

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

Genie civil

الدراسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CONSTRUCTION CELLULAIRES
EN PANPLANCHES
METALLIQUES GABIONNEES
(NOUVEAU QUAI DE BEJAIA)

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

L·E·M

DALI·B

BARAKA·M

KHENFER·M·M

PROMOTION :

JUIN 1986

Je dedie ce modeste travail à :

mes parents

mon grand frère Mohammed.

ma sœur et ses enfants

mes petits frères et sœurs

mes cousins et toute la famille

mon collègue Bachir

mes amis et tous ceux qui aiment que ce travail leur soit dédié.

Khentef M^od Mouldi

À ma mère et mon père
À mon frère
À mes sœurs
À mes oncles et tantes
À mes grand-parents
À mes cousins et cousines
À toute ma famille à tous les miens
À mon collègue et sa famille, et tous mes amis
pour leur soutien et leurs encouragements, à toujours
aller de l'avant
Je n'oublierai jamais ce qu'ils ont fait pour moi
Qu'ils trouvent ici le témoignage de mon entière affection

Sali Zaoui

A notre promoteur M^{re} Baraka
✓ Votre bienveillance, nous a beaucoup touché, votre enseignement
aussi bien au cours de MDS II que durant le stage nous a beaucoup
enrichi,
l'étendue de vos connaissances nous inspirent de l'admiration.
on vous exprime ici nos remerciements sincères et notre profond
respect.

A M^{re} Ameur, pour votre aide, vos encouragements
recevez le témoignage de notre sincère amitié et de toute
notre estime

A M^{re} Ferkouj pour nous avoir choisi ce sujet que l'on trouve très
intéressant,
notre reconnaissance, et notre respect.

A. M^{re} L'HOCINE
avec vous on a fait nos premiers dans l'apprentissage des
techniques des travaux maritimes
soyez assuré de toute notre reconnaissance et notre profonde
gratitude.

A M^{re} MANDJA chef de département du L.E.M
A M^{re} Mohammedi directeur général du L.E.M
pour leur accueil et leur préoccupation du bon déroulement du stage

A tout le personnel du L.E.M en particulier au responsable du département
de l'informatique

A tout les enseignants de l'E.N.P en particulier M^{re} Chaker
M^{re} Belazougui, M^{re} Zeglach pour leurs encouragements

Veillez trouver ici le témoignage de notre respectueuse
admiration pour votre haute compétence et vous assurez
de notre dévouement.

Sommaire

I partie theorique.

I.A.	Description des divers types de Quais en Gabions	3
I.B.	Domaines d'utilisation des quais en Gabions.	5
I.C.	Dimensionnement des quais Gabions	5
I.C.1.	Quais en gabions posés sur rocher.	5
I.C.2.	Quais en gabions flottants.	9
I.D.	les différentes méthodes de calculs.	14
I.D.1.	Méthode de la T.Y.A.	14
I.D.2.	Méthode de cumming	16
I.E.	Concordance entre les différentes méthodes	18
I.F.	Conclusion.	19

II partie Application a un cas réel (Nouveau Quai de Bejaia)

II.A.	Caracteristiques du navire de projet.	23
II.B.	caracteristiques du sol.	23
II.C.	Determination de la largeur equivalente	24
II.D.	Prevention du renard.	26
II.E.	Verification du gabion au renversement.	27
II.F.	Stabilité interne	30
II.G.	Verification au poinçonnement.	33
II.H.	le Grand glissement.	36
II.I.	Determination du rayon des parois.	44
II.J.	Guidage des palplanches.	49
II.K.	CALCUL des organes de defence et d'amarrage	70
II.L.	CALCUL de la poutre côté mer dans le sens longitudinal	76
II.M.	sollicitation dans la poutre	58
II.N.	Armature de flexion.	62
II.O.	calcul de la poutre dans le sens transversal	64
	1/ sollicitation dans la poutre	64
	2/ Armature de flexion.	65
	3/ Verification du cisaillement.	65
	4/ Sécurité au glissement.	65
II.P.	Poutre côté terre plein (sous rail)	67
	1/ calcul des sollicitations dans la poutre	68
	2/ Armature de flexion.	68
	3/ contraintes dans le sol et deformations.	70

II. A	le calcul dans le sens transversal.	
	1/ Armatures dans les ailes de la semelle	71
	2/ Effort tranchant.	71
	3/ effort hors service.	71
III.	conclusion	72
	Bibliographie.	

Avant-propos

Ce présent travail traite dans sa première partie une théorie qui n'a en aucun cas été décrite totalement dans la littérature, par contre elle a été décrite par quelques auteurs qui se sont limités à des cas pratiques précis.

Pour cela nous essayerons dans cette partie d'exposer les différentes méthodes concernant tout spécialement les constructions cellulaires gabionnées qui jouent le rôle des quais. Donc, l'extension ou la restriction de certaines hypothèses de calcul peuvent changer le rôle mais pas la méthode de calcul.

Une comparaison entre les différentes méthodes de calcul fera l'objet du rapprochement qui existe entre elles.

Enfin nous utiliserons la synthèse afin de faire une application à un cas réel "Nouveau quai de Bejaïa."

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

I Partie Théorique

I.A DESCRIPTION DES DIVERS TYPES DE QUAIS

EN GABIONS - OUVRAGES RECENTS

Il existe plusieurs types de quais utilisant des gabions. Nous ne traiterons pas dans cette étude le cas de l'apportement où le quai est constitué par une dalle reposant sur des gabions circulaires espacés constituant des piles d'attente.

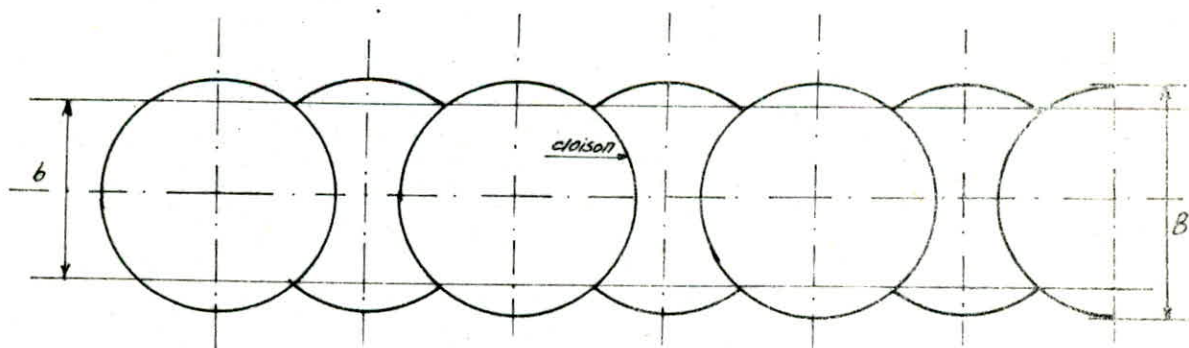
les navires peuvent accoster et s'amarrer des deux côtés de l'apportement.

l'apportement n'assure pas la fonction de soutènement des terres. Nous traiterons au contraire le cas du quai qui, adossé à un remblai assure outre les fonctions d'accostage et d'amarrage des navires, la fonction de soutènement des terres.

