traditionnelles qui ne sont plus adaptées à l'ampleur et aux difficultés de certains travaux. C'est le cas de la digue de l'Aiguillon qui a été implantée à la limite des marées de mortes eaux et construite entièrement en vases d'apport sur une couche compressible de 25 à 30 m d'épaisseur (il faut noter que cette cote d'assise constitue la limite au-dessous de laquelle il faut revenir à la conception d'un premier ouvrage de pied, comme pour les digues de Bouin).

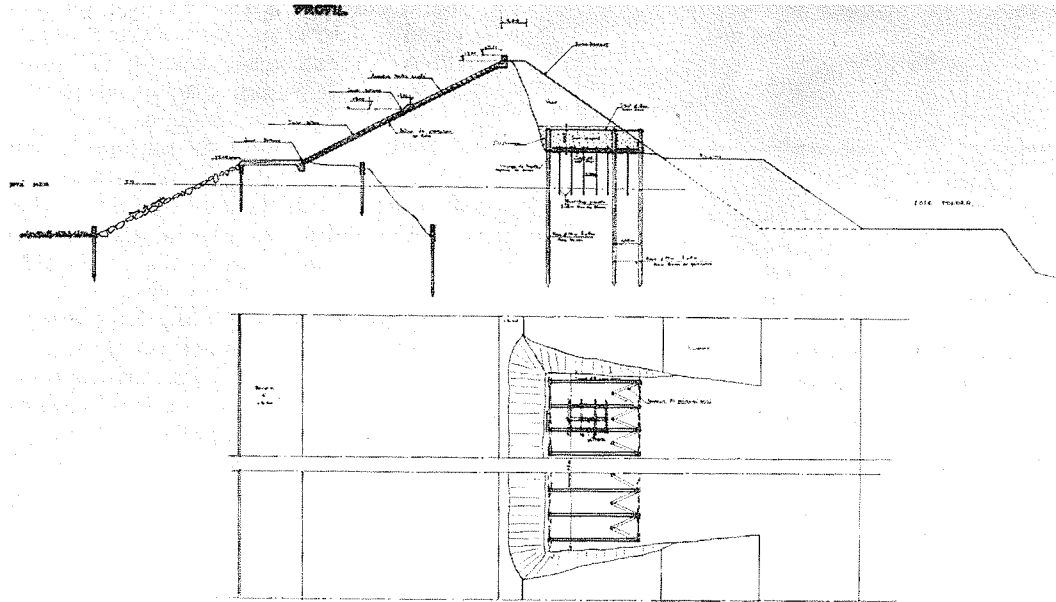
M. Gridel a également exposé l'extension de l'utilisation du grillage et du plastique à la méthode de traitement des brèches par gabions autostables en vase. Il apparaît que ce procédé de gabions autostables doit être maintenant généralisé à la construction des digues littorales dans de tels terrains. Leur facilité d'exécution, leur remarquable stabilité permettent d'envisager leur utilisation en noyau de digue. La figure 20 montre le principe d'exécution d'une digue à noyau gabionné; la figure 21, son adaptation au profil de digue de l'Aiguillon.

L'utilisation de plusieurs files de gabions doit permettre de résoudre les cas les plus difficiles. Il faut noter d'ailleurs que le problème de fermeture d'une digue est alors résolu d'une façon élégante, puisque pendant la mise en place des files de pieux et du grillage aucun obstacle ne vient s'opposer au flot sur toute la longueur de l'ouvrage. La fermeture se fait alors à coup sûr dans une période favorable.

*
**

L'établissement de digues littorales nécessite la construction d'ouvrages destinés soit à évacuer les eaux de ruissellement de l'arrière-pays, soit à emmagasiner de l'eau de mer dans les parcs ostréicoles, soit à laisser passer les écours qui viennent normalement se jeter à la mer.

En ce qui concerne les digues de Bouin, ces ouvrages ont été réalisés suivant un type classique, ainsi que l'a exposé M. Body, Ingénieur en chef du Génie Rural.



