

UNIVERSITE DE LIEGE
Faculté des Sciences appliquées
Cours de Construction du Génie civil

N° 118

A PROPOS DES MURS DE QUAI MARITIMES

par

F. CAMPUS

Professeur à l'Université de Liège

F. Campus. — A propos des murs de quai maritimes

I. STABILITÉ DES MASSIFS DE FONDATION EN ENROCHEMENTS

Pour la fondation des ouvrages maritimes en eau profonde, on réalise fréquemment une infrastructure en enrochements, dont la plate-forme est établie à un niveau convenable. Ce niveau dépend de la fonction de l'ouvrage et de son exposition aux actions de la mer. Celles-ci ont souvent causé de graves dégâts aux massifs d'enrochements s'élevant jusqu'au voisinage ou au-dessus de la surface de l'eau. L'étude de ces actions est tellement aléatoire que l'on a été conduit à établir les plates-formes des massifs d'enrochements à une profondeur assez grande pour les y soustraire. Si l'ouvrage est un mur de quai, cette profondeur doit être suffisante pour permettre l'accostage. C'est le cas qui est considéré ci-après et le cas de stabilité envisagé est purement statique, abstraction faite d'actions hydrodynamiques et d'affouillements.

Un massif d'enrochements subit des tassements comme tous les remblais, d'autant plus qu'il est réalisé par immersion de pierres déversées dans l'eau. Ces tassements doivent être pris en sérieuse considération. De nombreux facteurs entrent en ligne de compte, tels que la hauteur du massif, dépendant de la profondeur du fond sous le niveau de l'eau; la nature et le profil (ou la topographie) du fond; le mode de confection du massif, par déversement au hasard, ou par couches horizontales ou inclinées; la rapidité de l'exécution; la nature et la granulométrie des pierres; la compaction éventuelle par des masses de surcharge amovibles. Le tassement vertical peut donc être assez variable, d'autant plus qu'il peut être augmenté de celui du sol sous-jacent, éventuellement compressible. Il peut d'ailleurs être inégal suivant les diverses verticales du massif, si sa hauteur et l'épaisseur du sol compressible sont variables. Pour le mur dont il est question plus loin, ce tassement a atteint jusqu'à 1,10 m, pour une hauteur

d'encrochements de l'ordre de 8 m, reposant sur une couche de sable de 5 à 14 m d'épaisseur, recouvrant elle même le *bed-rock*.

Il est normal de donner à la plate-forme des surélévations correspondant aux tassements estimés, sinon il faut surhausser la superstructure, ce qui augmente sa sollicitation. Pour éviter que les tassements produisent des désordres dans la superstructure, il est avantageux de la réaliser au moyen de blocs superposés. Il est recommandé aussi de ne pas édifier la superstructure sur un massif « frais » d'encrochements, mais de le laisser « vieillir », par exemple pendant une année.

Un autre moyen, dans le cas d'une superstructure en blocs, consiste à édifier celle-ci totalement ou partiellement sans désassembler, puis de la démonter partiellement ou totalement après tassement et de la remonter aux cotes définitives. Il est à remarquer que des surélévations inégales peuvent avoir comme conséquence un hors-plomb initial de la superstructure, que les tassements doivent sensiblement compenser à la longue.

Ce rappel préliminaire d'éléments bien connus n'a d'autre objet que de les écarter pour la suite, qui ne les concerne pas, mais pour laquelle on ne peut les ignorer.

De nombreuses constructions ont subi des désordres graves provenant de causes indépendantes des tassements ordinaires. Les ouvrages spéciaux mentionnent fréquemment les causes suivantes: talus trop raides du massif d'encrochements, largeur insuffisante de sa plate-forme, superstructure insuffisamment résistante. Ces causes mettent en jeu la stabilité du massif d'encrochements, comme il est établi ci-après.

Un mur de quai maritime construit dans un estuaire de la côte occidentale d'Afrique, entre 1930 et 1933, sur un massif d'encrochements a subi, en plus du tassement vertical précité, un déversement vers le large, qui a atteint plus de 0,70 m de crête.

Ce mouvement progressif a été arrêté par un engraissement du massif d'encrochements devant le pied du mur. Le mouvement n'était donc pas la conséquence des tassements ordinaires, que l'engraissement ne pouvait arrêter, mais devait au contraire amplifier.

La *figure 1* reproduit le profil transversal de la construction selon le projet. La partie hachurée représente l'engraissement du massif d'enrochements qui a produit la stabilisation. Ainsi qu'il est établi plus loin, le profil du mur est assez hardi, mais stable si la fondation en enrochements l'est elle-même sous l'effet des