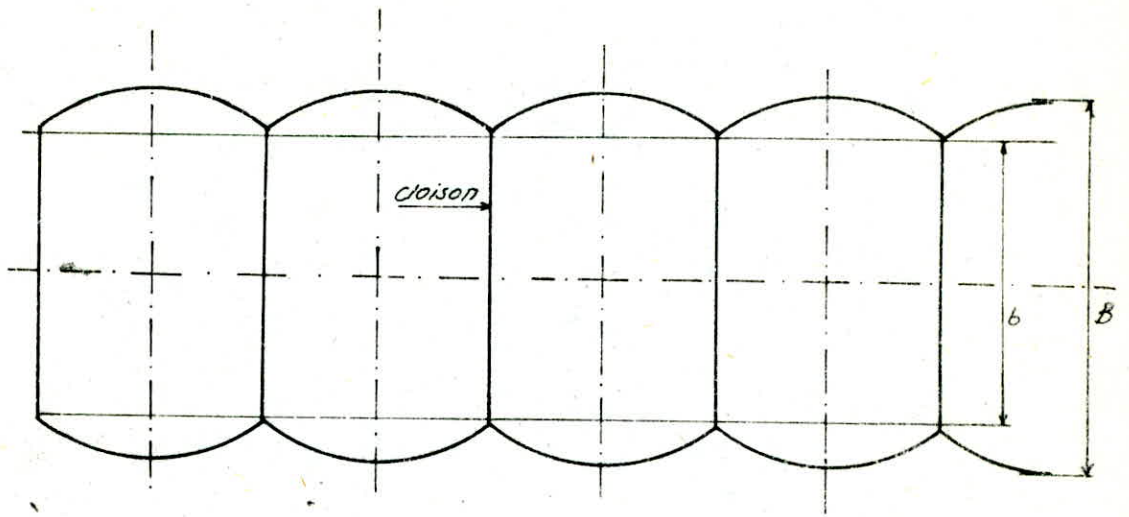
les quais sont constitués de gabions cellulaires jointifs couronnés par une poutre de couronnement de béton armé dont le but est d'offrir un front d'accostage rectiligne et de répartir les efforts sur le massif remplissant la cellule. les gabions de palplanches sont des structures mixtes dans lesquelles le massif intérieur constitue le noyau qui apporte à l'ouvrage sa stabilité et les palplanches jouent le rôle d'enveloppe.

les quais utilisent habituellement trois types différents de gabions : le gabion circulaire, le gabion cloisonné et le gabion en trèfle. En fait avec l'augmentation récente des caractéristiques mécaniques des palplanches, les gabions en trèfle ne sont plus actuellement utilisés, sauf pour les extrémités des ouvrages. on préfère plutôt les grands gabions circulaires.

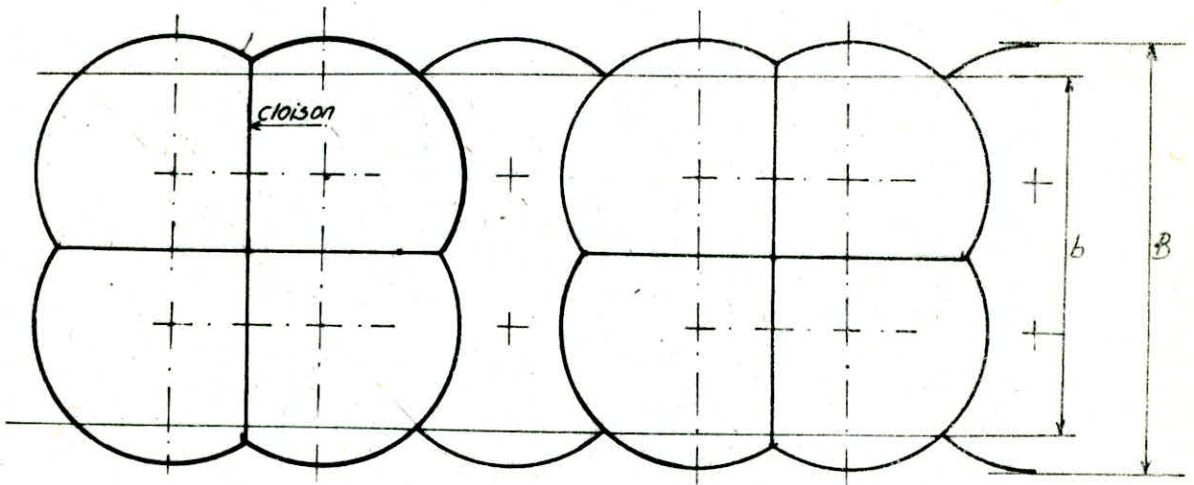
les figures suivantes donnent les principaux types de gabions. Une autre classification des quais distingue les ouvrages posés sur rocher et les ouvrages flottants.



Gabion circulaire



Gabion cloisonné



Gabion en tréfle.

I.B Domaines D'utilisation Des Quais En gabions

les quais en gabions de palplanches métalliques plates sont compétitifs pour une hauteur d'eau de l'ordre d'une dizaine à une quinzaine de mètres. Ils n'étaient jusqu'ici que peu utilisés pour des hauteurs libres excédant 15 m.

L'utilisation des gabions pour la réalisation d'un quai est particulièrement conseillée lorsqu'il s'agit de se fonder sur un terrain résistant surmonté par des vagues se prêtant bien à l'enfoncement des palplanches. Par contre elle est déconseillée lorsque les gabions doivent être posés sur un substratum rocheux incliné vers l'aval, en raison du risque de glissement et de renversement, ou bien lorsque les gabions doivent être fixés dans un sol hétérogène présentant des blocs ou des obstacles fréquents que les palplanches ne pourront pas traverser.

I.C Dimensionnement des quais gabionés

I.C.1. Quais en gabions posés sur rocher

Au niveau d'un avant projet sommaire, le dimensionnement d'un quai en gabion posé sur le rocher s'obtient en distinguant les gabions circulaires des gabions cloisonnés.

la longueur des palplanches H est donnée par les côtes du rocher et du terre-plein portuaire (moins 1 m pour tenir compte de la poutre de couronnement et du remblai supérieur)

le diamètre ou la largeur des gabions est déterminée par l'intermédiaire de la largeur équivalente b , égale à celle d'un gabion rectangulaire fictif ayant même surface avec le gabion réel.

le calcul de b par la méthode des aires équivalentes est le plus courant et est généralement justifié. les valeurs de $b = 0,85 B$, B est la largeur maximum du véritable gabion, sont utilisées pour les gabions circulaires. les valeurs de $b = L + 0,181 r$ sont valables pour les gabions cloisonnés, avec L longueur des cloisons et r rayon des arcs.

Elle s'obtient en partant d'une largeur b telle que le rapport b/H soit égal à 0,85. L'expérience montre que les gabions de palplanches sont stables avec des rapports b/H compris entre 0,75 et 1.

