

# le quai à tirant plan de Fos darse III

par

**G. Y. Fenoux**

Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées, Directeur des Études à Solétanche  
Maître de Conférences à l'E. N. P. C.

## 1 Présentation

Le quai à tirants plans est situé sur la rive nord de la darse III du golf de Fos (fig. 1). Il fait suite à un quai en gabions de palplanches construit simultanément. A l'extrémité nord-ouest, une extension est prévue.

Le bloc perspective (fig. 2) représente schématiquement le terrain encaissant et la structure du quai. Des voûtes en béton armé reçoivent la poussée des terres. A l'intersection entre deux voûtes, la résultante des efforts dirigés vers le large est équilibrée par des murs plans travaillant en traction. Ces murs plans transmettent les efforts au terrain encaissant par frottement latéral. L'ensemble voûtes-murs plans-terrain constitue un bloc autostable travaillant comme une gabionnade. Le substratum de cailloutis constitue l'assise de l'ouvrage.

L'idée d'une telle structure est classique. La réalisation pratique en « technique paroi moulée » est attrayante lorsque le quai est à construire à partir d'un site terrestre, comme c'est, par exemple, le cas à Fos. L'exécution des voûtes ne présente aucune difficulté : deux ou trois panneaux de paroi moulée en béton armé constituent les éléments comprimés. L'exécution des tirants plans est plus délicate.

En effet, la longueur relativement importante des tirants (plusieurs dizaines de mètres) implique le découpage en plusieurs panneaux. La jonction entre deux panneaux voisins doit transmettre des efforts de traction. Cette transmission est difficile à assurer et il y a encore peu de temps il n'existait pas de dispositif pratique. Aussi, pour les ouvrages de ce type (tirant plan en paroi) un artifice consiste à faire des panneaux sans liaison mécanique et à coiffer l'ensemble voûtes-tirants par une poutre dalle de grande inertie. Les panneaux des voûtes et ceux des tirants sont encastrés dans cette poutre dalle par laquelle tous les efforts transitent. Dès lors, les panneaux de paroi constituant les tirants plans travaillent en flexion et ils reçoivent des armatures verticales.

L'idée originale que nous avons appliquée à Fos consiste à réaliser les tirants plans avec des armatures horizontales noyées dans une paroi au coulis à faible rapport ciment sur eau (C/E).

De cette façon on est gagnant de trois façons :

- suppression de la poutre dalle,
- suppression des armatures verticales dans les tirants,
- emploi de coulis à la place de béton dans les tirants.

## 2 Dimensionnement

### 2.1 Hypothèses de calcul

Le tableau figure 3 résume les hypothèses de calcul :

- coupe des terrainse rencontrés,
- caractéristiques géotechniques des différentes couches à court ( $C, \varphi$ ) et long terme ( $C', \varphi'$ ),
- surcharge appliquée ( $6 \text{ t/m}^2$ ) et traction des bollards ( $3,5 \text{ t/m}$  de quai),
- cote de dragage ( $-15 \text{ CM}$ ),
- poussée des terres calculée avec le coefficient de poussée active (tables de Mrs Caquot et Kerisel) et une inclinaison nulle,
- poussée des surcharges calculée avec le coefficient de poussée au repos ( $K_0 = 0,5$ ),
- butée calculée avec un coefficient de 1,5.

La courbe représente la poussée avec les caractéristiques à long terme, lesquelles engendrent le cas de figure le plus contraignant.