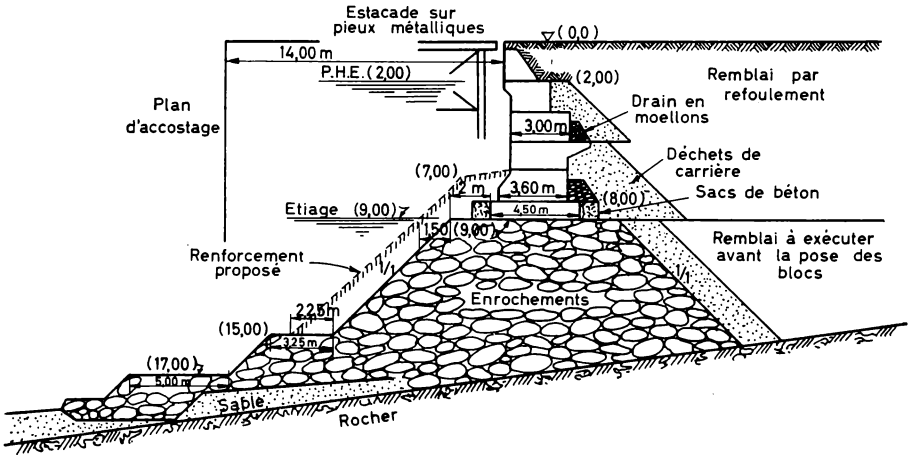


FIG. 1.

efforts que lui transmet le mur. Cette stabilité a été considérée comme assurée dans les conditions représentées à la *figure 2*. On a admis qu'un glissement dans le massif ne pouvait se produire

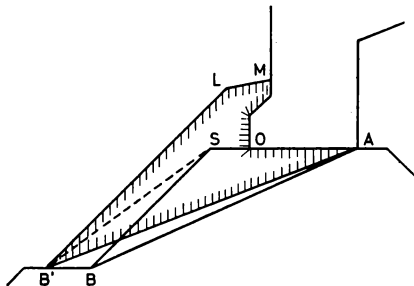


FIG. 2.

que suivant un plan issu du point A à l'arrière du mur et aboutissant en un point B au talus avant, ce point limitant en l'occurrence le premier gradin à la partie inférieure de ce talus. La figure 2 indique les plans de rupture présumés avant et après l'engraissement du massif d'enrochements. Dans tous les cas, les calculs de vérification ont fait apparaître un équilibre stable, aussi en tenant compte des effets aggravants du déversement du mur vers le fleuve. La stabilité était naturellement plus grande après engraissement qu'avant. Mais cette conception ne peut rendre compte ni du mouvement progressif de déversement avant engraissement du massif, ni de l'arrêt complet de ce mouvement par suite de l'engraissement. Elle ne peut donc garantir la stabilité d'une fondation en enrochements.

La théorie suivante est proposée à cet effet. La figure 3 représente un massif d'enrochements BSS' , de hauteur b . L'inclinaison sur l'horizontale du talus SB est j . L'angle de frottement interne du massif d'enrochements est ϕ . La largeur de la berme SO de la plate-forme devant le mur est d . La base OA du mur est b . La loi de variation des pressions normales reportées sur la plate-forme par le mur est

$$\sigma = \sigma_{\max} - n x \quad (1)$$

Les tensions tangentielles sont

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \theta \quad (1 \text{ bis})$$

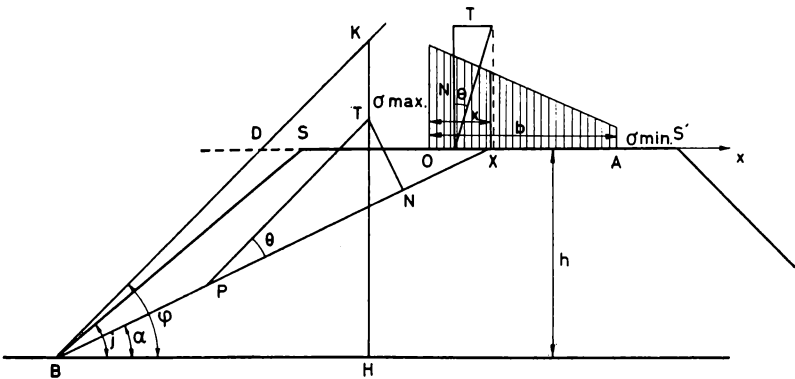


FIG. 3.

Soit un point X à l'intérieur de la base OB distant de l'origine O de la longueur variable x . Les conditions d'équilibre le long du plan BX s'obtiennent comme suit. Le poids du massif d'enrochements BSX est

$$P = b \left(\frac{d+x}{2} \right) (\gamma_n - \gamma_e) \quad (2)$$

La résultante des pressions normales sur OX est

$$N = x \left(\sigma_{\max} - \frac{n x}{2} \right) \quad (3)$$

La composante tangentielle est

$$T = N \operatorname{tg} \theta \quad (4)$$

La valeur de n est

$$n = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{b} \quad (5)$$

Donc

$$N = \sigma_{\max} x \left(1 - \frac{x}{2b} \right) + \sigma_{\min} \frac{x^2}{2b} \quad (6)$$

Si

$$\sigma_{\min} = 0 \quad N = \sigma_{\max} x \left(1 - \frac{x}{2b} \right) \quad (7)$$

L'inclinaison α du plan BX sur l'horizontale est telle que

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{b}{b \cotg j + d + x} \quad (8)$$

Les composantes normale et tangentielle de la résultante des forces précédentes dans le plan BX sont

$$\left. \begin{aligned} R_n &= (P+N) \cos \alpha - T \sin \alpha \\ R_t &= (P+N) \sin \alpha + T \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