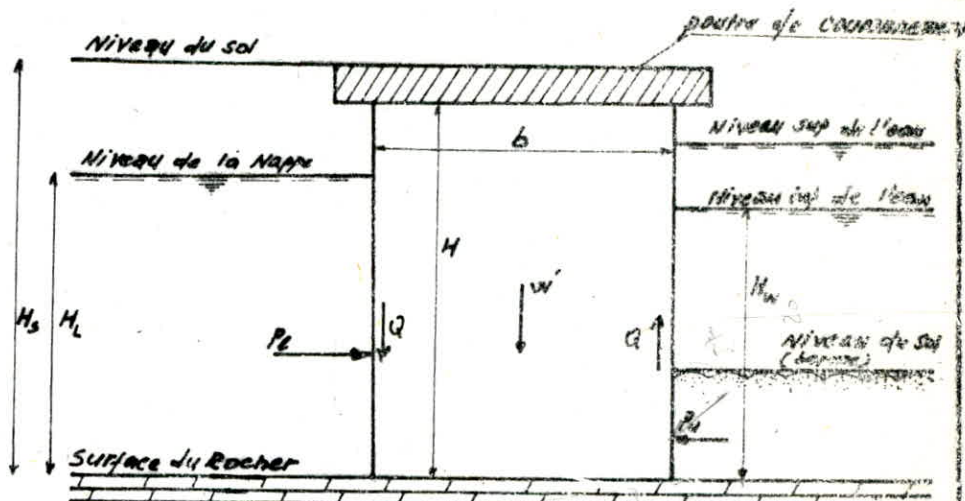
on recherche ensuite la valeur de b optimale du point de vue de la consommation d'acier de façon à vérifier les 4 critères de stabilité suivants :

- a) Glissement sur la base.
- b) Renversement.
- c) Tension excessive dans les serrures.
- d) Perte de stabilité interne.

2) GLISSEMENT SUR LA base:

cote non charge

cote charge



NOTATIONS

$$Q = P_b \cdot \gamma_s$$

- b : largeur équivalente du gabion.
- H : Hauteur du gabion.
- H_L, H_S, H_W : sont des hauteurs définies sur le schéma.
- P_L : force totale horizontale sur un plan vertical du côté chargé (Poussée P_A + Poussée hydrostatique du côté chargé).
- P_A : poussée du côté chargé calculée par utilisation du coefficient de Rankine.
- P_R : force totale horizontale sur le côté déchargé (butée P_p + Pression hydrostatique du côté déchargé).
- P_p : butée horizontale sur le côté déchargé calculée en tenant compte du frottement δ entre les palplanches et le sol.
- Q : contrainte verticale dans le remblai du gabion.
- W : poids du remblai.

Aux forces horizontales appliquées au gabion s'opposent la résistance due aux frottements à la base du botardeau et la butée d'épaulement lorsqu'elle existe.

on définit un coefficient de sécurité

f : coefficient de frottement généralement pris à 1/3 ou 0.3 pour le cas d'un rocher tendre.

$$F_s = \frac{W \cdot f}{P_L - P_R}$$

CHOIX du coefficient de Poussée:

Pour calculer la pression des sols du côté chargé, on utilise le coefficient K_a de Rankine. Une valeur de 0.3 est raisonnable.

coefficient de butée:

Le choix de K_p est basé sur les mouvements attendus, si la section en fiche peut se déplacer légèrement dans mettre en danger l'intégrité du gabion, on utilise le coefficient de butée de Rankine. si la fiche dans le sol est profonde et si le gabion

Peut être considéré qu'il peut tourner autour d'un point à distance du sol des côtés déchargé, un coefficient de butée basé sur des déformations réalistes et des surfaces de rupture tenant compte d'un angle de frottement δ doit être utilisé.

Le coefficient de butée horizontale applicable peut être beaucoup plus petit que celui de Rankine. Plusieurs abaques sont disponibles pour calculer le coefficient applicable. Si la butée de Rankine est mobilisée le point d'application de la butée est $\frac{D}{3}$ au dessus du pied de la palplanche.

La résistance offerte par une berme sur le côté déchargé dépend de la taille et de la pente de la berme, de la résistance au cisaillement du sol, et des conditions de drainage.

Souvent on prend le coefficient de butée de l'ordre de 1 à 2

Comme il est recommandé de prendre un coefficient de sécurité au glissement sur la base F_s compris entre 1,25 et 1,7.

b) Renversement:

La sécurité au renversement F_o est définie comme le rapport des moments au pied du gabion de la force résistante effective à la force totale de renversement.

W : force totale effective

$P - R$: force totale de renversement.

on adopte pour cette vérification 3 comme coefficient de sécurité au renversement.

c) Tension dans les serrures:

On adopte un coefficient de sécurité contre la tension excessive défini comme:

$$F_t = \frac{t_u (\text{force ultime des serrures})}{t (\text{force maximale aux serrures})}$$

$$t = P \cdot r \quad (\text{comme on calcul un gabion fictif rectangulaire la valeur à prendre serait } t = P \cdot L)$$

Les deux phases qui importent cette vérification sont:

- le remblaiement initial des gabions. (niveau d'eau et du sol à l'intérieur du gabion est élevé, et le niveau d'eau extérieur est bas)
- l'excavation la plus défavorable sur le côté déchargé et de haute eau sur le côté chargé.

Le calcul de la tension est habituellement fait en un point situé à $H/6$ au dessus des pieds des palplanches.

P : est la contrainte totale interne à toute profondeur dans le remblai qui est la somme du poids effectif du remblai au dessus de cette profondeur multiplié par le coefficient de poussée horizontale des terres + la pression de l'eau.

CHOIX du K (coefficient de poussée horizontale des terres) :

Bergaghi établit que la valeur de K ne pourrait pas être déterminée sur une base rationnelle, et le coefficient de poussée latérale des terres à adopter doit varier idéalement avec les conditions de chargement.

Pour le calcul avec P à H/4 et K=0.4, on prendra comme coefficient de sécurité F_s compris entre 1.75 et 2.

le cas d'un gabion circulaire ou en trèfle, le coefficient F_s pour K=0.3 ne doit pas être inférieur à 2.

Donc pour un gabion circulaire on prendra un coefficient de sécurité de 2.5 pour les combinaisons d'actions fondamentales et un coefficient de sécurité de 2 pour les combinaisons d'actions exceptionnelles. Pour un gabion cloisonné, on pourra réduire ces valeurs à 2 et 1.5 respectivement.

d) stabilité interne :

Si on admet l'hypothèse que le batardeau ne se déforme pas, on peut ramener l'étude de la stabilité de la construction cellulaire à l'étude d'une rupture de fondation suivant la méthode de Brinsh Hansen.