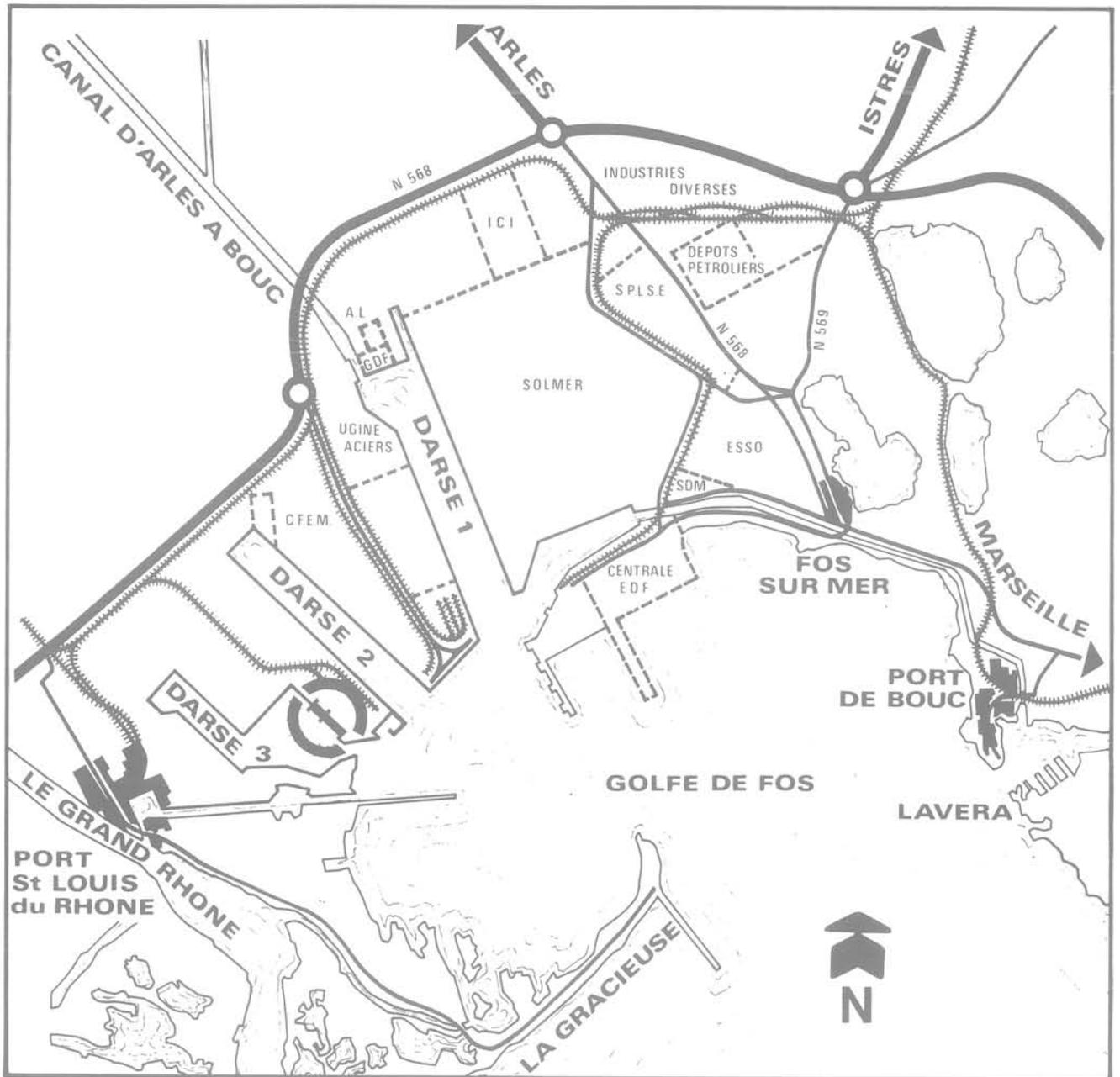


Fig. 1 Plan de situation

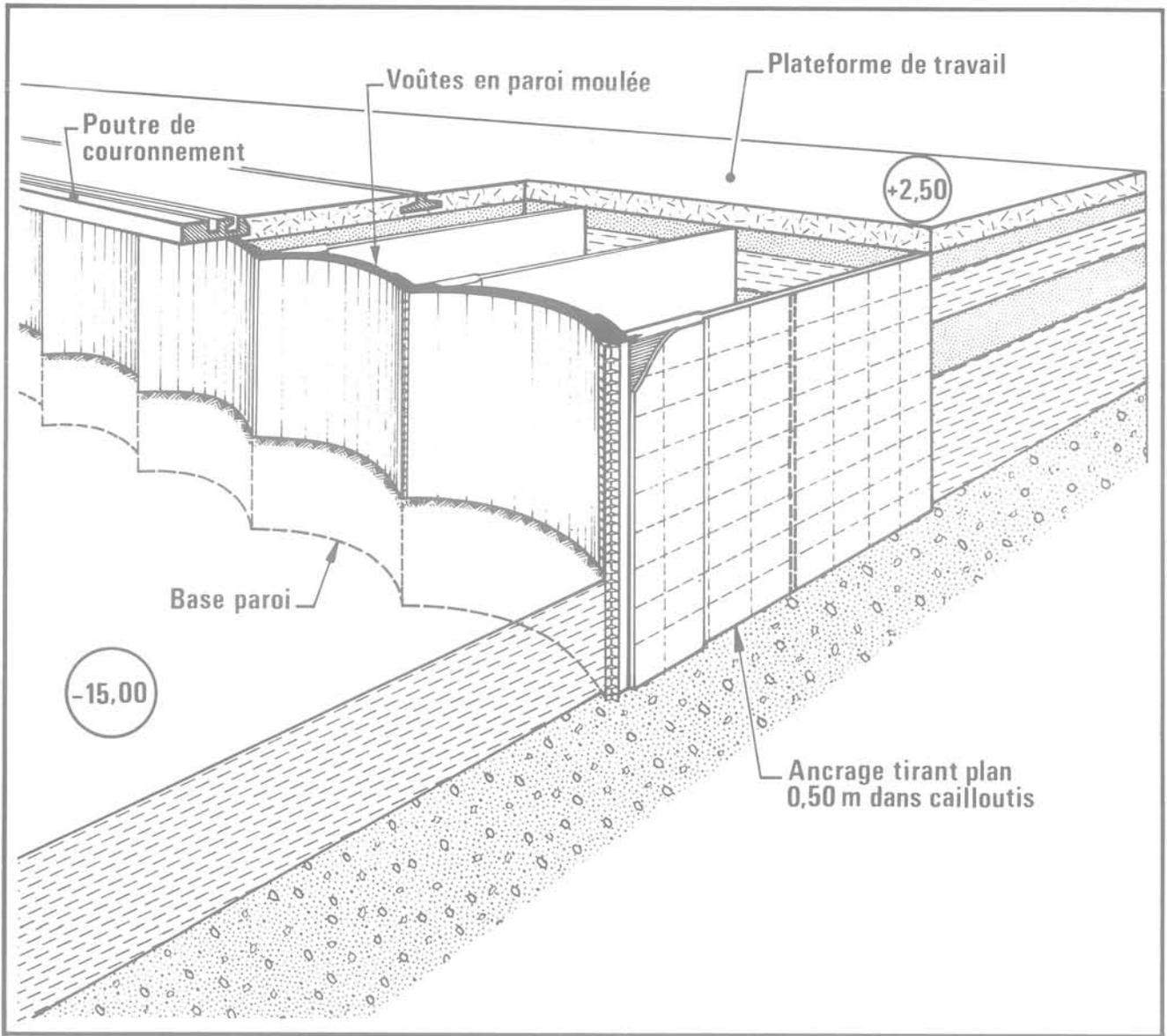


Fig. 2 Bloc perspective

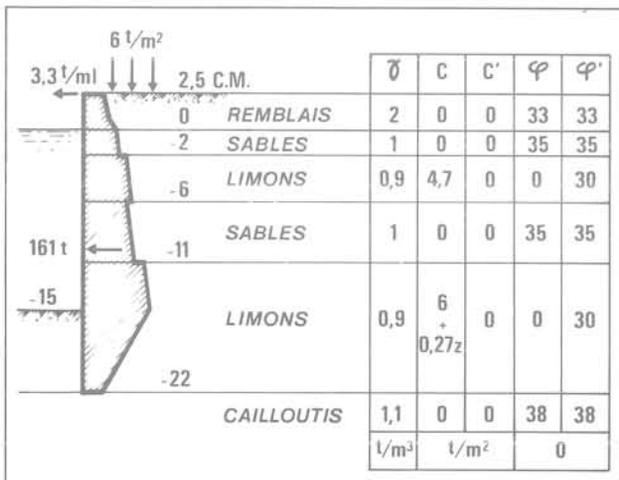


Fig. 3 Hypothèses de calcul et coupe des terrains

## 2.2 Stabilité d'ensemble

La longueur de quai à construire est de 240 m. Aux deux extrémités, deux ouvrages de 20 m sont conçus comme ouvrages de liaison. Ils sont stables sous la poussée des terres d'une part, et sous la poussée des voûtes voisines d'autre part. La longueur résiduelle permet d'inscrire 13 voûtes de 15,3 m de largeur de corde (rayon de courbure égal à 11,90 m). Y compris ceux des ouvrages de raccordement, il y a 18 tirants plans (29 m de longueur maximale) (fig. 4).

Ces dimensions ont été fixées par approximations successives et font l'objet d'une vérification de stabilité d'ensemble.

Le tableau accompagnant la figure 5 résume les valeurs des coefficients de sécurité calculés.

Les calculs sont faits de façon relativement simple, le poids des terres, la butée sous la cote de dragage et le frottement au toit du cailloutis équilibrant les efforts de poussée. Pour tenir compte des formes particulières du gabion, on adopte une longueur réduite par rapport à celle des tirants (25,40 m contre 29 m) (fig. 6).

## 2.3 Stabilité interne

Pour les calculs précédents, on suppose le gabion indéformable. Il en est tout autrement lorsqu'on doit aborder la stabilité interne, c'est-à-dire calculer les efforts maximaux que supportent les divers éléments : voûtes, coulis, armatures.

Une façon simple aurait consisté à faire un calcul statique à la rupture et à adopter des coefficients de sécurité adéquats. Une autre façon, que nous avons délibérément choisie, consiste à faire un calcul tenant compte des déformations et à aborder simultanément l'ensemble efforts-déformations.

La structure est tridimensionnelle, diverses hypothèses ou artifices nous ramènent à la superposition de deux schémas bidimensionnels (fig. 7).

Le schéma directeur est le suivant : à tout niveau la poussée des terres (1) sur les voûtes (2) est ramenée à une traction sur l'armature du tirant (3). L'armature transmet l'effort au coulis. Le coulis transmet directement une partie des efforts au substratum d'assise (le cailloutis) par cisaillement horizontal et une autre partie au terrain encaissant par cisaillement vertical. Le terrain encaissant transmet la part des efforts qui lui incombe au substratum par cisaillement horizontal.

Les calculs montrent que globalement 20 % des efforts transitent directement par le coulis des tirants plans et 80 % par le terrain inscrit entre eux.

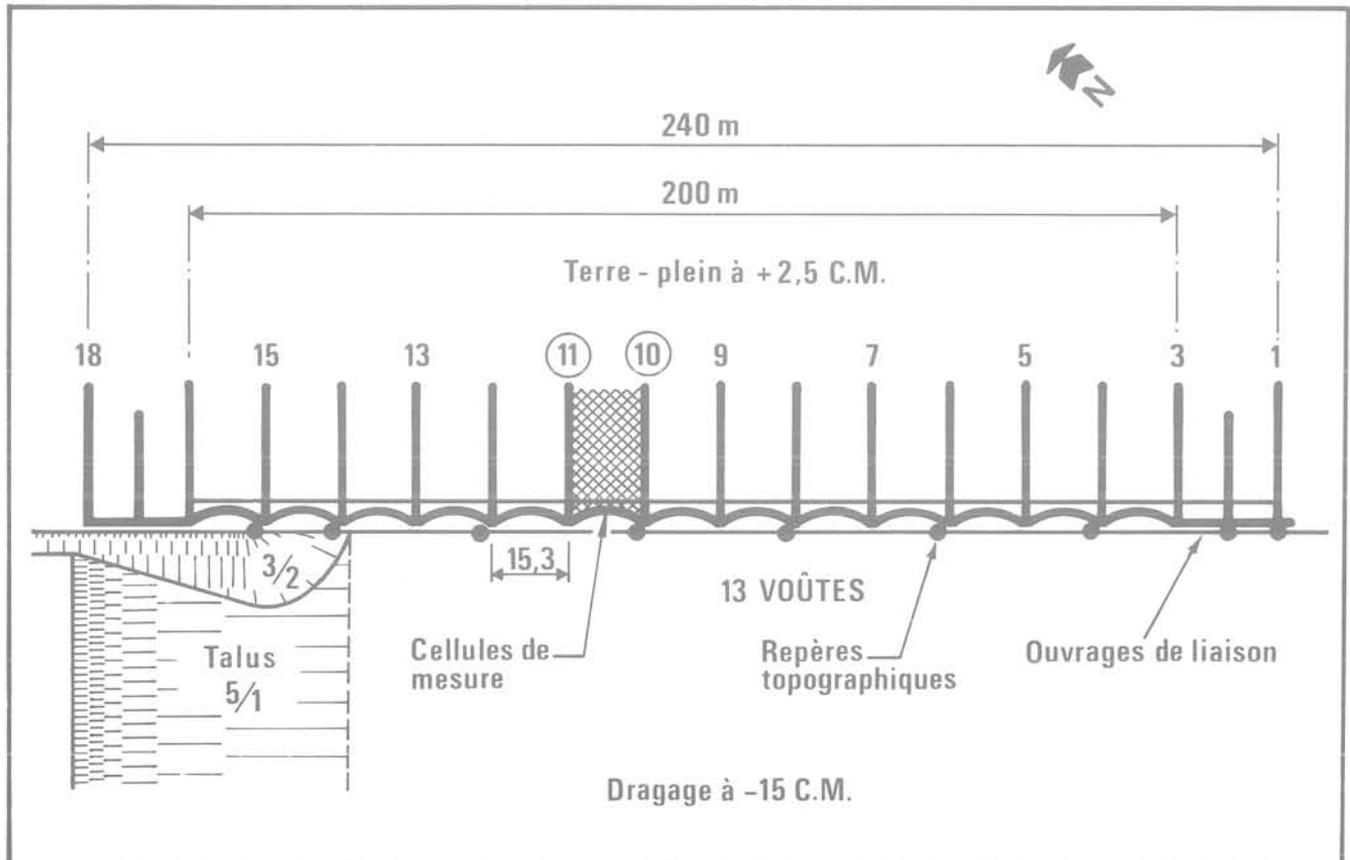
En premier lieu on considère la déformation principale due au cisaillement entre les divers plans horizontaux.