La condition d'équilibre est

$$R_n \operatorname{tg} \phi > R_t \quad (10)$$

Cette condition est interprétée graphiquement sur la *figure 3*. On trace la droite BD faisant un angle ϕ avec l'horizontale. Sur BX , on porte à une certaine échelle les segments BP et PN représentant P et N en grandeur. Sur une perpendiculaire à BX , on porte le segment NT représentant T à la même échelle. NT est dirigée vers BD , c'est-à-dire vers le haut, lorsque T est dirigé vers X négatifs, c'est-à-dire vers l'avant. La verticale passant par T coupe en H l'horizontale passant par B et BD en K . On voit que

$$BH = (P+N) \cos \alpha - T \sin \alpha = R_n$$

$$HT = (P+N) \sin \alpha + T \cos \alpha = R_t$$

$$HK = BH \operatorname{tg} \phi = R_n \operatorname{tg} \phi$$

La condition (10) signifie que $HK > HT$.

La condition de sécurité est

$$R_n \operatorname{tg} \phi \gg_s R_t \quad (11)$$

s étant un coefficient de sécurité supérieur à l'unité. Donc

$$s = \frac{R_n \operatorname{tg} \phi}{R_t} = \frac{HK}{HT} \quad (12)$$

Cette condition développée s'écrit comme suit:

$$s = \frac{(P+N) \cos \alpha - N \operatorname{tg} \theta \sin \alpha}{(P+N) \sin \alpha + N \operatorname{tg} \theta \cos \alpha} \operatorname{tg} \phi \quad (13)$$

$$s = \frac{b(d+x)(\gamma_p - \gamma_e) \cos \alpha + x(2\sigma_{\max} - nx)(\cos \alpha - \operatorname{tg} \theta \sin \alpha)}{b(d+x)(\gamma_p - \gamma_e) \sin \alpha + x(2\sigma_{\max} - nx)(\sin \alpha + \operatorname{tg} \theta \cos \alpha)} \operatorname{tg} \phi \quad (14)$$

Dans cette formule, $\sin \alpha$ et $\cos \alpha$ sont des fonctions de x , que l'on peut déduire de la formule (8).

Lorsque $x \leq 0$, N et T sont nuls; le point T est en P sur la *figure 3* et

$$s = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (15)$$

Sa valeur minimum est atteinte au talus BS et vaut

$$s_s = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} j} > 1 \quad (16)$$

Ensuite s va en augmentant entre S et O .

$$\text{Pour } x=0, s_o = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \alpha_o} = \frac{(b \operatorname{cotg} j + d) \operatorname{tg} \phi}{b} \quad (17)$$

Lorsque x devient positif et croissant, s diminue tout d'abord et atteint une valeur minimum pour une position de x comprise entre O et A , dépendant de σ_{\max} , n et θ , pour des valeurs données de b , j , et d

On peut, à partir des formules précédentes, écrire $\frac{ds}{dx} = 0$.

On obtient ainsi une équation en x complexe, dont il n'est pas possible de déduire une racine explicite et une formule du minimum de s . On procédera au calcul de s pour diverses valeurs de x comprises entre O et b . On obtiendra ainsi un aperçu complet des conditions de stabilité du massif. Les facteurs qui influent sur les valeurs de s sont les suivants:

- 1) N ou $x \left(\sigma_{\max} \frac{nx}{2} \right)$ et θ . En fait ces deux éléments combinent leur effets, car c'est $T = N \operatorname{tg} \theta$ qui influe défavorablement sur s . T augmente lorsque x augmente, alors que l'inclinaison α du plan de glissement BX diminue, ce qui influe favorablement sur la valeur de s . Ces deux influences contraires déterminent le minimum de s , qui doit être supérieur à l'unité dans une mesure suffisante pour assurer la stabilité du massif.
- 2) L'angle de frottement interne ϕ du massif, s augmente avec ϕ .
- 3) Le poids spécifique apparent dans l'eau ($\gamma_p - \gamma_e$), s augmente avec ($\gamma_p - \gamma_e$).
- 4) La hauteur b influe relativement peu, car si P augmente avec b , il en est de même de α .

5) Il en est de même de l'inclinaison j du talus BS , dont l'augmentation fait diminuer α mais est sans effet sur P .

6) La largeur d de la berme SO exerce une plus grande influence sur s , qui augmente avec d , parce que P augmente et α diminue. Donc, pourvu que j soit supérieur à ϕ , il est plus avantageux pour la stabilité du massif d'enrochements d'augmenter d plutôt que j . Les talus des massifs d'enrochements peuvent être tenus assez inclinés, sous réserve des risques d'éboulement par affouillements éventuels au pied. On peut les contrecarrer par des cordons d'enrochements au pied du talus, comme indiqué à la *figure 1*.