Sous l'effet des forces extérieures, la construction est animée d'un mouvement de rotation autour du centre O situé sous sa base, une surface de rupture convexe qui passe par les pieds du gabion et sépare le remblai intérieur du gabion en deux parties :

la partie supérieure participant au mouvement et animée d'une rotation et la partie inférieure reste fixe et solidaire du reste de la fondation, la ligne de glissement est supposée être une spirale logarithmique (constatation sur modèle) de centre O et dont l'équation s'écrit en coordonnées polaires :

$$r_\theta = r_0 \cdot e^{\theta \tan \varphi'}$$

Un coefficient de sécurité de 1.5 est appliqué à l'angle de frottement interne φ' et on utilise un angle $\varphi'' = \varphi' / 1.5$

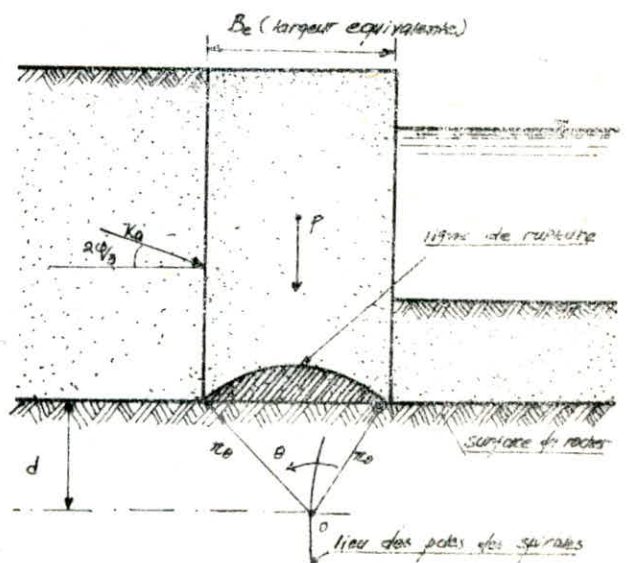
le coefficient de sécurité associé à une spirale est défini par :

$$F = \frac{M_S}{M_M} \quad \text{ou}$$

M_S : est le moment par rapport à O des forces stabilisatrices.

M_M : le moment de renversement moteur.

le S.T.C préconise d'adopter comme coefficient de sécurité 1 dans les C.A.F et de 0.6 dans les C.A.E, si l'on choisit de ne pas prendre de sécurité sur l'angle φ' on retient alors 1.5 pour les C.A.F et de 1.1 pour les C.A.E



I.C2 DIMENSIONNEMENT DES QUAIS EN GABIONS FLOTTANTS

On commencera par un prédimensionnement qui s'effectue dans l'ordre suivant:

1) Détermination de la fiche :

pour se prémunir des renards on détermine la fiche des palplanches qui remplie les conditions suivantes :

a) l'évasion du sol par écoulement

qui peut provoquer la ruine du gabion est conditionnée par la valeur du gradient en B. cette vérification est nécessaire lorsque le niveau d'eau amont et à l'intérieur du gabion est élevé.

$$P_i < P_e \cdot N_q$$

$$N_q = \tan^2(\pi/4 + \phi/2) \cdot e^{\pi \tan \phi}$$

N_q : terme de profondeur employé dans le calcul des fondations

P_i : pression verticale intérieure au pied du gabion tenant compte du poids du remblai et de l'eau, des surcharges et des pressions de courant verticales descendantes

P_e : pression verticale totale des charges et surcharges au pied du gabion attendante

$P_{ei} = i \gamma_w H$ pression de courant à l'intérieur du gabion

$P_{ee} = -i \gamma_w D$ pression de courant à l'extérieur du gabion

γ_w poids volumique de l'eau, i gradient hydraulique obtenue par l'égalisation des pressions hydrauliques

$$i = \frac{h}{H_L + D}$$

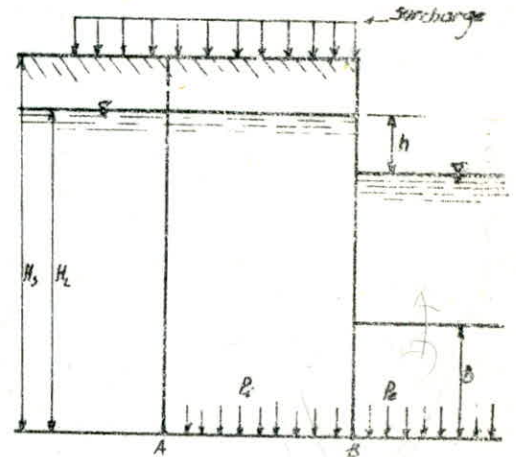
on définira un coefficient de sécurité F contre le renard $F = \frac{P_e \cdot N_q}{P_i}$
par contre on définira f contre un gradient hydraulique excessif en B'

$$f = \frac{i_c}{i} = \frac{\text{gradient hydr critique}}{\text{gradient hydraulique}}$$

avec $i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \approx 1$

b) les forces de renards étant dirigées vers le haut entre les points B, B' , la butée ou la capacité portante au pied sera réduite d'une valeur

$$\frac{K}{2} \cdot i \cdot \gamma_w \cdot D^2$$



2) Résistance des sarrures :

Cette vérification est la même que celle du cas des gabions posés sur rocher

3) Stabilité interne :

Pour cette vérification on utilisera la méthode de Brinsh Hansen qui suppose que l'on a une ligne de rupture passant par les pieds du gabion et séparant le remblai intérieur en deux parties, celle du bas fixe à la fondation, celle du haut participe au mouvement, la méthode est semblable à celle décrite pour les gabions posés sur rocher, à l'exception des forces E_a , E_p sur la portion enterrée du gabion doivent être considérées et que deux modes de ruptures seront testés à savoir le mode X pour gabions faiblement encastrés ou mode A pour des gabions suffisamment fichés dans le sol.

a) Mode X :

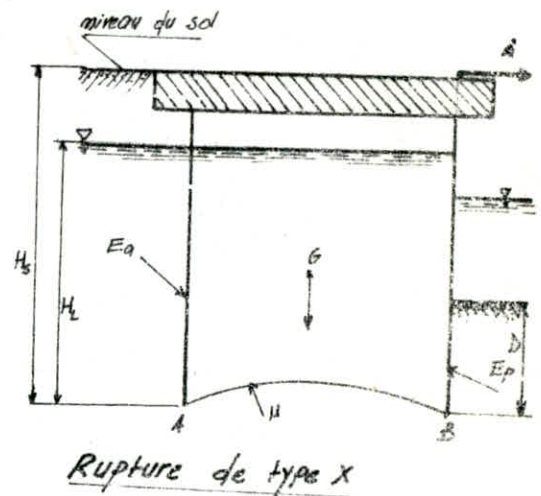
le cas d'une fiche non profonde.
On prendra un coefficient de 1.5 sur l'angle de frottement défini comme suit :

$$\tan \hat{\phi} = \frac{\tan \phi}{1.5}$$

la ligne de glissement est supposée être une spirale logarithmique (correspondant assez bien à la constatation en modèle réduit et simplifiée les calculs à effectuer) d'équation :

$$r_{\theta} = r_0 \cdot e^{\theta \tan \hat{\phi}}$$

passant par les pieds A, B du gabion



le coefficient de sécurité associé à une spirale est défini par :

$$F = \frac{M_s}{M_M}$$

M_s : est le moment par rapport à O des forces stabilisatrices

M_M : le moment de renversement moteur

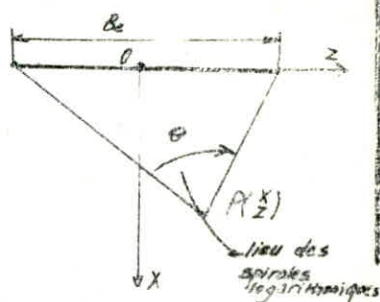
la résistance au cisaillement le long de la ligne de rupture à une résultante qui passe par le pôle de la spirale. Son moment sera donc nul par rapport à ce point.