Dans un plan horizontal donné la contrainte verticale est uniforme et partant la contrainte de cisaillement horizontal également. On admet qu'il n'y a pas de glissement relatif entre le coulis et le terrain. Avec diverses hypothèses sur les valeurs des modules ( $E, G, \nu$ ) du terrain et du coulis, on calcule une déformée verticale  $y_2$  (fig. 8b). La valeur de  $y_2$  varie de 0 au toit du cailloutis jusqu'à un maximum au niveau du terrain naturel.

Avec les hypothèses précédentes, la courbe déformée est la même en tout plan vertical parallèle aux tirants. La courbe déformée maximale est obtenue au droit des voûtes.

En second lieu on considère la déformation secondaire due au cisaillement entre les divers plans verticaux. Par symétrie, le cisaillement doit être nul dans le plan vertical équidistant de deux tirants plans. Il est maximum dans le plan du tirant. On suppose qu'il varie

Fig. 4 Dimensions principales en plan



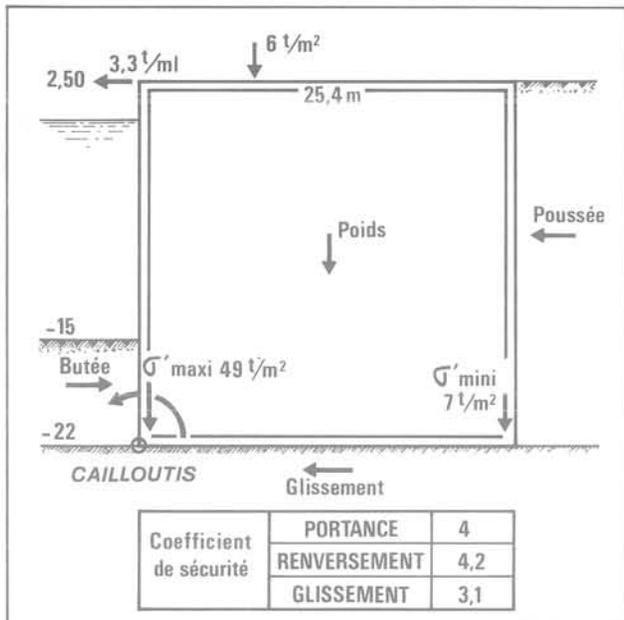


Fig. 5 Etude de stabilité d'ensemble

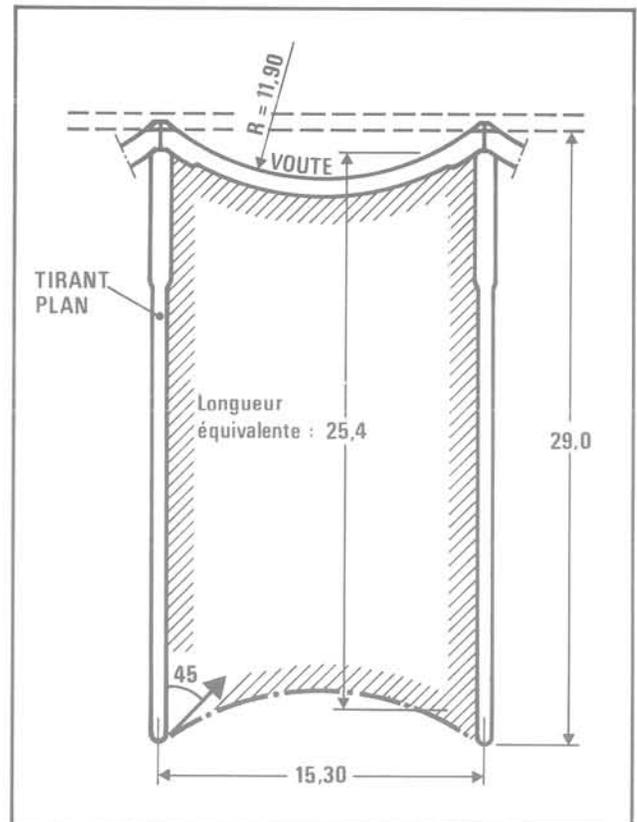


Fig. 6 Définition de la longueur équivalente d'un gabion

Fig. 7 Principe de fonctionnement et décomposition des efforts

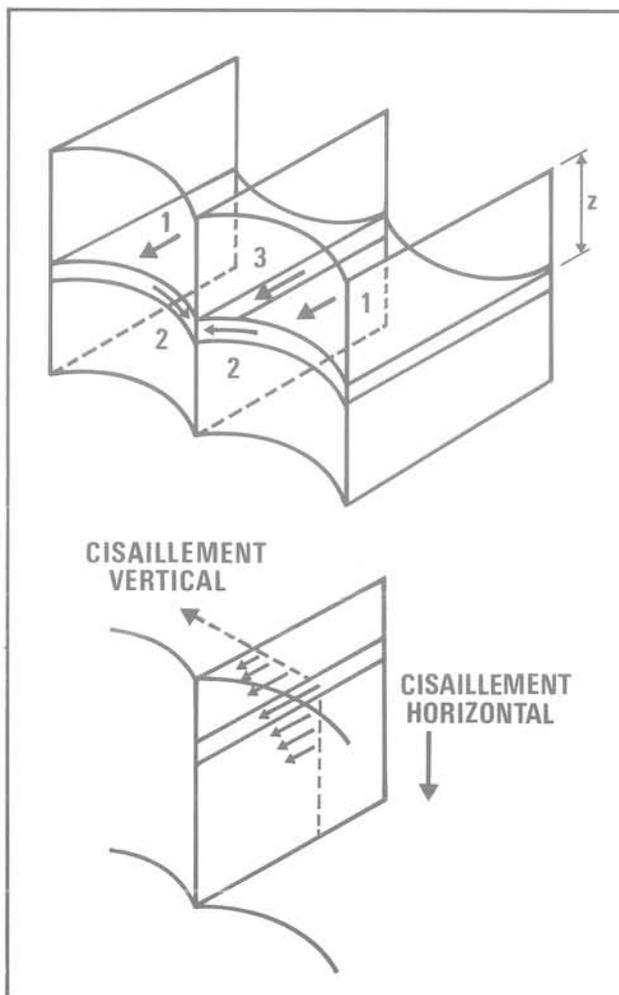
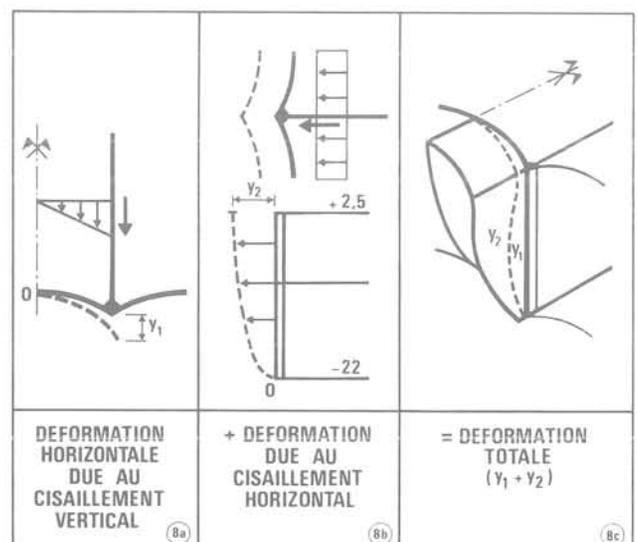


Fig. 8 Principe de calcul des déformations



linéairement entre ces deux valeurs. Notons au passage que cette hypothèse est parfaitement compatible avec celle concernant le taux de cisaillement horizontal. Avec les hypothèses de l'élasticité linéaire, on calcule ainsi une déformée horizontale  $y_1$  (fig. 8 a) qui varie faiblement entre le toit du cailloutis et le terrain naturel.

La superposition de  $y_1$  et de  $y_2$  permet de dessiner une surface de déformation globale (fig. 8 c). Il s'agit d'une approximation dans la mesure où on néglige divers éléments, en particulier la rigidité qu'apporte le parement constitué par les voûtes.

On peut résumer les divers calculs précédents dans un tableau (fig. 9) en précisant les valeurs des modules adoptées :

— terrain

- module d'Young  $E_t = 600$  à  $2000$  t/m<sup>2</sup>,
- module de cisaillement  $G_t = 250 + 24,5 Z$ t/m<sup>2</sup>,

Z étant la profondeur considérée à partir du terrain naturel (+2,5 CM);

— coulis

- module d'Young  $E_c = 10000$  t/m<sup>2</sup>,
- module de cisaillement  $G_c = 4250$  t/m<sup>2</sup>.

Le tableau (fig. 9) donne également une contrainte dans le béton des voûtes. La valeur correspond à une voûte résiduelle active de 0,47 m de largeur, obtenue à partir d'une paroi de 0,82 m de largeur théorique dans le cas où deux panneaux voisins sont déviés dans deux sens opposés de 1 % à la cote -15 CM.