Cette théorie appliquée au mur de la *figure 1* donne les résultats suivants:

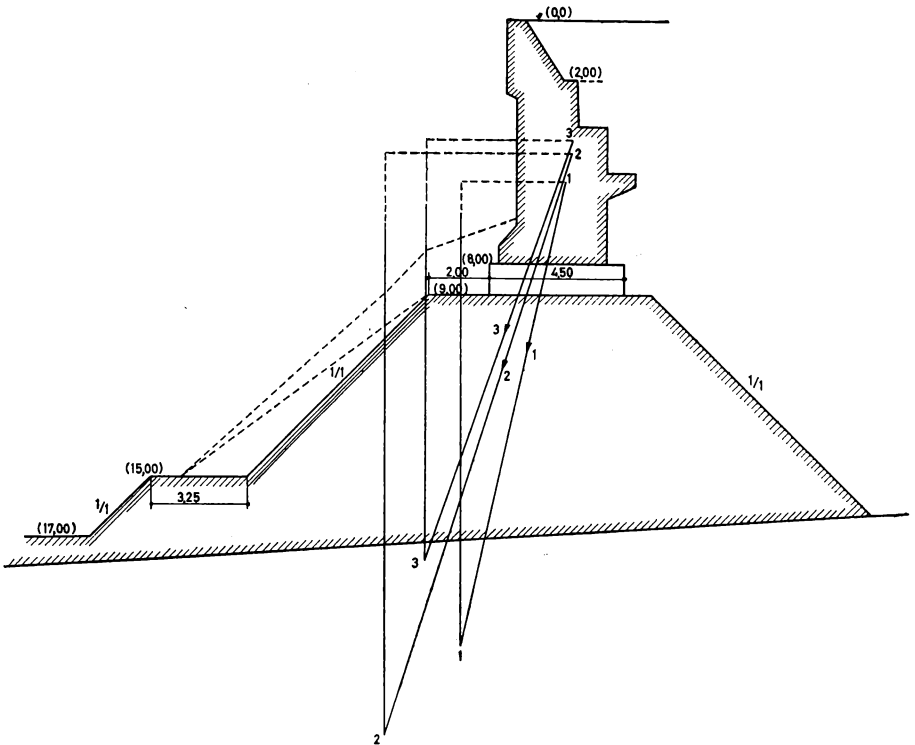


FIG. 4.

Trois cas de sollicitation sont considérés:

1. Terre-plein non chargé, eaux à la cote (9,00), remblai sec,
2. Terre-plein chargé de 5 tonnes par m², eaux à la cote (9,00), remblai sec;
3. Terre-plein chargé de 5 tonnes par m², eaux à la cote (2,00), remblai mouillé.

L'angle de frottement interne ϕ du remblai hydraulique est pris invariablement à la valeur assez basse de 25° . L'angle de frottement ψ des terres sur le mur est égal à $0,5 \phi$ ($12^\circ 30'$). La poussée des terres est calculée par la méthode de COULOMB-CULMANN.

La *figure 4* représente les éléments de sollicitation du mur selon le projet dans les cas 1, 2 et 3. La *figure 5* indique les diagrammes des pressions normales σ sous la base du mur dans les mêmes conditions.

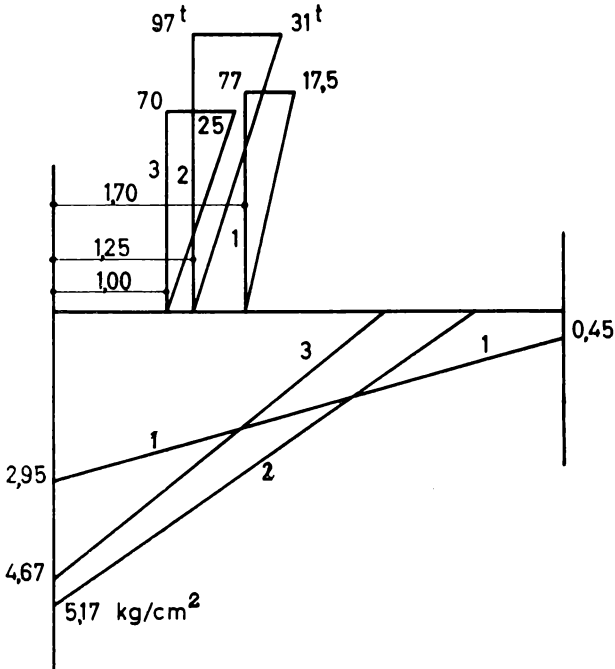


FIG. 5.