16/

En ce qui concerne l'Aiguillon, on avait en plus à résoudre le passage à travers l'ouvrage de trois écoures à débit important : la Raque ($20 \text{ m}^3/\text{s}$), le Chenal Vieux ($80 \text{ m}^3/\text{s}$), le canal de Luçon ($80 \text{ m}^3/\text{s}$).

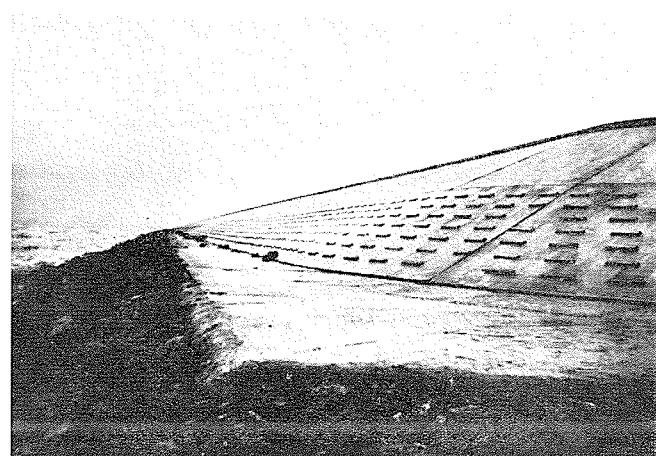
Ces écoures aux berges inaccessibles se jettent dans le lit de la Sèvre niortaise. Ils sont ouverts à toutes les marées et l'un des buts principaux du projet de l'Aiguillon était bien de réaliser au débouché dans la baie de ces écoures, et avec le seuil le plus bas, des écluses qui permettraient de régler les problèmes de dénoisement et de drainage de tout l'arrière-pays.

Nous résumerons les conditions d'exécution en précisant :

- que le lieu de travail n'était pas accessible par voie terrestre et ne l'était, par voie maritime, qu'à marée haute;



17/

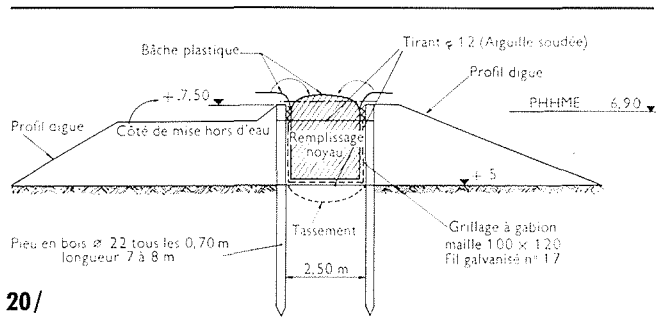


18/



19/

H. CALÈS



20/

- que le sol d'assise était constitué d'une couche de vase de 20 à 30 m d'épaisseur;
- que les écoulements dans ces écours étaient permanents, avec des courants violents jusqu'à quatre nœuds et un marnage de 4 à 6 m;
- qu'il n'était pas question, à aucun moment, d'empêcher les écoulements et qu'il n'était pas possible de réaliser des batardeaux à l'abri desquels on aurait pu construire les ouvrages;
- enfin, pendant la marée basse, le fond de l'écours n'était accessible ni à pied ni en bateau.

Il n'y avait pratiquement pas d'autres solutions que d'assembler sur place, à partir de pontons, des éléments préfabriqués.

On décida donc, tout de suite, que les écluses seraient constituées d'un certain nombre de pertuis de 4,50 m de largeur juxtaposés en nombre suf-