• Mode suivi dans le calcul :

Pratiquement, on trace graphiquement le lieu des pôles des spirales logarithmiques, vérifiant l'équation déjà citée, et on vérifie point par point le rapport des moments résistants (composante verticale de la poussée, butée, ... poids du gabion diminué de la surface S) et des moments moteurs (composantes horizontales de la poussée et traction des ballards).

les calculs peuvent être nettement plus simples en utilisant le tableau qui donne en fonction de l'angle de frottement $\hat{\phi}$ calculé une série de valeur de X/B_0 , Z/B_0 définies selon la figure par rapport au centre O de la base A, B.

qui nous permettra le tracé point par point des lieux des pôles des spirales et par suite le calcul des moments. Pour la détermination des lieux des spirales on pourra aussi utiliser l'abaque d'OSTERMAYER.



- on effectue une similitude de manière à coïncider les extrémités du gabion avec les points A et B de l'abaque

- en fonction de l'angle φ défini plus haut, on choisit l'asymptote lieu des pôles 0 des spirales. la spirale est caractérisée par le point de l'axe du gabion pour lequel elle passe (point 1, 2, ..., 12) son pôle 0 se trouve à l'intersection de l'asymptote précédemment définie avec la courbe I servant de référence 1 à 12.

- on calcul la somme des moments stabilisateurs et moteurs par rapport au point O ainsi fixé. Toute les forces extérieures sont à considérer y compris les efforts d'amarrage, vents... les efforts dus aux sols et à l'eau (en différenciant la butée qui est stabilisatrice de la poussée qui est motrice). le poids déjaugé des remblais situés au dessus de la spirale.

- Pour évaluer le poids des remblais, on utilisera l'expression de l'aire S de la zone de terrain mort comprise entre la spirale et le rocher.

$$S = \frac{r_{\theta}^2 - r_0^2}{4 \operatorname{tg} \varphi''} - \frac{d \cdot B_e}{2}$$

b) Mode A :

lorsque la fiche D est très grande dans ce cas on s'attend surtout au mode de rupture A qui de toute manière se calcule de la même manière que le mode X sauf que maintenant tout le sol au dessus de la spirale participe au mouvement et que le lieu des pôles se trouve aussi au dessus de AB

le coefficient de sécurité est défini comme le rapport de deux moments M_S, M_M

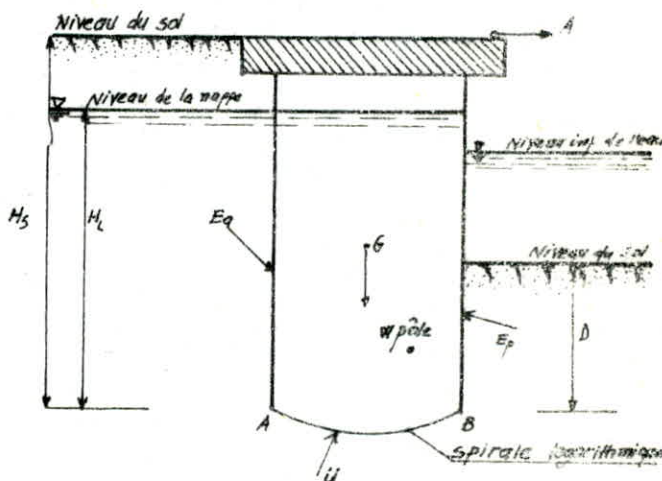
$$F = \frac{M_S}{M_M}$$

M_S : est le moment stabilisateur, par rapport à W du poids total G et des forces E_a, E_p

M_M : est le moment moteur, par rapport à W, de la force totale de renversement

$$P_i - P_u = P_a + P_w - P_u$$

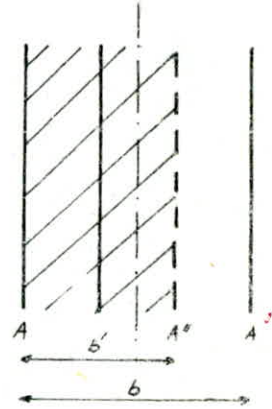
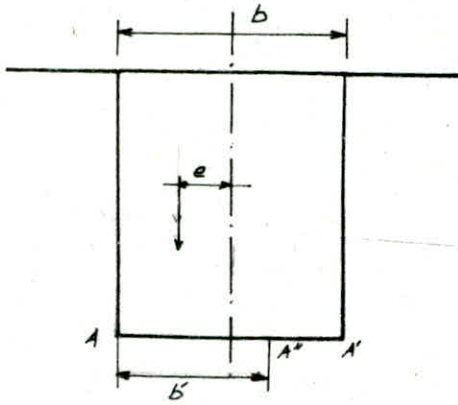
le S.T.C conseille d'adopter les mêmes valeurs de coefficient de sécurité que pour les gabions posés sur le rocher.



4) le poinçonnement:

les gabions flottants doivent être vérifiés vis à vis du poinçonnement. Il peut y avoir rupture par cisaillement du sous-sol.

On assimile le gabion à un monolithe de largeur b (largeur équivalente), on utilise la théorie de Meyroff en tenant compte de l'excentrement et de l'inclinaison de la résultante des forces agissant sur la base.



- b largeur équivalente du gabion
- γ poids volumique du sol autour du gabion
- c cohésion du sol autour du gabion
- D fiche des palplanches
- e excentrement des charges par rapport à l'axe de symétrie
- C_u coefficient non drainé du sol

Meyroff a proposé d'attribuer à la semelle une largeur fictive centrée sur la charge

$$b' = b - 2e$$

on a
$$q_{max} = \frac{1}{2} \gamma (b - 2e)^2 \cdot N_\gamma \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 + (C_u \cdot N_c + \gamma D N_q) \left(1 - \frac{2\alpha}{\pi}\right)^2$$

avec α : l'inclinaison de la charge par rapport à la verticale.

5) le Grand glissement:

On traite le cas des quais qui adossés à un remblai assure outre la fonction d'accostage et d'amarrage des navires, la fonction de soutènement des terres, dans ce type d'ouvrage il faut s'assurer contre les risques de rupture circulaires profondes. La stabilité au grand glissement sera calculée par la méthode applicable à l'analyse des stabilités des pentes et des talus, lorsque le sol de fondation comporte des couches cohérentes ou de plus faibles caractéristiques géométriques, on peut utiliser la méthode de Fellenius ou de Bishop en tenant compte des écoulements et donc des champs de pressions interstitielles.