DESIGNATION	COTE	UNITE	VALEUR
Déformation maximale ( $y_1$ : 0,5 - 1 cm) ( $y_2$ : de 0 à 9 cm)	+2,5	cm	10
Cisaillement horizontal dans terrain	-22,5	t/m <sup>2</sup>	5
Cisaillement horizontal dans coulis	-22,5	t/m <sup>2</sup>	26
Cisaillement vertical coulis terrain	-15	t/m <sup>2</sup>	2,6
Contrainte verticale dans coulis	-22,5	t/m <sup>2</sup>	50
Contrainte horizontale dans voûtes	-15	t/m <sup>2</sup>	325

Fig. 9 Tableau résumant les contraintes extrêmes

## 2.4 Choix du coulis constituant les tirants plans

Divers essais conduits avec une gamme de valeurs du rapport C/E variant de 0,15 à 0,30, l'objectif étant une résistance à l'écrasement (compression simple) à 28 jours égale à 120 t/m<sup>2</sup> (ou 150 t/m<sup>2</sup> à 90 jours), conduisent à retenir la valeur C/E = 0,25 (ciment CLK 325).

## 2.5 Choix des armatures des tirants plans

Au départ, l'idée directrice est d'utiliser des tôles lisses pour constituer les armatures des tirants plans. Le

problème à résoudre est celui de l'adhérence armature-coulis, qui ne doit en aucun cas constituer un point faible de la chaîne. L'objectif est une valeur d'adhérence à 28 jours égale à 9 t/m<sup>2</sup> compte tenu d'un coefficient de sécurité normal (2,6 t/m<sup>2</sup> utiles).

Les premiers essais avec une tôle lisse conduisent à des taux très insuffisants et un important programme d'essais complémentaires est mis sur pied, puis réalisé. Ce programme est articulé en 3 phases :

- 1) essais en laboratoire de différentes armatures possibles;
- 2) essais quasi simultanés en vraie grandeur de quelques solutions;
- 3) essai en vraie grandeur de la solution définitive retenue.

### 1) Essais en laboratoire

Une dizaine de types d'armature industrielle sont essayés dans des caisses spéciales (35 au total). La surface d'adhérence est égale à 40 × 20 cm<sup>2</sup> sur chaque face; le coulis est dosé à C/E = 0,25; l'essai d'adhérence est fait à 28 jours. Le dispositif est conçu pour exercer un effort de traction avec vitesse de déformation constante (30 μ/minute) (fig. 10).

Les résultats de ces essais sont regroupés dans le tableau (fig. 11). L'enseignement est clair : le type d'armature le meilleur est la barre crénelée utilisée habituellement en béton armé traditionnel.

Le fait que tous les essais soient assurés avec une même vitesse de déformation permet de comparer les courbes effort (c'est-à-dire adhérence) déformation obtenues. On peut regrouper ces courbes en trois familles caractéristiques (fig. 12).

La famille repérée III correspond au cas où l'armature développe des « bielles » de compression dans le coulis, lesquelles reportent l'effort sur les parois de la caisse. La rupture obtenue est celle de la caisse elle-même. Ceci n'a aucune signification pratique dans notre étude car le terrain encaissant ne saurait freter le coulis du tirant plan. Aussi avons-nous retenu une valeur que l'on peut appeler limite de fluage, et cette valeur précise figure dans le tableau 11.

### 2) Essais en vraie grandeur

Le laboratoire n'autorise que des essais en petite surface. On peut craindre l'effet d'échelle. Il est alors estimé indispensable de développer simultanément des essais en vraie grandeur.

Pour des raisons d'économie, ces essais sont faits verticalement. Dans des tranchées remplies de coulis (C/E variant de 0,15 à 0,25, tests à 28 jours) quatre armatures type sont immergées. La surface testée est significative : 2 fois 2 m<sup>2</sup> (c'est-à-dire 2 faces).

Tous les renseignements concernant ces essais sont regroupés sur le tableau figure 13. Les enseignements qu'on en retire sont les suivants :

- la valeur du rapport C/E, dans les limites de la gamme essayée, influe peu sur l'adhérence,
- la rupture peut avoir lieu soit en adhérence pure, soit au contact coulis-terrain (la traction verticale favorise le phénomène);
- on peut distinguer une limite de fluage dans tous les cas;
- l'échelle relative des résultats rejoint celle des essais en laboratoire;
- les valeurs absolues résultantes sont à peu de choses près celles obtenues en laboratoire.

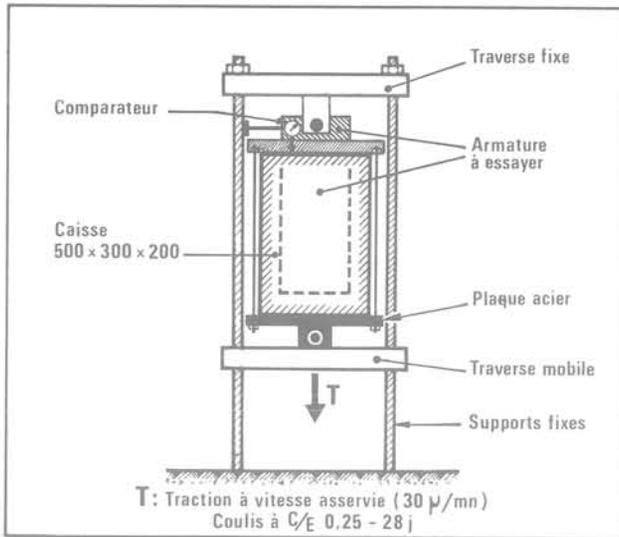


Fig. 10 Dispositif d'essai d'adhérence en laboratoire

Désignation	Représentation	Adhérence
TOLE LISSE	500 x 200 x 4	3,5 t/m
TOLE LISSE	Coulis + sable	6,2
TOLE CIMENTÉE	Poudre de ciment	3,0
TOLE SABLÉE	Sable 1,5 mm collé résine	6,3
TOLE LARMÉE	Larmes 1 mm épaisseur	8,8
TOLE LISSE + RONDS	Ø 10 soudés l=150	7,2
BARRE NERSID Ø 25 mm	Crénelures 2 mm	15,9
BARRE NERSID Ø 32 mm	Crénelures 2,5 mm	19,8
TREILLIS SOUDÉ	Ø 8 Ø 12 l=200	8,9
TREILLIS SOUDÉ	Ø 12 Ø 8 l=200	11,3
$C/E = 0,25 - 28 j$		

Fig. 11 Tableau résumant les essais d'adhérence en laboratoire

Fig. 12 Courbes caractéristiques des essais d'adhérence

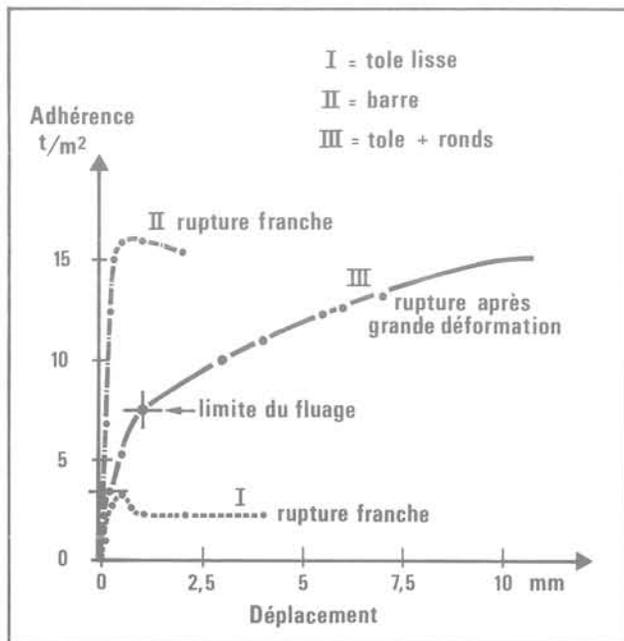


Fig. 13 Essais de traction verticale en vraie grandeur

	TOLE LISSE	TOLE + CORNIERES	TOLE + RONDS	TREILLIS
Schémas				
C/E	0,15	0,20	0,20	0,25
Fluage*	3,5	3,5	5	6
Rupture*	4,1	4,1	10,4	10,75
Type	A	A	T	A
* t/m²	6 essais à différentes profondeurs	A : armature coulis		T : terrain coulis
	28 j	28 j	28 j	28 j

### 3) Essai du dispositif retenu

Compte tenu des enseignements des programmes 1 et 2, le choix se porte sur des barres crénelées. Le diamètre 25 mm est retenu de préférence à 32 mm car il correspond mieux à l'économie du projet. Avant application en grand, un essai en vraie grandeur de traction *horizontale* est effectué.

Le dispositif est représenté figure 14. On note en particulier qu'une « garde » est réservée tant verticalement (armatures de -1 à -2 dans une paroi forcée de 0 à -3) qu'horizontalement (partie libre de 4 m pour une longueur totale de 12 m), pour limiter les effets de « paroi » et « d'extrémité ».

La traction est exercée jusqu'à la rupture, obtenue à 160 t (fig. 15a). Une analyse des vitesses de fluage mesurées à traction constante permet de définir une charge limite de fluage égale à 100 t (fig. 15b). En considérant la longueur réelle d'ancrage dans le tirant plan (29 m), on obtient ainsi une adhérence limite égale à 22,6 t par barre ( $\frac{100}{8} \times 29 \times \frac{1}{16}$ ). Cette valeur est supérieure à la limite élastique de l'acier : l'adhérence ne constitue pas, à coup sûr, un point faible du dispositif.