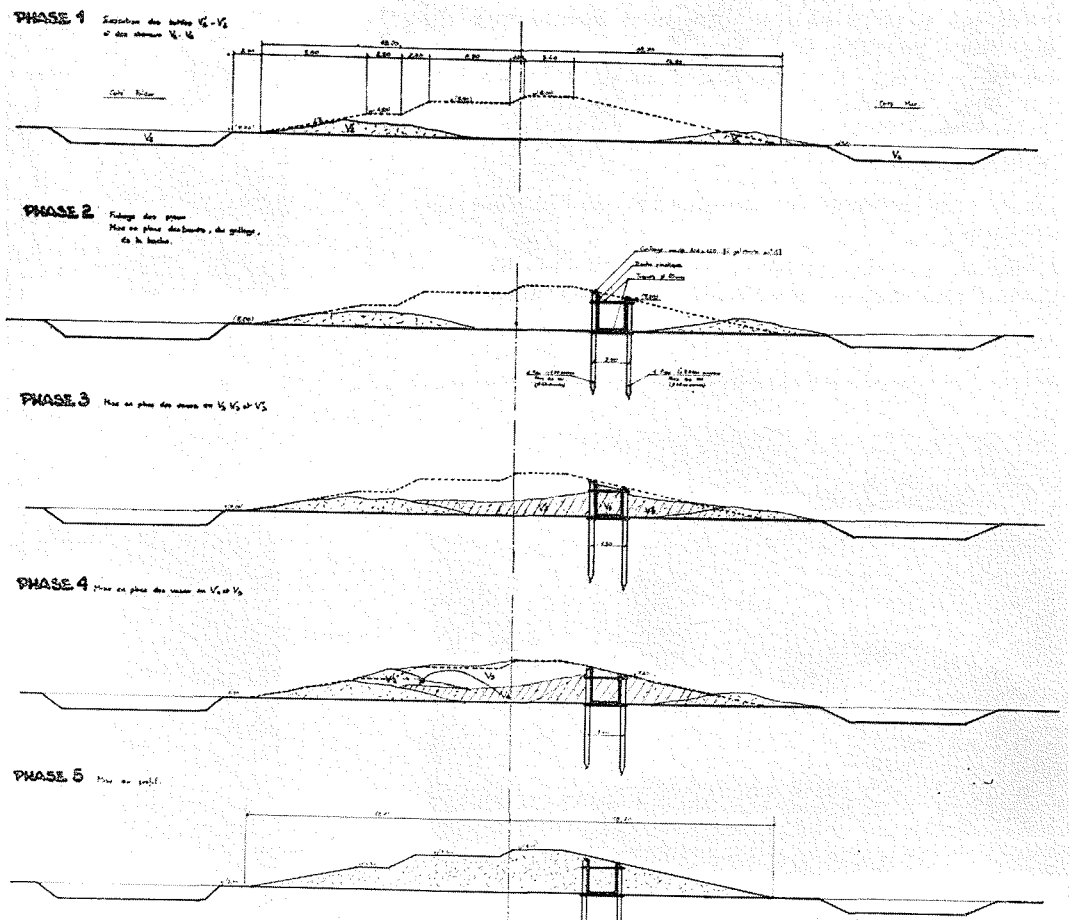
fisant pour assurer le débit imposé. Ainsi l'écluse de la Raque était constituée de deux pertuis dont la cote de radier était fixée à +2, les écluses du Chenal Vieux et de Luçon, de quatre pertuis dont les cotes de radier étaient respectivement fixées à +2 et +1.

Pour une raison de standardisation, on a prévu un pertuis identique de dénoisement dont la cote de radier était fixée à +3 pour chacun des quatre polders délimités par la digue de front de mer et les trois écours qui la traversaient. La cote d'arase supérieure des écluses était +8.

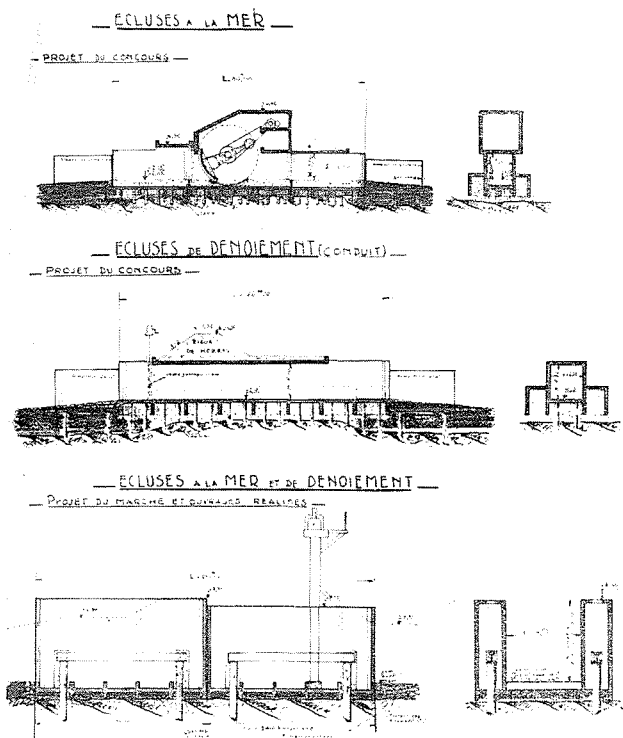
Le projet ainsi établi subit différentes modifications (fig. 22) et c'est ainsi que, par crainte des déformations possibles, on abandonna la vanne secteur pour revenir à des vannes droites. Puis en fonction de l'empiètement de la digue littorale, la longueur de chacun des pertuis fut fixée à 20 m en deux éléments de 10 m de longueur entièrement préfabriqués et installés bout à bout.