Fellenius on prend $F_s = 1.05$ si l'on tient pas compte des écoulements on adapte $F_s = 1.2$
 Bishop on prend $F_s = 1.1$ si l'on tient pas compte des écoulements on adapte $F_s = 1.25$
 on fait l'étude d'une tranche, le coefficient de sécurité est défini comme:

$$F_s = \frac{\sum \text{moments résistants maximaux}}{\sum \text{moments moteurs}}$$

la somme des forces internes est nulle, pour la tranche $n-1$ les moments des forces $-V_n, -H_n$ s'opposent à ceux de V_n, H_n de la tranche n et le moment des forces $-V_{n+1}, -H_{n+1}$ de $(n+1)$ s'oppose à celui de V_{n+1} et H_{n+1}
 Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie les calculs, la seule force qui agit sur l'arc ab est le poids W à l'exception des forces internes.

dans ce cas $W = -R_N$

on décompose le poids W en une force normale et une force tangentielle T
 le moment maximal résistant est fourni par R_N

d'après coulomb $(R_N)_t = c_i \cdot \widehat{ab} + N \cdot \tan \varphi_i$

la somme des moments pour toute les tranches est:

$$\sum_1^n R [c_i \widehat{ab} + N \tan \varphi_i]$$

n : nombre totale de tranche

c_i, φ_i : caractéristique mécanique de \widehat{ab}

d'autre part le moment moteur est dû à $T \times R$

donc
$$F_s = \frac{\sum_1^n (c_i \widehat{ab} + N \tan \varphi_i)}{\sum_1^n T}$$

la tranche étant petite, on assimile l'arc ab à la corde

$$\widehat{ab} = \frac{b}{\cos \alpha}, \quad T = W \sin \alpha$$

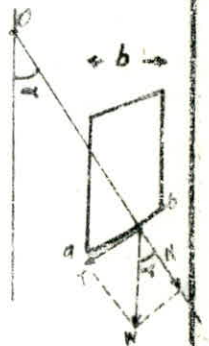
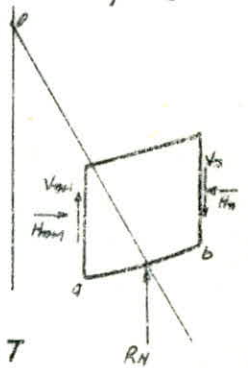
d'où

$$F_s = \frac{\sum_1^n (c_i b / \cos \alpha + W \cos \alpha \tan \varphi_i)}{\sum_1^n W \sin \alpha}$$

s'il y a écoulement la méthode des tranches de Fellenius reste applicable en utilisant comme équation de coulomb $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi'$

on obtient:

$$F_s = \frac{\sum_1^n [c' \frac{b}{\cos \alpha} + (W \cos \alpha - \frac{u b}{\cos \alpha}) \cdot \tan \varphi']}{\sum_1^n W \sin \alpha}$$



I.D les différentes Methodes de calculs

Pour ce genre de construction il existe plusieurs méthodes de calcul, d'une manière générale elle se rapproche l'une de l'autre par le fait que les différents auteurs vérifient les mêmes critères, simplement ils diffèrent sur la stabilité interne, et c'est sur laquelle on insistera le plus.

les méthodes les plus connues actuellement sont trois.

- ① l'ancienne autorité du Tennessee Valley (T.V.A méthode dite de Terzaghi).
- ② Méthode de Cumming
- ③ Méthode de Brinch Hansen.

1/ (1) T.V.A méthode dite de Terzaghi:

cette méthode suggère les étapes suivantes:

A) stabilité au glissement:

Un gabion doit fournir une résistance suffisante aux glissements sur la base due aux pressions hydrostatiques, négligeant n'importe quelle pression active des terres la stabilité au glissement ($F=1.0$) est bonne si

$$P_d = P_p + P_f$$

le facteur de sécurité en cas générale est:

$$F = \frac{P_p + P_f}{P_d}$$

P_d : force de glissement qui tend à faire glisser la construction (horizontale)

P_f : développé par friction sol sur sol = $f \cdot W$, f peut être pris comme $\tan \phi$ ($f = 0,5$)

P_p : force passive de butée en cas de posé sur rocher est prise comme nulle

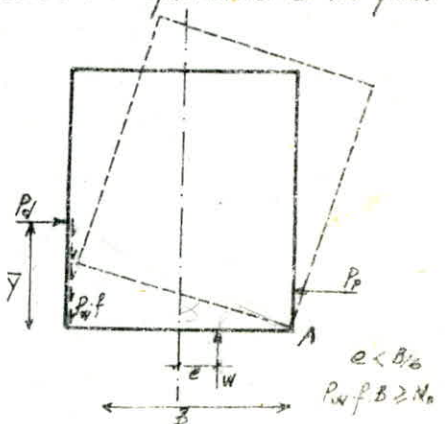
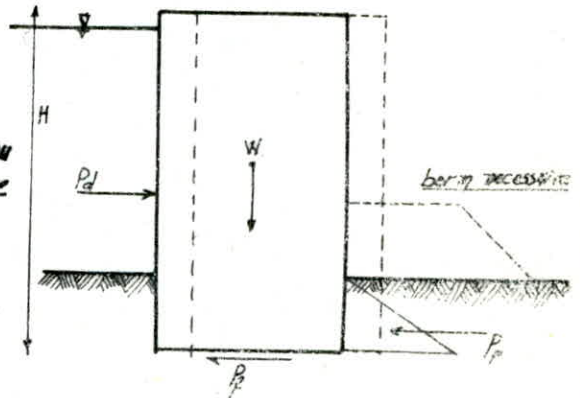
un facteur de sécurité doit être supérieur à 1.1, une valeur d'au moins 1.25 est recommandée si cette analyse contrôle le dimensionnement de la cellule.

B) stabilité au renversement:

le gabion doit être stable contre le renversement, dans cette vérification on trouvera deux types d'analyses. Prevenir le renversement en raisonnant que la terre ne peut pas prendre des forces de tension, le poids résultant doit se trouver dans le milieu d'un tiers de la base.

$$e = \frac{P_d \cdot \bar{y}}{\gamma H B} \leq \frac{B}{6}$$

si les palplanches sont enfoncées à une certaine profondeur dans le sol, les effets des pressions du sol active et passive sur le moment de renversement et la résistance de friction doivent être inclus dans la somme des moments par rapport au point A dans l'équation $B = \bar{y}/f$ ci dessus. à part que cette procédure n'est pas utilisée maintenant par la T.V.A.



c) Cisaillement des cellules:

le cisaillement le long d'un plan à travers la ligne centrale de la cellule est un autre mode de rupture possible ou une distorsion excessive de la cellule. Pour cela la somme de la résistance dans les joints et la résistance du sol au cisaillement doit être égale ou supérieure que le cisaillement due au effet de renversement. de là supposons une distribution de pression linéaire à travers la base de la cellule

$$M = \frac{2}{3} \cdot B \cdot V$$

calculons le cisaillement due au renversement sur le plan à travers la ligne centrale.

$$V = 1,5 \frac{M}{B}$$

la résistance au cisaillement doit être égale ou supérieure à cette valeur afin qu'il y est stabilité au cisaillement la résistance du sol au cisaillement peut être calculée par

$$F_s = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_a \cdot \tan \varphi$$