### 3 Description de l'ouvrage

Compte tenu des études et des choix des divers constituants, le quai se présente comme un assemblage de 3 composants :

- paroi au coulis bentonite-ciment avec armatures horizontales,
- pièce de tête métallique assurant la liaison tirant-plan-voûte à tout niveau,
- voûtes en paroi moulée béton armé classique.

La figure 16 précise la position des éléments, ainsi que les épaisseurs des diverses parois. On note ainsi une surépaisseur (0,82 m) du tirant plan au voisinage des voûtes, afin de réduire le taux de contrainte au niveau de l'assise (cf. fig. 4, étude de stabilité d'ensemble).

#### 3.1 Les armatures des tirants (fig. 17)

Elles sont disposées en deux lits verticaux parallèles espacés de 0,20 m. L'espacement vertical est variable en fonction des efforts à reprendre à chaque niveau. Rappelons qu'il s'agit de barres crénelées, acier à haute adhérence et à limite élastique de 40 kg/mm<sup>2</sup>. Le taux de travail retenu est 16 kg/mm<sup>2</sup>, valeur choisie en tenant compte du fait que les barres sont raboutées par soudure industrielle.

Des plaques de montage métalliques sont disposées verticalement tous les 3,50 m, pour servir de suspentes lors des manipulations. Les barres traversent ces plaques.

#### 3.2 La pièce de tête (fig. 18)

La pièce de tête a pour fonction de reprendre l'effort résultant des voûtes (poussée vers le large) et de le transmettre aux armatures. Il s'agit d'une pièce métallique réalisée en mécano-soudure industrielle. Elle est en forme de T; des entretoises triangulaires disposées tous les 0,66 m participent à la rigidité de l'assemblage.

Cette pièce a fait l'objet d'essais préalables en usine.

La jonction entre cette pièce et les armatures est assurée par soudure, de part et d'autre d'une structure métallique.

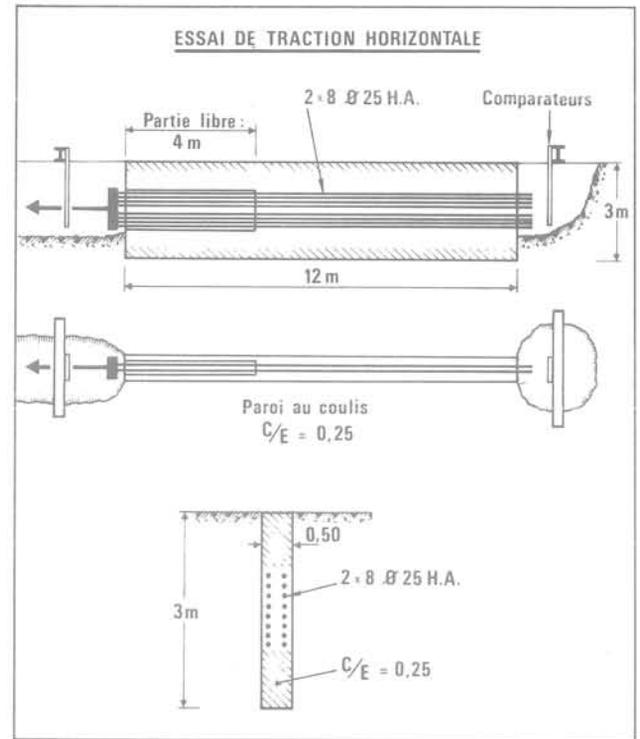
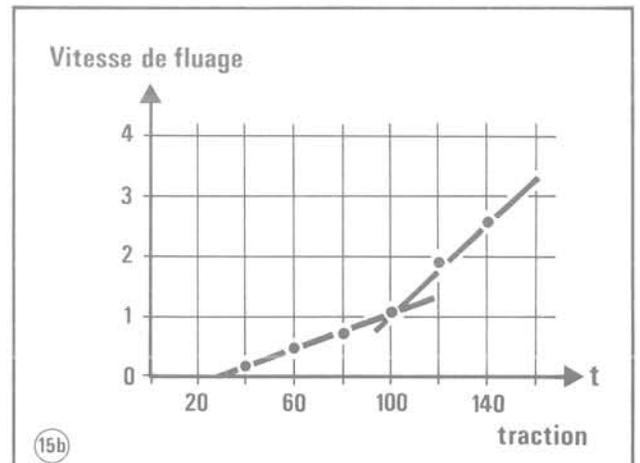
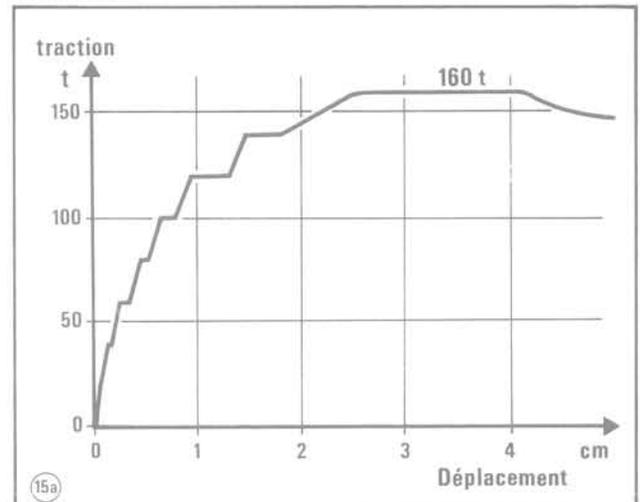