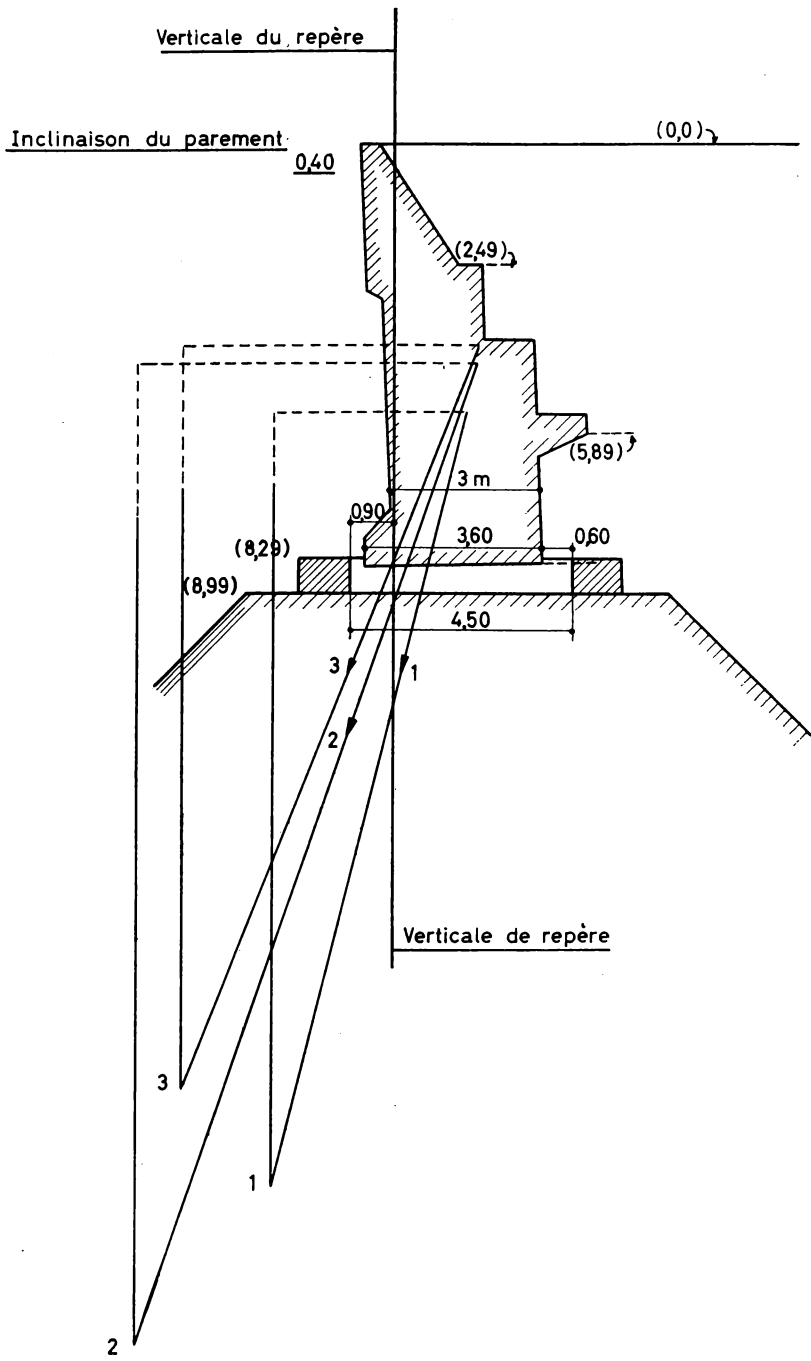


FIG. 6.

Les figures 6 et 7 sont analogues aux précédentes, mais correspondent à la situation après le tassement et le déversement du mur, en suite aux déformations du massif d'enrochements. L'angle ϕ est pris égal à $\frac{\pi}{4}$ pour les enrochements.

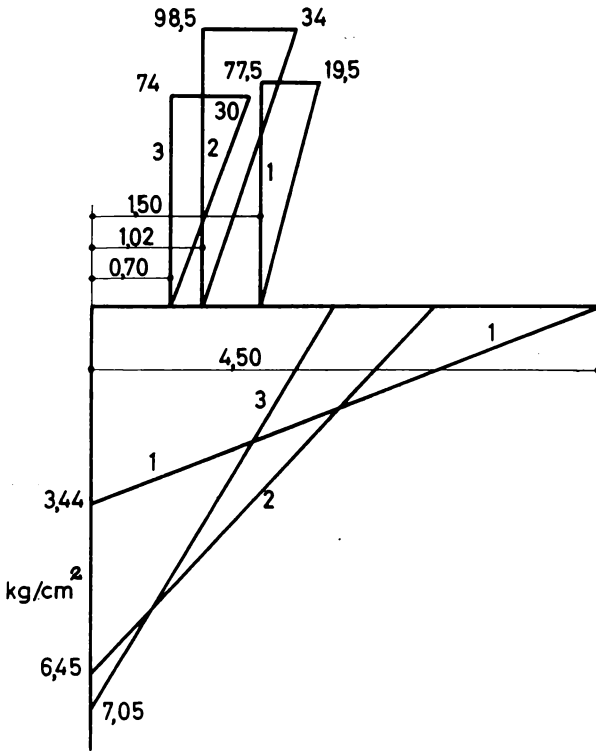


FIG. 7.

A. *Stabilité du massif d'enrochements selon le projet*

a) *Cas de sollicitation 3*: On trouve les valeurs suivantes de s.

x (m) = 0	0,10	0,25	0,50	1,00	2,00	3,00	($\sigma=0$)	4,50 (AB)
s	= 1,33	1,00	0,884	0,848	0,843	0,912	1,00	1,14

On peut donc considérer que dans toute l'étendue du massif chargée par le mur, s est inférieur à l'unité; il y a donc une zone étendue de glissement.

b) *Cas de sollicitation 2*

x (m) = 0	0,25	0,50	1,00	2,00	2,50	3,75	($\sigma=0$)	4,50 (AB)
s	= 1,33	0,908	0,87	0,87	0,954	1,00	1,10	1,16

La zone de glissement dans laquelle s est plus petite que 1 est moins étendue que dans le cas de sollicitation 3; elle s'étend jusqu'à 2,50 m du pied du mur.

c) *Cas de sollicitation 1*

x (m) = 0	0,25	0,50	1,00	2,00	4,50	
s	= 1,33	1,085	1,05	1,06	1,14	1,38

Dans ce cas, la valeur de s est supérieure à l'unité dans toute la base du mur, mais sa valeur en est assez voisine vers l'avant.