Où le coefficient des pressions actives des terres K_a est calculé de la construction du cercle de Mohr, Ce calcul est nécessaire puisque la pression latérale n'est pas une contrainte principale avec un cisaillement sur le plan, cette pression est cependant une pression normale (qui est représentée par l'ordonnée AB sur le cercle de Mohr la contrainte sur un plan perpendiculaire par rapport à l'horizontale) est la valeur de la contrainte comme représentée par CD qui est aussi la pression verticale $\gamma_a \cdot H$ on trouve

$$K_a = \frac{\cos^2 \varphi}{2 - \cos^2 \varphi}$$

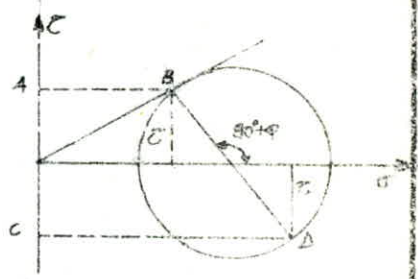
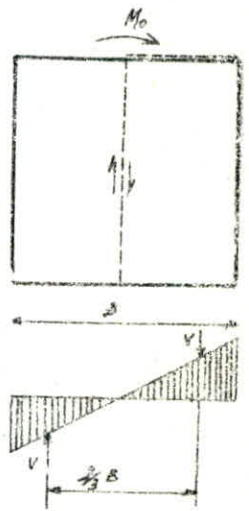
K_a décroît progressivement quand φ augmente cependant les valeurs de K_a tendent à être à peu près deux fois plus grandes que celles de Rankine pour le même φ . Il est plutôt convenable et très exacte d'utiliser la moyenne d'unité du poids γ_a du sol dans la cellule que de considérer une partie du sol dans un état humide et le restant submergé dans l'équation $F_s = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \tan \varphi$.

Pour les cellules en feuilles de trèfles il serait nécessaire d'utiliser une valeur $\tan \delta$ au lieu de $\tan \varphi$ puisque le sol agit sur le mur diaphragme verticale, la friction dans les agrèphes joint doit contrecaler simultanément la distorsion perpendiculaire due au cisaillement qui pourrait prendre place. cette force est calculé en utilisant l'équation conventionnelle de la tension périphérique du cercle $T = q_n \cdot r$

D) Tension dans les serrures :

pour une distribution triangulaire de pression la force due à la tension périphérique est

$$T = 0,5 \gamma H_c (0,75 H_c) \cdot K_a \cdot r$$



la force résultante à la résistance de friction est T_f :

$$F_3'' = T_f = 0.375 \cdot \gamma H_c^2 \cdot K_a \cdot r \cdot f$$

généralement le coefficient de friction est pris comme égale à 0.3 puisque les annales considèrent un poids unitaire, donc la résistance au cisaillement est:

$$F_3' = \frac{F_3''}{L} = \frac{0.375 \cdot \gamma H_c^2 \cdot K_a \cdot f \cdot r}{L}$$

ou L est la distance entre mur (pour gabion cloisonné) $L=r$ pour gabion circulaire. Il faudra noter que la tension périphérique circulaire dans les arcs et cloisons est toujours T_f , si le raccordement se fait à 120° la résistance totale au cisaillement de la cellule est la somme de la résistance du sol et la friction dans les joints de la cellule

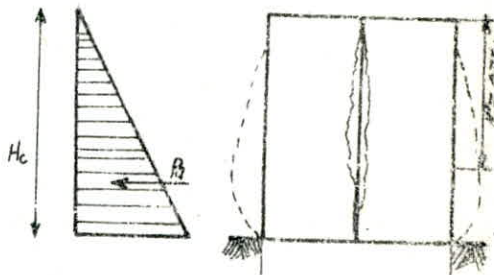
$$F_{3t} = F_3 + F_3'$$

$$F_{3t} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \tan \varphi + \frac{3}{8} \gamma H' (H_c) \frac{K_a r \cdot f}{L}$$

le coefficient de sécurité de cette analyse est comme suit:

$$F = \frac{F_{3t}}{V} = \frac{F_{3t} \cdot 2B}{3M}$$

une valeur de $F = (1.1, 1.25)$ doit être utilisée.



2/ Méthode de Cumming:

En 1960 cumming proposa une méthode d'analyse des cellules gabionnées basé sur l'étude de modèle réduit pour l'inclinaison d'un gabion sur des roches, cette méthode fournit une simple analyse.

Toute fois les modèles construits en tenant compte de la raideur du matériau vis à vis de l'analogie faite sur la construction, qui ne sera pas réaliste l'orsqu'on réalise la flexibilité des palplanches de section et dimension des étamps de structure

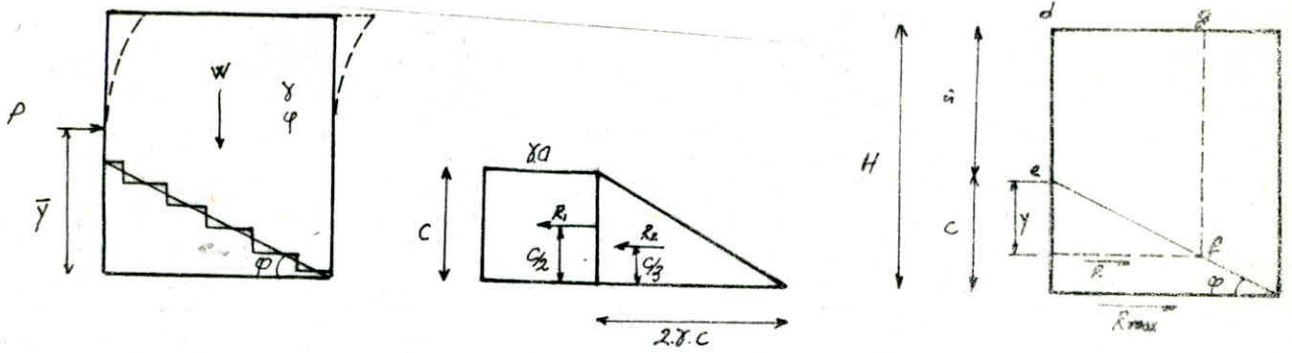
D'après la T.V.A il ont fait des modèles étudiés non publiés similaires à ceux de cumming essentiellement les mêmes types de rupture seront observés, il restait pour cumming que développer la méthode analytique présentée. Cette méthode a été utilisée avec succès dans l'étude de plusieurs constructions gabionnées et elle est extrêmement simple l'analyse est basé sur le fait que le terrain de remplissage résisterait à la distorsion latérale de la cellule à travers l'établissement de la résistance du sol au glissement sur les plans horizontaux.

cette résistance sera développée par un triangle formant un angle φ avec l'horizontale, le triangle du terrain sera dans un état de pression passive et stabilisé par le terrain qui agit comme surcharge le poids de ce terrain est affecté γy , la dérivation est complète quand on peut écrire une expression pour la résistance de la cellule en terme de résistance passive.