Fig. 14 Dispositif d'essai de traction horizontale en vraie grandeur

Fig. 15 Courbes caractéristiques de l'essai de traction horizontale



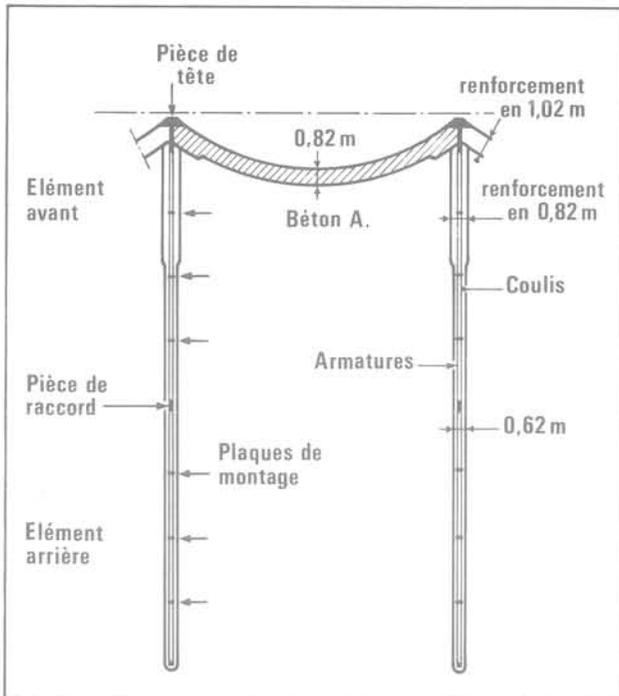


Fig. 16 Dimensions et définition d'un ensemble voûte-tirant

Fig. 17 Dispositions des armatures des tirants plans

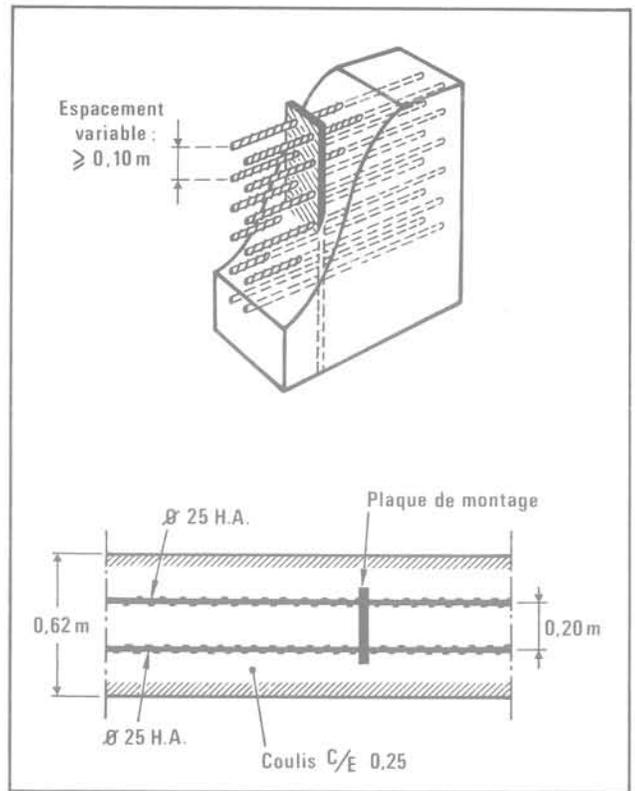
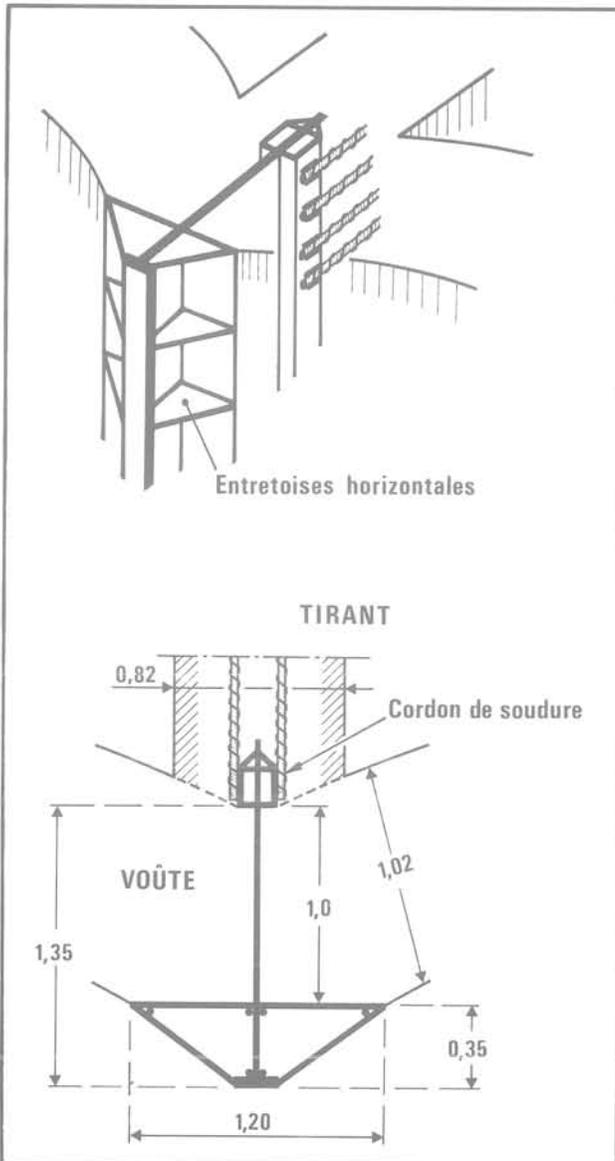


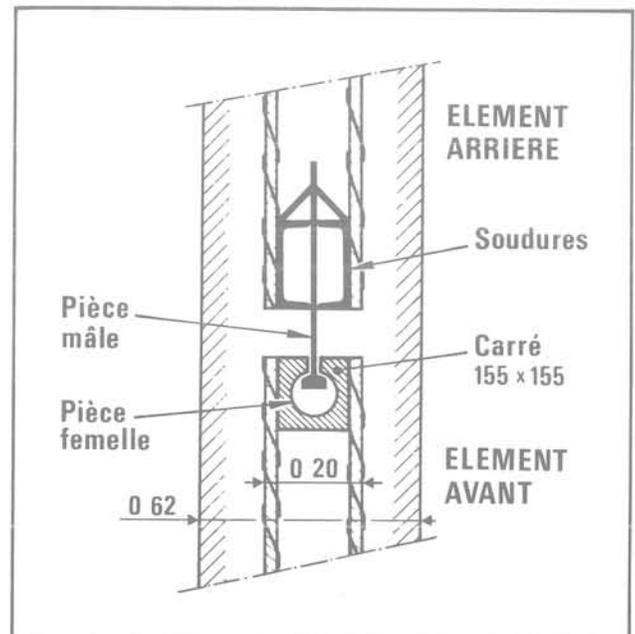
Fig. 18 Dispositions de la pièce de tête

### 3.3 La pièce de raccord (fig. 19)

Les tirants plans mesurent 29 m, pour une profondeur de 23 m environ. Une telle surface (670 m<sup>2</sup>) est excessive pour être traitée sans risque en une seule opération. Chaque tirant est décomposé en 2 panneaux : avant et arrière. Entre eux une pièce doit assurer le raccord en traction.

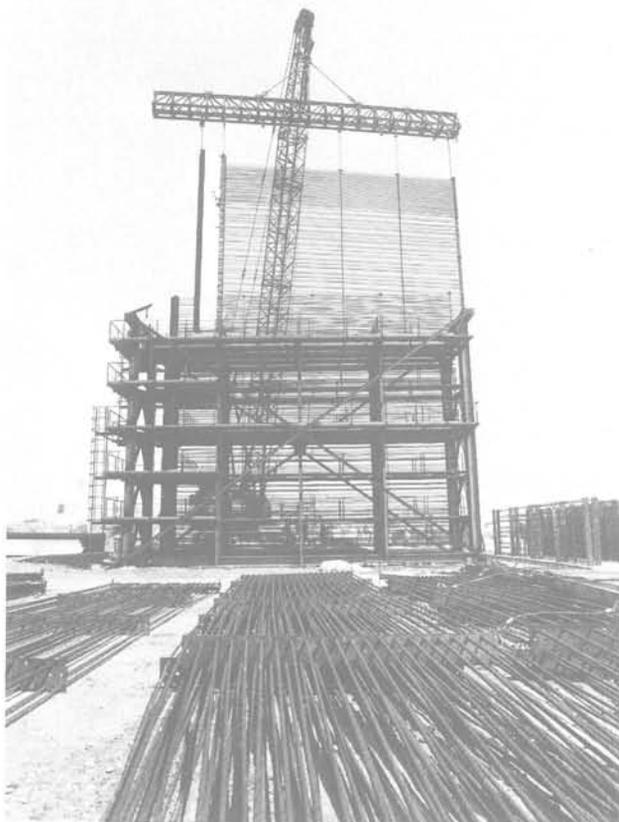
Cette pièce verticale est métallique. Elle comprend une pièce femelle liée aux armatures avant : un carré percé sur toute la hauteur d'un « trou de serrure »; et une pièce mâle liée aux armatures arrière : une tôle terminée par un bouton.

Fig. 19 Dispositions de la pièce de raccord



### 3.4 Montage

Toutes les pièces précédentes (armatures, plaques de montage, pièce de tête, pièce de raccord) sont fabriquées en usine et assemblées sur le chantier. Pour faciliter ce travail, un « rack » de montage est construit sur le chantier (cliché n° 1).



Cliché n° 1 Aire d'assemblage et « rack » de montage des armatures



Cliché n° 2 Présaignée à l'emplacement de la pièce de tête et d'un tirant plan



Cliché n° 3 Présaignée à l'emplacement des voûtes

### 4 Exécution des travaux

Les travaux se déroulent durant l'année 1978, Solétanche assurant la partie « infrastructure » et Chagnaud la partie « superstructure » : poutre de couronnement, poutre sous voie arrière de roulement des grues.

En première phase sont faites les présaignées (clichés n° 2 et 3), puis les tirants plans. La perforation a lieu sous coulis autodurcissable (cliché n° 4). La descente des armatures est faite en 4 éléments principaux : 2 pour chaque panneau avant et arrière. Rappelons que la pièce de tête fait partie des éléments d'armature avant. L'ordre chronologique est : élément bas avant, élément haut avant, élément bas arrière, élément haut arrière (fig. 20 et clichés n° 5 et 6). La jonction entre les éléments bas et haut d'un même panneau se fait au moyen de fers plats boulonnés, alors que la liaison entre les deux panneaux avant arrière d'un tirant est assurée par la pièce de raccord (fig. 19). Pendant la perforation du panneau arrière, un flexible gonflé bloque le volume femelle de la partie avant de la pièce de raccord pour éviter que le coulis n'y fasse prise. Lors de la descente des armatures arrière, le flexible est enlevé et le « trou de serrure » nettoyé avec un outil spécial. Les armatures sont laissées en suspension jusqu'à ce que le coulis ait suffisamment durci.

En deuxième phase sont faites les voûtes. La perforation a lieu sous boue bentonitique. Chaque voûte est réalisée en 2 panneaux, armés légèrement par précaution. Le bétonnage est fait de façon classique, au tube plongeur (cliché n° 7). L'épaisseur courante est 0,82 m, une zone renforcée de part et d'autre de la pièce de tête étant épaissie à 1,02 m (fig. 16).

Le tableau ci-après résume les travaux de paroi et tirants :

Désignation	Unité	Quantité
Longueur de quai	m	240
Perforation sous coulis pour tirant (épaisseur 0,62 et 0,82 m)	m <sup>2</sup>	13 650
Perforation sous boue bentonitique pour paroi moulée (épaisseur 0,82 et 1,02 m)	m <sup>2</sup>	6 550
Volume de béton mis en œuvre	m <sup>3</sup>	5 500
Poids total d'acier mis en œuvre (tirants et voûtes)	t	1 100

La troisième phase consiste dans les travaux de superstructure, les voûtes ayant été arasées à la cote 0,5 (CM) et les tirants à la cote 0 (cliché n° 8).