Le projet finalement retenu comportait la préfabrication sur cale d'éléments de pertuis d'un poids de 120 t. La hauteur de préfabrication était arrêtée de façon à assurer la navigabilité dans les écours à une marée de coefficient 70.

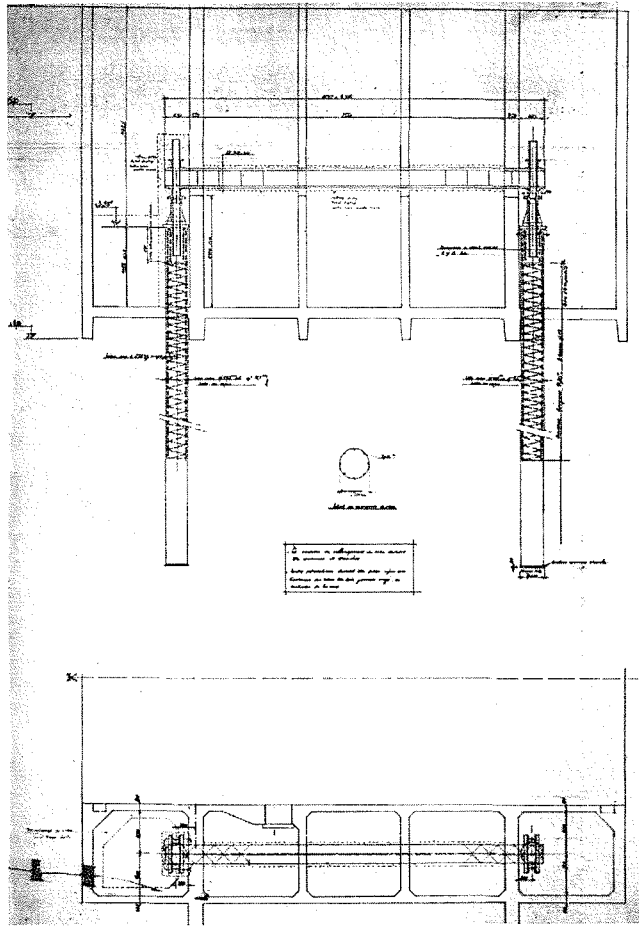
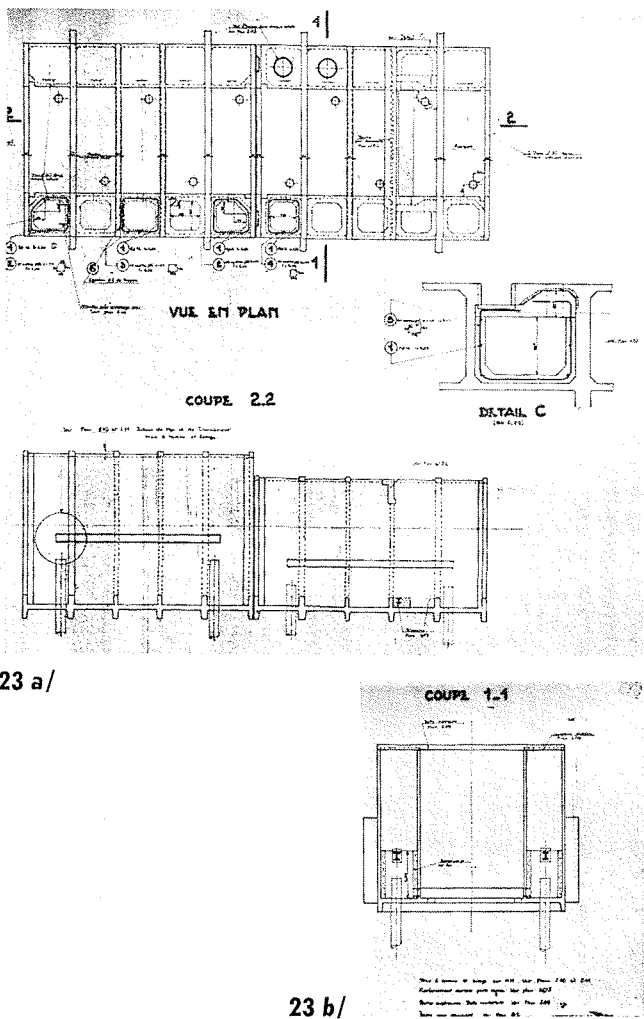
La conception générale d'un élément de pertuis (fig. 23, 24, 25) était celle d'un dock flottant : un radier en béton armé à double nervures dont un système de nervures inversées délimitant sous le radier un certain nombre de caissons.