B. *Stabilité du massif d'enrochements engraisé (B'LM, fig. 2), mur selon le projet. Le poids P du massif est augmenté de 16,5 tonnes par mètre.*

a) *Cas de sollicitation 3*

x (m) = 0	0,50	1,00	3,00	($\sigma=0$)	4,50 (AB')
s	= 1,71	1,27	1,18	1,265	1,41

La stabilité du massif est sensiblement accrue.

C. *Stabilité du massif d'enrochements à talus adouci, sans surhaussement (B'S, fig. 2) mur selon le projet.*

a) *Cas de sollicitation 3*

x (m) = 0	0,50	1,00	2,00	3,00	($\sigma=0$)	4,50 (AB')
s	= 1,71	1,05	1,03	1,07	1,16	1,29

La stabilité du massif est précaire.

D. *Stabilité après tassement et déversement du mur, massif selon le projet.*

a) *Cas de sollicitation 3*

x (m) = 0	0,10	1,00	2,10	($\sigma=0$)	4,50 (AB)
s	= 1,33	0,883	0,756	0,84	1,04

L'instabilité est augmentée par rapport à celle du mur en position normale selon le projet (cas A).

E. *Stabilité après tassement et déversement du mur, massif d'enrochements engraisé.*

a) *Cas de sollicitation 3*

x (m) = 0	0,50	1,00	4,50 (AB')	
s	= 1,71	1,055	1,055	1,31

Le coefficient de sécurité est partout supérieur à 1.

L'étude de l'exemple très caractéristique analysé ci-dessus permet de formuler les conclusions suivantes:

1) La valeur de s relative au plan de glissement AB ne permet pas d'apprécier la stabilité du massif.

2) Le coefficient s possède une valeur minimum pour un plan de glissement BX , dont l'émergence X est sous la base du mur et plus voisine du pied O du mur que de l'arrière.

3) C'est cette valeur minimum de s qui doit être prise en considération pour la stabilité du massif d'enrochements et qui doit être limitée inférieurement.

4) Cette valeur minimum de s est très favorablement influencée par la largeur d de la berme OS de la plateforme du massif devant le pied du mur. L'inclinaison j a moins d'effet et, tout en respectant la condition $j < \phi$, il y a avantage à élargir la plateforme du massif plutôt que sa base.

5) Moyennant la vérification de la stabilité du massif d'enrochements comme ci-dessus, il n'est pas nécessaire ni économique de pourvoir la base du mur d'un empattement vers l'avant destiné à diminuer σ_{\max} .

Les valeurs de s calculées ci-dessus ne peuvent être utilisées sans précautions pour interpréter les phénomènes dont le mur de quai en question a été l'objet. Ces résultats dépendent, en effet, des hypothèses faites pour le calcul des poussées sur le mur. Sous ce rapport, il semble que la valeur $\phi = 25^\circ$ soit trop sévère. On peut croire que les valeurs très faibles de s qui ont été calculées dans cette hypothèse auraient dû entraîner des désordres plus graves et plus rapides que ceux qui ont été constatés. Si l'on considère les poussées des terres calculées sur le mur pour une valeur de ψ égale à $33^\circ 40'$ et une valeur de ψ égale à $18^\circ 10'$, on trouve les résultats suivants selon le projet initial.

a) *Cas de sollicitation 3*

x (m) = 0	0,25	0,50	1,00	4,50
s	= 1,33	1,11	0,985	1,00 1,315

b) *Cas de sollicitation 2*

x (m)	=0	0,50	1,00	4,50
s	=1,33	1,03	1,05	1,375

On voit que l'on obtient ainsi dans les conditions du projet une très faible stabilité pouvant, dans certaines circonstances, atteindre une instabilité marginale. Ceci peut expliquer un déversement lent mais progressif, puisque l'instabilité marginale doit devenir plus fréquente et plus prononcée au fur et à mesure du déversement. Les calculs précédents établissent dès lors d'une manière assurée que l'engraissement du massif assure sa pleine stabilité. On peut donc conclure que la stabilité du massif est assurée si la valeur minimum de s ne descend pas sous une valeur suffisamment supérieure à l'unité, par exemple 1,25, lorsque les effets des forces tendant à produire le glissement sont majorées d'une manière suffisante pour garantir une très faible probabilité de dépassement.

On peut objecter à cette théorie qu'elle est fondée sur l'hypothèse d'un plan de glissement, qu'un glissement éventuel s'effectue suivant des surfaces courbes et qu'il se peut que la valeur de s correspondant à une telle surface soit inférieure à celle correspondant au plan BX . L'objection peut être considérée comme de pure forme. Les théories des massifs continus pulvérulents établissent que la courbure des lignes de glissement n'exerce en général pas une très grande influence sur les résultats numériques et que l'on peut certes la pallier par une valeur prudente de s minimum. Le recours à des lignes de rupture courbes, dont il faudrait rechercher la plus défavorable, compliquerait les applications hors de toute proportion avec les avantages que l'on pourrait en attendre et qui sont douteux. La méthode proposée ne comporte pas de vice de principe, considère tous les éléments principaux de la question et est d'une application très simple.