Cliché n° 4 Perforation d'un tirant plan sous coulis auto-durcissable

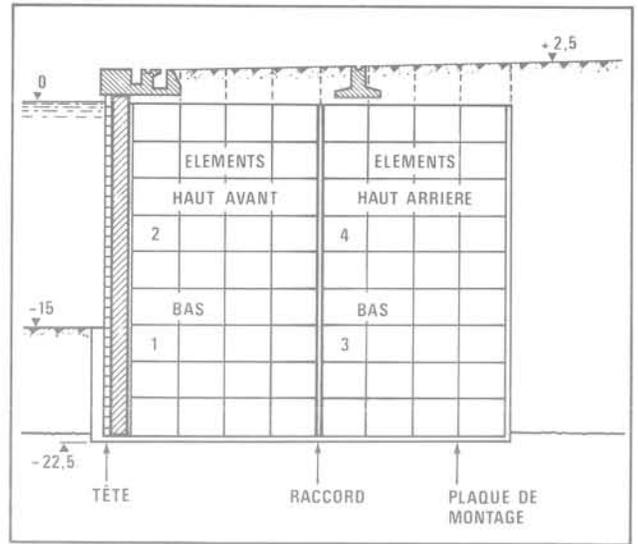


Fig. 20 Principe de mise en place des armatures des tirants



Cliché n° 5 Descente d'un élément d'armature tirant avant, avec pièce de tête et pièce de raccord femelle



Cliché n° 6 Descente d'un élément d'armature tirant haut arrière et jonction avec l'élément bas arrière correspondant. On distingue la partie mâle de la pièce de raccord

Cliché n° 7 Bétonnage d'un panneau de voûte au tube plongeur



Cliché n° 8 Coffrage et bétonnage de la poutre de couronnement du quai



La quatrième phase est le dragage devant le mur : il se déroule durant l'année 1979 (clichés n° 9 et 10). Dans un premier temps d'exploitation de l'ouvrage, la cote de dragage est -12 CM.

#### 4 Contrôles et mesures

Le client : Port Autonome de Marseille et son conseil : MECASOL, ont prévu la mise en œuvre d'un important dispositif de contrôles et mesures avec l'assistance de CEMEREX. Nous nous limiterons ici à quelques indications.

##### 4.1 Mouvements du quai

Deux séries de mesures sont faites : des repères topographiques (9) sont disposés en divers points de la magistrale du quai (fig. 4) et des tubes inclinométriques (17) ménagés dans le plan des tirants 10 et 11, ainsi que dans le plan médian. Avec dragage à -12 CM, sans surcharge ni traction sur les bollards, le quai se déplace de 10 mm environ.

##### 4.2 Efforts dans les armatures

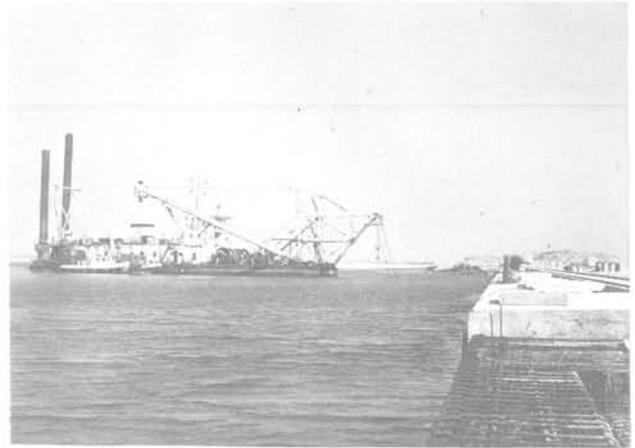
Deux séries de jauges de contraintes (extensomètres) sont collées aux armatures des tirants 10 et 11. A 5 niveaux de référence (-2, -7, -11, -13, -18,5 CM) 4 jauges sont disposées. Les mesures effectuées à l'issue du dragage à -12 CM sont reportées sur les figures 21 et 22.

On note une bonne concordance des valeurs relevées sur les deux tirants témoins et une répartition des efforts assez conforme aux hypothèses faites sur le fonctionnement de la structure.

La courbe représentée figure 23 regroupe les valeurs précédentes, en fonction de la distance à la magistrale du quai. La loi qui se dessine nettement est linéaire, à tout niveau horizontal considéré.

Il semble donc que le taux de frottement armature/coulis d'une part, et coulis/terrain d'autre part soit constant sur la longueur du tirant.

Il se confirme corrélativement que l'hypothèse d'une contrainte de cisaillement uniforme dans un plan horizontal est bonne (cf. § Stabilité interne, fig. 8b).



Cliché n° 9 Dragage devant le quai terminé



Cliché n° 10 Vue du quai depuis l'extrémité N.O.

Fig. 21 Efforts dans le tirant n° 10, dragage à -12 CM

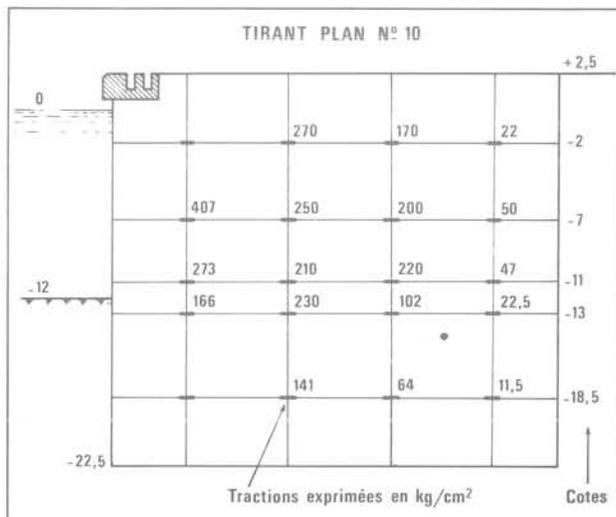
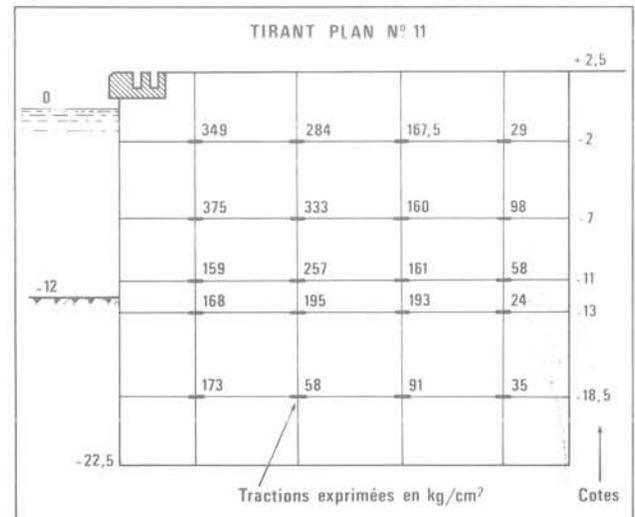