21/

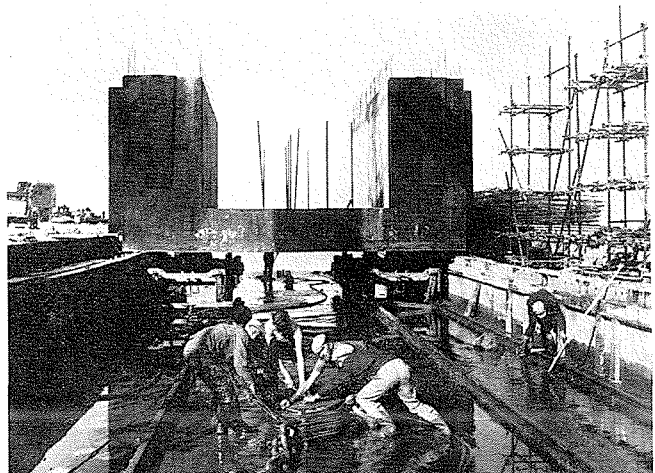


22/



24 a/

24 b/



25/

H. CALÈS

La partie supérieure de l'élément était réalisée en voiles minces de béton armé formant deux caissons latéraux eux-mêmes compartimentés en un certain nombre d'alvéoles. Ainsi l'élément était constitué du radier, des quatre voiles longitudinales formant deux à deux les caissons latéraux et d'un système de voile en U assurant le raidissement. Deux de ces voiles aux alvéoles d'extrémité étaient renforcés et se prolongeaient en aile sur 0,50 m à l'extérieur des voiles des caissons.

Ces ailes devaient permettre : la manutention des éléments sur cale, la jonction des éléments des pertuis juxtaposés, le liaisonnement des éléments entre eux par des barres d'accouplement.

Pour faciliter la jonction de deux éléments d'un même pertuis, un dispositif type tenon et mortaise était prévu sur les voiles d'alvéoles d'extrémité de deux éléments juxtaposés.

Chaque élément était pourvu aux extrémités de deux rainures à batardeau. Les glissières des portes d'écluse étaient mises en place au moment du coulage de l'élément.

Pour préfabriquer les éléments on construisit une cale en bordure d'une des écluses du canal de Luçon. La cale permettait de construire trois éléments à la fois. Vingt-huit éléments au total furent construits avec une cadence d'un élément par semaine (fig. 25).

Pour lancer un élément, on le dégageait de la cale au vérin et on le faisait reposer sur quatre boggies de locomotive circulant sur deux voies ordinaires installées sur la cale et rejoignant le radier de l'écluse par une pente de raccordement. Un dispositif de roïule était prévu sur les poutres principales en U qui reposaient sur les boggies.