La même méthode peut être appliquée, selon son principe, pour contrôler la stabilité *statique* des superstructures de digues, jetées ou môles fondés en eau profonde sur des massifs d'enrochements.

Ces murs sont soumis aux effets des pressions hydrodynamiques de l'eau au lieu des poussées des terres. Leur détermination

est aussi aléatoire et les conditions de sécurité doivent être analysées attentivement.

II. MURS DE QUAI EN BLOCS À CHAISES

Le mur représenté à la *figure 1* a été réalisé en blocs. L'un de ces blocs comporte une chaise, c'est-à-dire une saillie en encorbellement sur le parement en contact avec les terres. On connaît les effets de ces chaises:

- a) Diminution locale de la poussée des terres sous les chaises;
- b) Action équilibrante du poids des terres reposant sur les chaises;
- c) En conséquence, la ligne des pressions dans la section horizontale du mur au niveau inférieur de la chaise est fortement décalée vers les terres par rapport à la section horizontale au niveau supérieur de la chaise.

Cette disposition est avantageuse et fréquemment utilisée pour les murs de quai massifs ou en blocs superposés. La chaise est fléchie sous l'effet du poids des terres qu'elle supporte. Il peut être opportun d'y mettre des armatures à la partie supérieure, encastrées dans le mur.

Les chaises du mur de la *figure 1* n'étaient pas armées; on a constaté des ruptures.

La *figure 8* représente un mur de quai en blocs à chaises édifié ultérieurement non loin du précédent. La disposition des trois blocs inférieurs est bien adaptée à la ligne des pressions.

Le calcul des murs en blocs ne diffère pas de celui qui est classique pour les murs massifs, d'autant plus que les sections horizontales de référence y sont réalisées par les surfaces de contact horizontales des blocs. Mais les blocs à chaises requièrent un calcul spécial en raison des moments de flexions provenant de l'encorbellement des chaises. Ce calcul ne peut se borner à la section d'encastrement de l'encorbellement. La moindre réflexion doit rendre attentif au fait que le moment fléchissant ne peut pas y atteindre sa valeur maximum, puisque l'effort tranchant n'y est pas nul. Il faut procéder à un calcul rationnel et complet, tenant compte de tous les éléments de sollicitation des blocs:

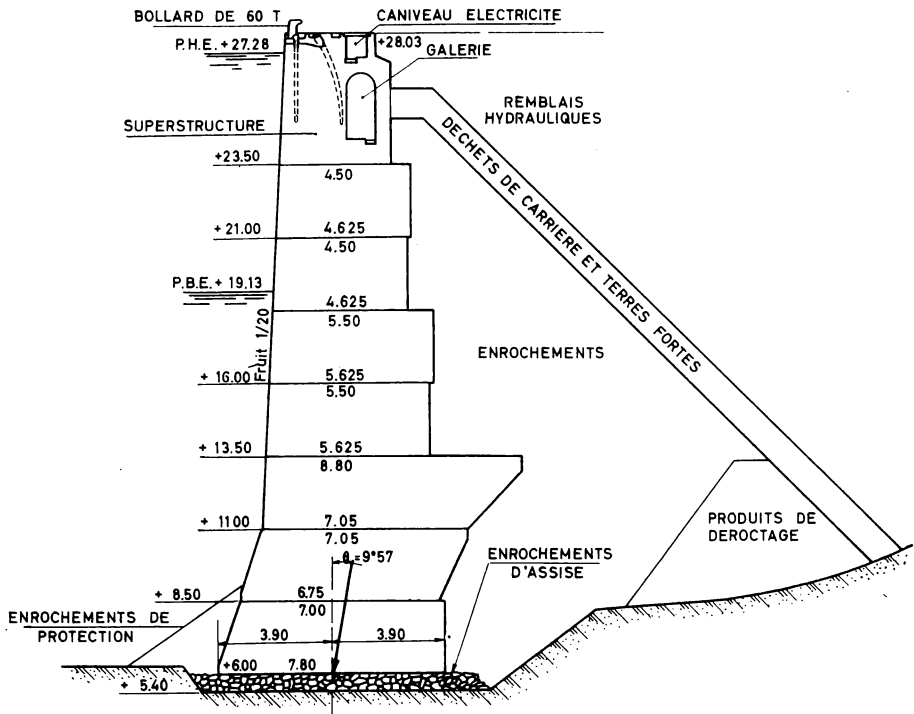


FIG. 8.

moment fléchissant, effort normal et effort tranchant. Ces éléments de réduction sont obtenus directement à partir des actions s'exerçant sur toutes les faces des blocs et compte tenu des poids.

A titre d'exemple, on examine ci-après le cas du 3^e bloc à partir de la base du mur de la *figure 8*.