Fig. 22 Efforts dans le tirant n° 11, dragage à -12 CM



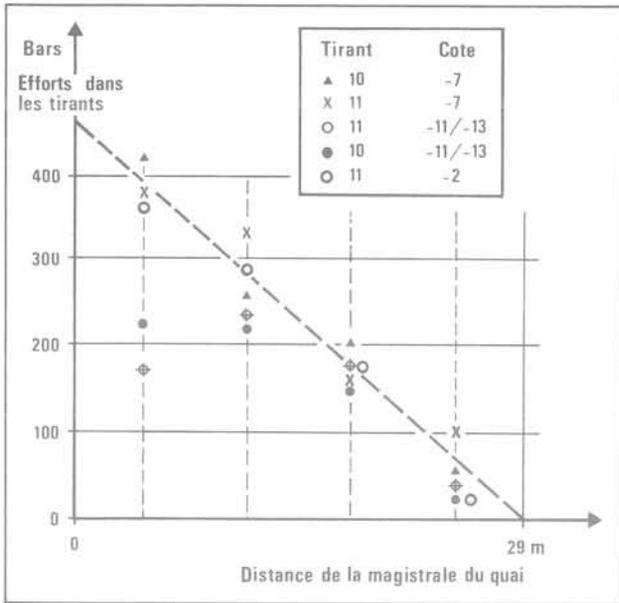


Fig. 23 Répartition des efforts dans les armatures

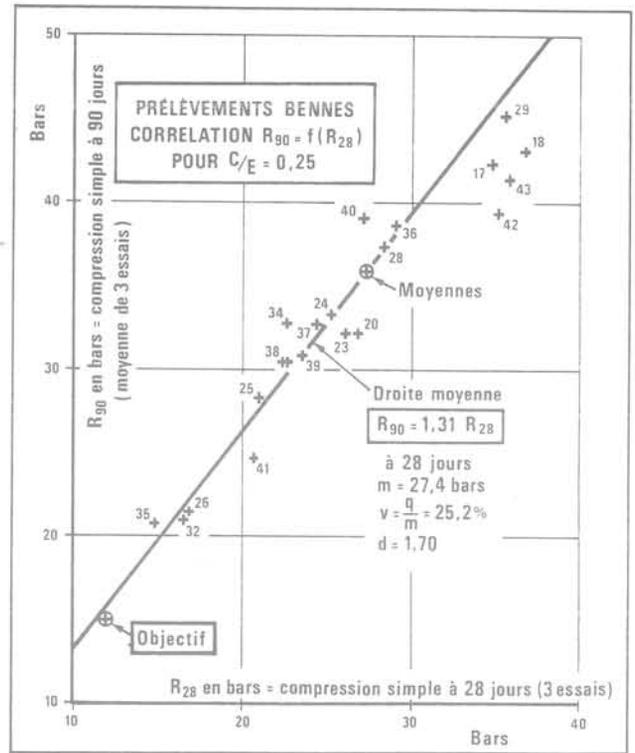
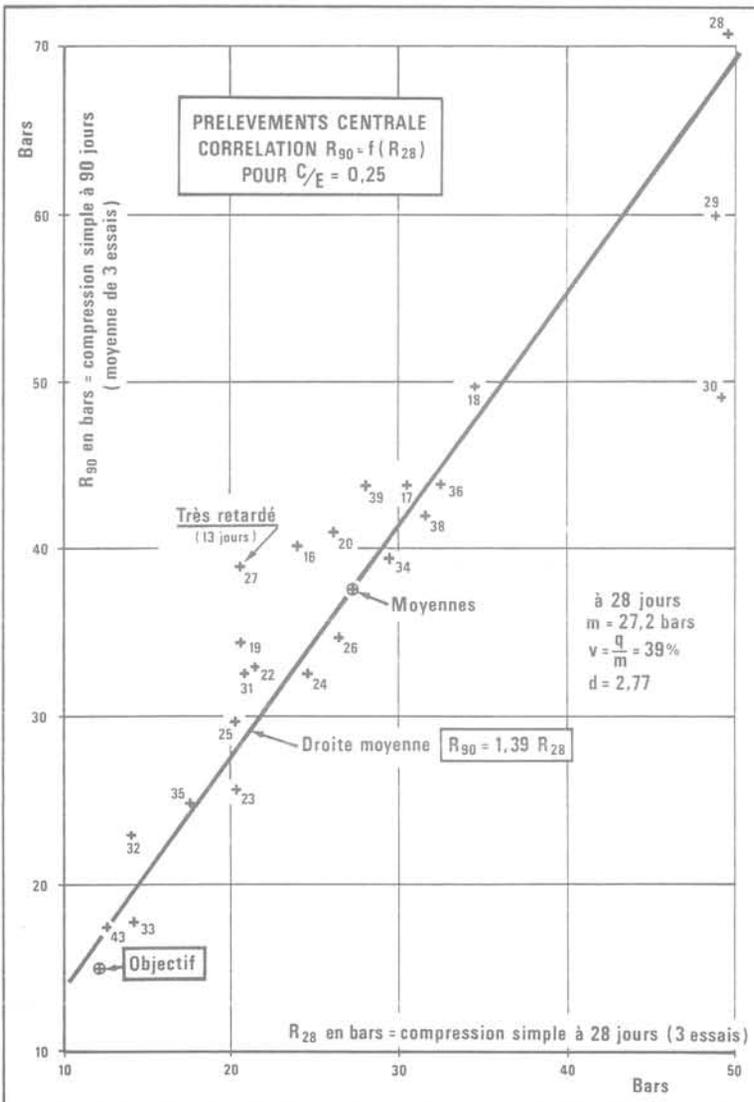


Fig. 25 Contrôle des coulis des tirants plans

Fig. 24 Contrôle des coulis des tirants plans



Notons que l'hypothèse variante d'une contrainte de cisaillement variant linéairement (par exemple) entre un maximum au droit du parement et une valeur nulle au droit du plan vertical arrière du gabion équivalent, aurait conduit à une loi parabolique pour les efforts dans le tirant plan.

La rigidité des voûtes constituant le parement du quai entraîne sans doute un certain transfert vertical des efforts de poussée et une répartition dans les tirants. Ceci explique vraisemblablement que quelques mesures, au voisinage immédiat du parement, soient inférieures à celles que l'on pourrait calculer.

### 4.3 Contrôles du coulis

Des contrôles nombreux sont effectués sur le coulis. Des prélèvements sont faits en centrale de fabrication et in situ dans les bennes. Ces prélèvements sont fractionnés en 9 éprouvettes : 3 d'entre elles sont écrasées à 28 jours, 3 à 90 jours, 3 sont gardées comme témoins. Le résultat des écrasements (environ 600 essais) est présenté sur deux graphiques, en corrélation résistance à 90 jours pour résistance à 28 jours (fig. 24 et 25).

Dans les deux cas, une droite moyenne peut se dégager du nuage de points ainsi obtenus. L'amélioration des résistances entre 28 et 90 jours est conforme à ce qui se passe avec ces coulis retardés (ciment CLK 325).

La variation  $v$ , quotient de l'écart quadratique moyen  $q$  par la moyenne  $m$ , donne une idée de la dispersion.

Une autre idée en est donnée par la valeur  $d$ , quotient de la moyenne  $m$  à viser pour atteindre l'objectif  $b$  à  $x$  % près, par l'objectif  $b$  lui-même. Par exemple, en loi de répartition gaussienne :

$$d = \frac{m}{m - 1,64 q} \quad b = m - 1,64 q.$$

Les deux calculs faits pour les deux types de prélèvement (centrale et benne) sont significatifs. La dispersion est fort grande en centrale : l'irrégularité dans la qualité des matériaux de base, plus que celle du fonctionnement même de la centrale, est mise en lumière. Sans doute le critère « écrasement » est « pointu », et il exacerbe le phénomène. Mais, fait remarquable, la dispersion est nettement plus faible (1,70 contre 2,77) dans les bennes : le brassage avec le terrain homogénéise le coulis et compense largement la perte de qualité intrinsèque due à la pollution par ce même terrain.

Dans tous les cas, les objectifs sont largement tenus. De plus, il ne faut pas oublier que c'est à la base des tirants (cote -22 CM) que les contraintes sont les plus élevées (50 bars). Le coulis doit avoir à ce niveau des caractéristiques de résistance nettement supérieures par effets de décantation et sédimentation.

## 5 Réflexion sur le projet

Les quais construits en technique paroi moulée sont en plein essor. Un certain nombre sont déjà en service, dont les caractéristiques sont plus ou moins bien connues. Nous avons essayé de faire un classement de valeur de ces ouvrages (fig. 26).

La hauteur de quai — entre la cote du terre-plein et celles de dragage — figure en abscisse. Les quais avec

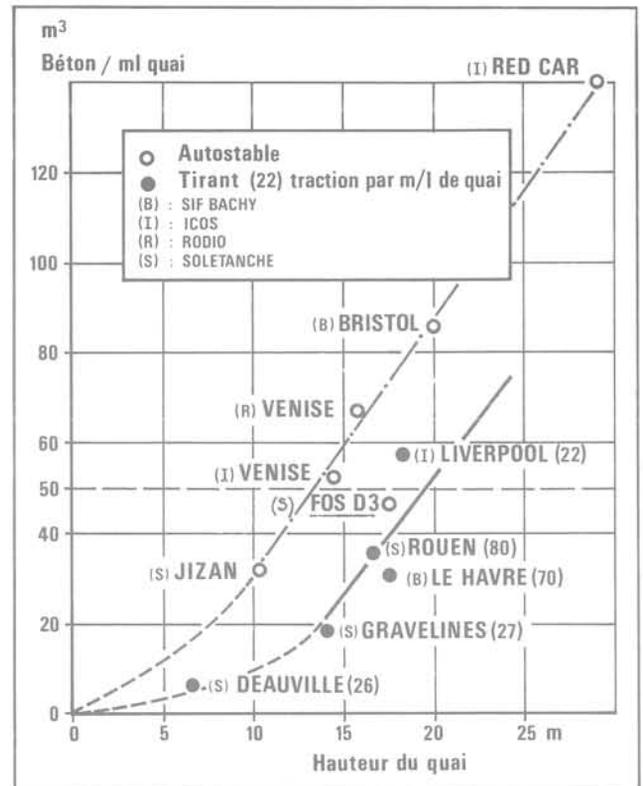


Fig. 26 Essai de classement de divers murs de quai en paroi

marée sont défavorisés (à marée basse) par ce critère. Le volume de béton armé de paroi moulée, nécessaire pour réaliser un ml de quai, figure en ordonnée. Le poids d'acier inclus dans un m<sup>3</sup> de béton de paroi varie de 60 à 150 kg, nous ne l'avons pas détaillé. Nous avons assimilé la nature des terrains, et toutes les surcharges de calcul, à des paramètres de 2<sup>e</sup> ordre.

Les ouvrages peuvent être classés en deux grandes catégories :

- autostables;
- avec tirants précontraints, auquel cas la force de précontrainte par ml de quai figure entre parenthèses.

Les ouvrages se répartissent assez bien sur deux courbes dont la partie principale est assimilable à une droite. Pour les quais avec tirants, la force de précontrainte, fait déplacer le point représentatif de façon logique : plus de précontrainte, moins de béton (ex. de Gravelines où on a 3 lignes de tirants).

Pour l'ouvrage de Fos, nous avons considéré le coulis des tirants plan comme du béton. Le poids d'acier unitaire est faible : 65 kg/m<sup>3</sup>. Par comparaison, le quai se place remarquablement bien sur notre « classement », et ceci met en valeur la qualité intrinsèque du projet.

## Conclusion

Techniquement, le quai de la darse III du port de Marseille-Fos est une première et les éléments actuellement en notre possession montrent qu'il se comporte bien.

Nous devons remercier notre client : Le Port Autonome de Marseille, de nous avoir donné l'occasion d'appliquer cette technique et de la faire ainsi progresser.