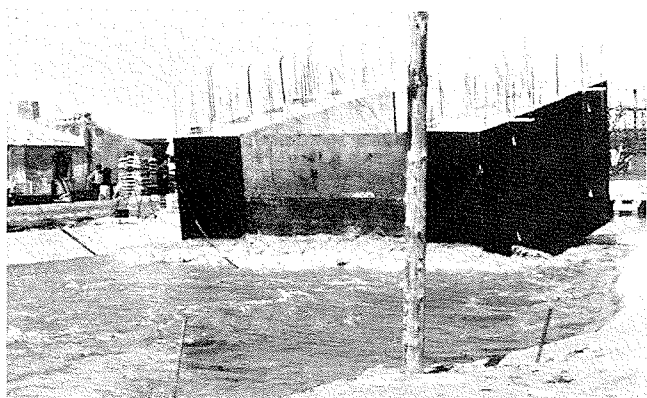
Avant le lancement chaque élément était pourvu de deux batardeaux aux extrémités.

Le lancement (fig. 26) était une affaire de quelques minutes, il suffisait de pousser à marée haute l'élément sur la pente de raccordement.

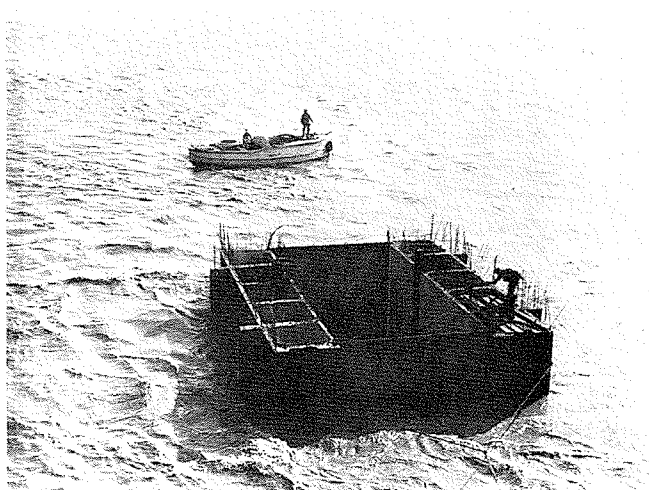
L'élément était alors remorqué (fig. 27) sur une moyenne de 15 km, l'opération étant menée sur deux marées : descente du canal de Luçon au jusant, mouillage dans la Sèvre, puis remorquage au montant dans l'écours. A l'étale, l'élément était mis en position au moyen de deux ducs d'Albe et brutalement coulé sur une première fondation. Les batardeaux aussitôt enlevés, rien ne s'opposait au passage du flot.

Préalablement à l'échouage, on avait mis en place une première fondation. Il s'agissait d'une masse de fagots assemblés sur un radeau en madriers; chaque masse de fagots correspondait à un alvéole du radier. Ainsi, au moment du coulage, l'élément venait coiffer avec ses alvéoles une première fondation de fascines.

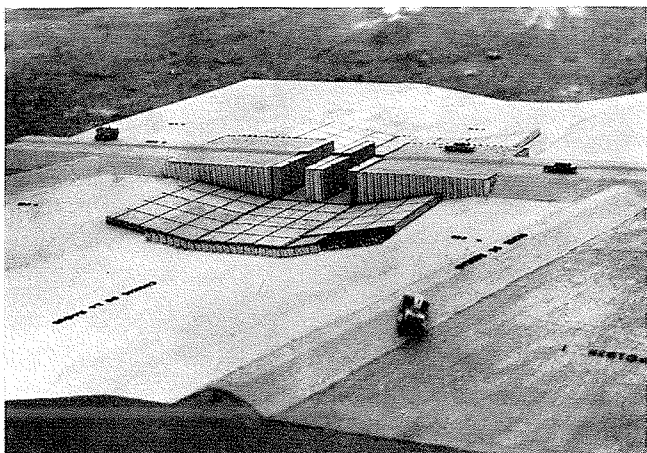
Un élément était étudié de telle sorte que sans batardeau son poids apparent était pratiquement