La *figure 9* indique les actions agissant sur le bloc par mètre courant de longueur du mur, l'eau était à la cote la plus basse (19,13) (les dimensions du bloc diffèrent légèrement de celles de la *figure 8*). Le poids P_b du bloc dans l'eau est 28 000 kg.

Le poids P_t des terres sur la surface horizontale supérieure de la chaise est 80 500 kg.

Sur la face *CD*, la composante horizontale de la poussée des terres est 2 740 kg; la composante verticale 1 920 kg (vers le

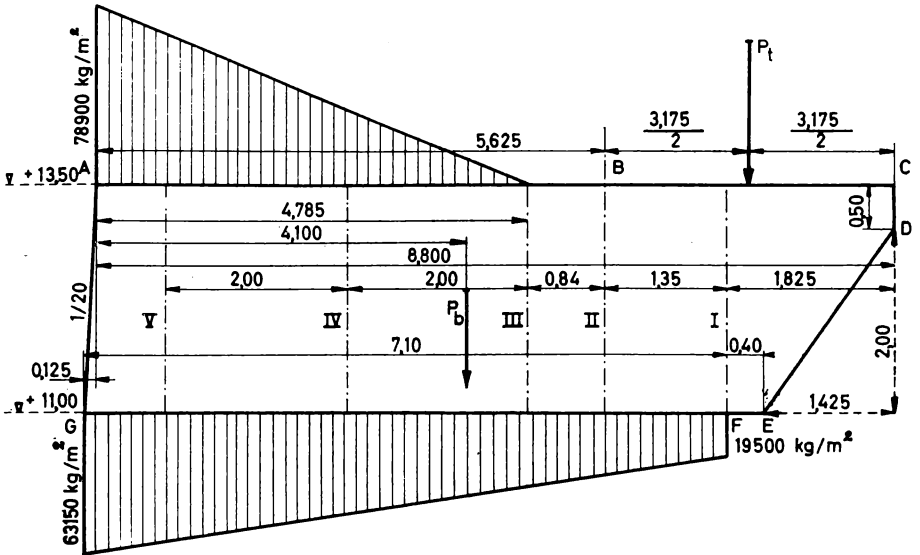


FIG. 9.

bas). Sur la face inclinée DE , la composante horizontale de la poussée des terres est 4 019 kg, la composante verticale vers le haut 5 680 kg. Sur la face horizontale supérieure AB du bloc agissent des tensions normales de compression réparties sur 4,785 m de longueur suivant une loi triangulaire; la tension maximum atteint 78 900 kg/m² au parement mouillé. L'effort tranchant horizontal de 54 627 kg est réparti suivant la même longueur. La face inférieure horizontale FG du bloc est soumise à des tensions normales de compression réparties suivant une loi trapézoïdale. La tension maximum au parement mouillé est de 63 150 kg/m²; la tension minimum au parement en contact avec les terres 19 500 kg/m². L'effort tranchant horizontal de 61 386 kg est réparti suivant une loi proportionnelle.

Ces actions permettent de calculer les éléments de réduction dans les sections verticales du bloc. Ci-après sont indiquées les valeurs dans les sections I, II, III, IV et V des moments fléchissants centraux, des efforts normaux (horizontaux) et des efforts tranchants verticaux.

Section	M (kgm)	N (kg)	T (kg)
I	40 753	6 759	46 565
II	101 263	79	53 425
III	129 850	— 5 526	30 740
IV	113 800	— 12 706	— 17 710
V	11 560	— 4 850	— 4 350

Le moment fléchissant passe par un maximum entre les sections III et IV.

On se rend compte que la sollicitation transversale de ce bloc dépend principalement de M ; les effets de N et de T sont peu importants. Cela provient de l'action de la saillie assez prononcée de la chaise.

Lorsque l'on étudie de la même manière les deux blocs inférieurs, l'on constate que les moments fléchissant sont beaucoup plus faibles que dans le bloc précédent et que l'effet des efforts normaux devient relativement plus important. L'effort normal reste à l'intérieur du noyau central ou n'en sort que très peu, de telle sorte qu'il se développe des tensions d'extension inférieures à 1 kg/cm^2 et qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures.

Dans le 3^e bloc examiné précédemment, les tensions de traction atteindraient des valeurs supérieures à 12 kg/cm^2 . Des armatures sont donc à prévoir, peu importantes d'ailleurs, en raison de la grande hauteur du bloc.

Si l'effet local des chaises sur la sollicitation peut être de la sorte déterminé à la faveur de la division du mur en blocs, il serait téméraire d'appliquer ces considérations à un mur massif, sauf à s'en inspirer en première approximation pour l'ancrage dans le mur des armatures des chaises. Pour plus de rigueur, on pourrait peut-être recourir à la photoélasticité, encore que ce ne serait pas très simple à cause de l'action importante du poids propre, même dans l'eau.

Bruxelles, 29 mai 1964.

III. REFERENCES

Au sujet des ouvrages dont il est question plus haut, on peut se reporter aux publications suivantes:

- [1] DESCANS, Léon: La stabilité de rotation des maçonneries (*Annales des Travaux Publics de Belgique*, août 1932).
- [2] HERSENT, Claude: Le plus haut quai en blocs du monde (*Travaux*, février 1957).