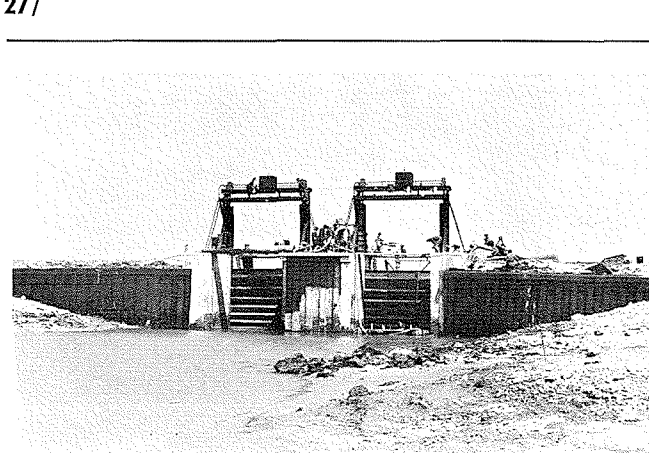
26/



27/



28/



29/

nul au moment où l'eau allait s'engouffrer dans les alvéoles; ainsi il a toujours été facile d'exécuter au vérin les manœuvres d'alignement. La précision obtenue a finalement été celle d'une construction monolithique.

Une fois échoué, l'élément servait de corps mort d'amarrage des pontons et de plateforme de travail et on venait battre jusqu'au rocher des pieux colonnes métalliques constitués de tubes de pipe-line de 406 mm munis d'une pointe soudée.

Il était prévu un pieu colonne dans chaque alvéole d'extrémité, soit quatre pieux par élément (fig. 24).

Les colonnes étant battues au refus étaient ensuite remplies de béton jusqu'à leur arase supérieure et armées à leur partie supérieure.

Les quatre pieux étant ainsi arasés, on venait introduire dans des fenêtres disposées dans les deux poutres en U renforcées de chaque élément des fers à larges ailes destinés à supporter tout le poids de l'élément. On calait définitivement au vérin l'élément sur ses pieux, la jonction entre poutre larges ailes et le pieu étant d'abord réalisée par des fers U soudés. Après essais de mise en charge, l'ensemble du dispositif tête de pieu et poutre était bétonné.

On procédait alors à la surélévation des voiles à la cote 8 et on mettait en place la porte et sa superstructure.

La figure 28 montre la maquette générale des écluses de la Raque. Les deux pertuis étant mis en place et reliés entre eux, on venait battre deux rideaux de palplanches amont et aval formant parafoilles et assurant le raccordement avec la digue de mer par des murs en ailes en palplanches.

La figure 29 montre une écluse en cours d'achèvement.

Les protections du lit à l'amont et à l'aval ont été réalisées par des paillassons gabionnés de 1 m d'épaisseur fixés par des piquets et bloqués à leur extrémité par une ligne de pieux jointifs.

Le procédé de construction adopté a ainsi permis de réaliser une suite d'opérations simples et de résoudre en toute sécurité un problème qui semblait au départ réunir tous les aléas que l'on peut rencontrer à l'occasion de l'exécution de travaux à la mer.

Conclusion

Les travaux de Bouin et de l'Aiguillon ont permis d'apporter une contribution aux problèmes pratiques de la stabilité des massifs de vase et de la réalisation de digues de défense des marais côtiers.

Quel que soit l'état des recherches, on ne perdra pas de vue que « seule l'expérience est source de vérité » et que les conditions techniques d'exécution y prennent souvent le pas sur les données théoriques de l'étude. S'agissant d'ouvrage de grand linéaire, on aura toujours intérêt à choisir au départ un coefficient de sécurité relativement faible, à l'expérimenter sur des tronçons d'essai et à observer les mouvements au fur et à mesure de l'avancement pour apporter aux dispositions initiales les correctifs nécessaires dans les points singuliers que l'on ne manquera pas de rencontrer.

Si l'on devait faire le point de l'expérience acquise, on pourrait dire que l'on sait à peu près sûrement ce qu'il faut faire pour qu'un échec sanctionne les travaux entrepris.

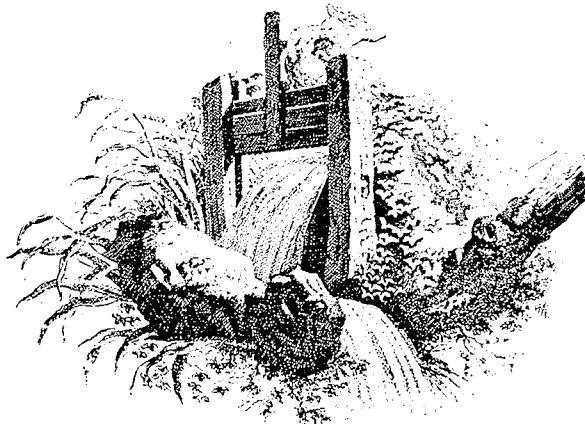
C'est dire en conclusion combien il paraît utile et souhaitable que puissent être établies, à l'occasion de travaux originaux, une coordination et une collaboration efficace entre les techniques d'exécution et l'expérimentation scientifique.

Discussion

Président : M. A. CAQUOT

M. le Président remercie M. CALÈS de son exposé particulièrement fourni en faits d'expérience. Il attire l'attention sur le rôle, dans ce domaine, des « déviateurs »; toute action de contrainte peut se diviser en deux : un déviateur sphérique sans grande importance et un déviateur qui conditionne tous les phénomènes de cohésion, de glissement et plus généralement tous les effets mécaniques dans les vases.

La séance est suspendue de 16 h 55 à 17 h.



Gravure du XVIII^e siècle

See English Abstract on next page.

Abstract

**The consideration of mechanical mud properties in seeking to achieve structural stability
Dyking and other works at Bouin and l'Aiguillon**

by H. Calès *

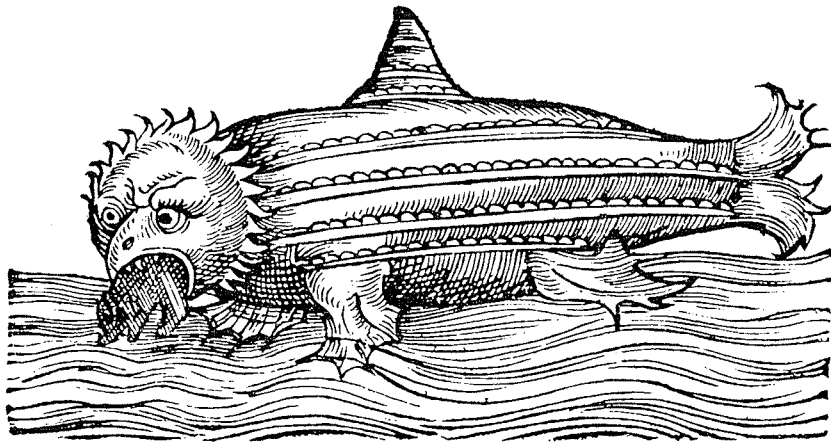
The protection of coastal marshland requires dykes along the sea shore and enclosing the vulnerable area. In addition to the problems associated with the purpose of such works, their construction also involves others connected with their own safety against the sea, among which especially the stability of very long dykes. For example:—

- (i) Such structures are built on layers of heterogeneous thixotropic very highly compressible materials;
- (ii) In order to keep costs down the dyke materials are if at all possible obtained from a borrow in the immediate vicinity of the structure;
- (iii) Both the ground the dyke stands on and the dyke core material are regularly exposed to waves and gales during construction;
- (iv) Once the stability and sealing of the dyke are ensured the necessary drains must be provided for through the structure.

All these problems and requirements arose during construction of the following:—

- a) Ocean dykes at Bouin below high water neap tide level (between 2 m and 9 m a.d.) totalling 7 km in length.
- b) Mud dykes at l'Aiguillon at the high water neap tide limit (4.15 m to 8 m a.d.) with outlets through them for flows varying from 20 cu.m/sec. to 80 cu.m/sec. and a total dyke length of 8 km.

One of the conclusions drawn from this experience was an apparently most effective method of determining the right structural cross-sections for given foundation systems and working methods.



Bois gravé du XVI^e siècle

* Président-Directeur Général de CO-TRA-MAT.