$$R = R_1 + R_2$$

$$R_1 = \gamma_0 \cdot C$$

$$R_2 = \frac{1}{2} \gamma_0 \cdot C \cdot C = \gamma_0 \cdot C^2$$



$$R = W_1 \cdot \tan \varphi \quad \text{donc} \quad R = \gamma(a + y)y \cot \varphi$$

$$W_1 = \gamma(a + y)y \cot \varphi$$

$$R_{\max} \text{ si } y_{\max} \text{ or } y_{\max} = c \text{ avec } \begin{cases} c = B \tan \varphi \\ a = H - c \end{cases} \Rightarrow R_{\max} = \gamma B H \tan \varphi$$

$$R = \gamma a c + \gamma c^2$$

$$M_1 = R_1 \bar{y}_1 = R_1 \cdot \frac{c}{2}$$

$$M_2 = R_2 \bar{y}_2 = R_2 \cdot \frac{c}{3}$$

$$M_r = M_1 + M_2 = \frac{\gamma a c^2}{2} + \frac{\gamma c^3}{3} \quad \text{moment résistant du sol totale}$$

$$T = P \cdot r = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot k \cdot a \cdot r \quad \text{résistance de flexion des serrures}$$

$$M'' = T \cdot f \cdot b_1 = P \cdot r \cdot f \cdot b_1 \quad \text{pression à l'éclatement combinée à la friction dans les joints provoque un moment } M''$$

le moment par mètre linéaire d'arc.

$$M_r = \frac{P \cdot r \cdot f \cdot n \cdot b_1}{r} = P \cdot f \cdot b$$

le moment totale du sol + résistance des palplanches

$$M_{\text{Er}} = M_r + M_1 = \frac{\gamma a c^2}{2} + \frac{\gamma c^3}{3} + P \cdot f \cdot b$$

le coefficient de sécurité F est :

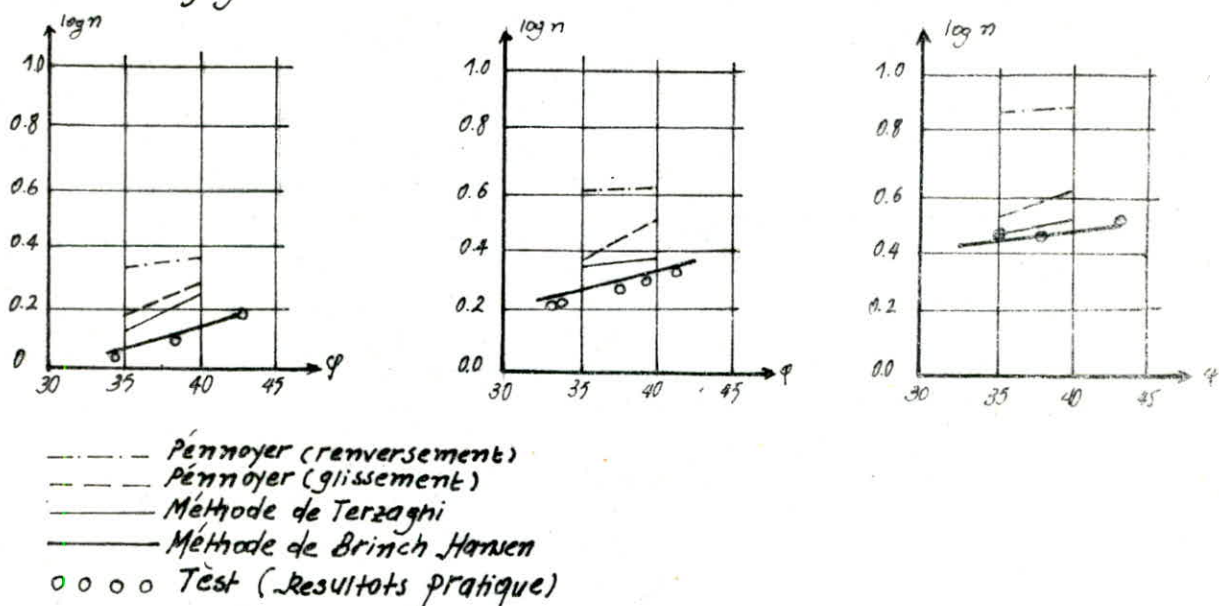
$$F = \frac{M_{\text{Er}}}{M_0}$$

M_0 : moment renversant

pour cette méthode la vérification du glissement a été déjà montrée dans le cas de la T.V.A.

I. E. Concordance entre les différentes Methodes proposées

le point que nous étudierons sera la concordance entre les théories de Pénnoyer, Terzaghi, Cumming, ..., avec les résultats obtenues au Laboratoire par les tests, et voir si ces travaux correspondent aux résultats trouvés par Brinch Hansen, la théorie de Pénnoyer qui n'a pas été signalée revient à la simplification qui a été prise, et la critique portée à son égard était de considérer comme boîte rigide et indéformable le gabion, chose qui exclut l'équilibre de Rankine. on examinera les théories de Pénnoyer de Terzaghi en faisant une étude étroite entre les modèles de test et théories décrites, concernant les constructions posées sur terre. Qui montre la stabilité selon le renversement par Pénnoyer et glissement et selon Terzaghi et Brinch Hansen.



la stabilité des cellules gabionnées doit être calculée dans l'état ultime de rupture pour cela on pourra dès le début éviter les méthodes qui considèrent les phases élastiques ou avant rupture.

Il est apparent que la méthode de calcul de Pénnoyer, Terzaghi donne des résultats mal ajustés en comparaison avec ceux des tests.

C'est donc un compromis qui se fait entre choix des méthodes et des résultats obtenues, et on ne peut avancer de commentaire sur les trois graphes, à part que l'on voit bien que la méthode de Pénnoyer, Terzaghi et Brinch Hansen montrent bien le développement des méthodes de calcul pour la stabilité totale.

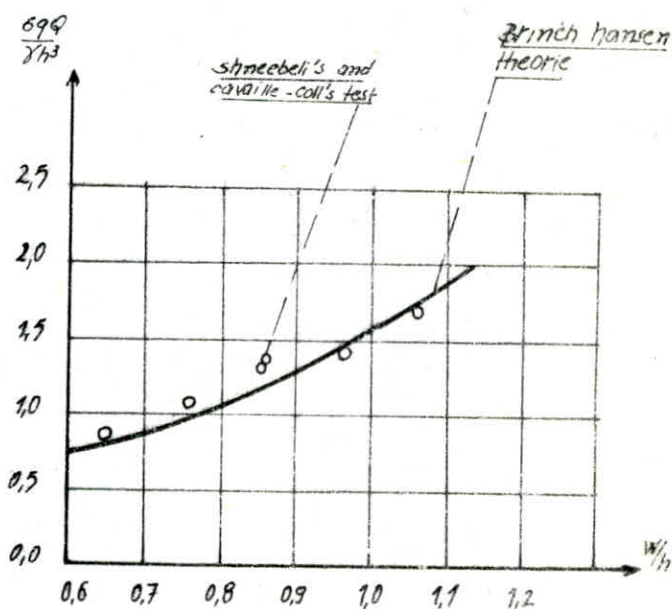
la méthode de Brinch Hansen présente le cas le plus avancé et le plus préféré dans le calcul.

I.F./ Test fait par d'autres auteurs :

- Shmeebéli et Cavaille ont fait des tests sur des cellules de structure constituant simplement du sable de remplissage posé sur rocher.

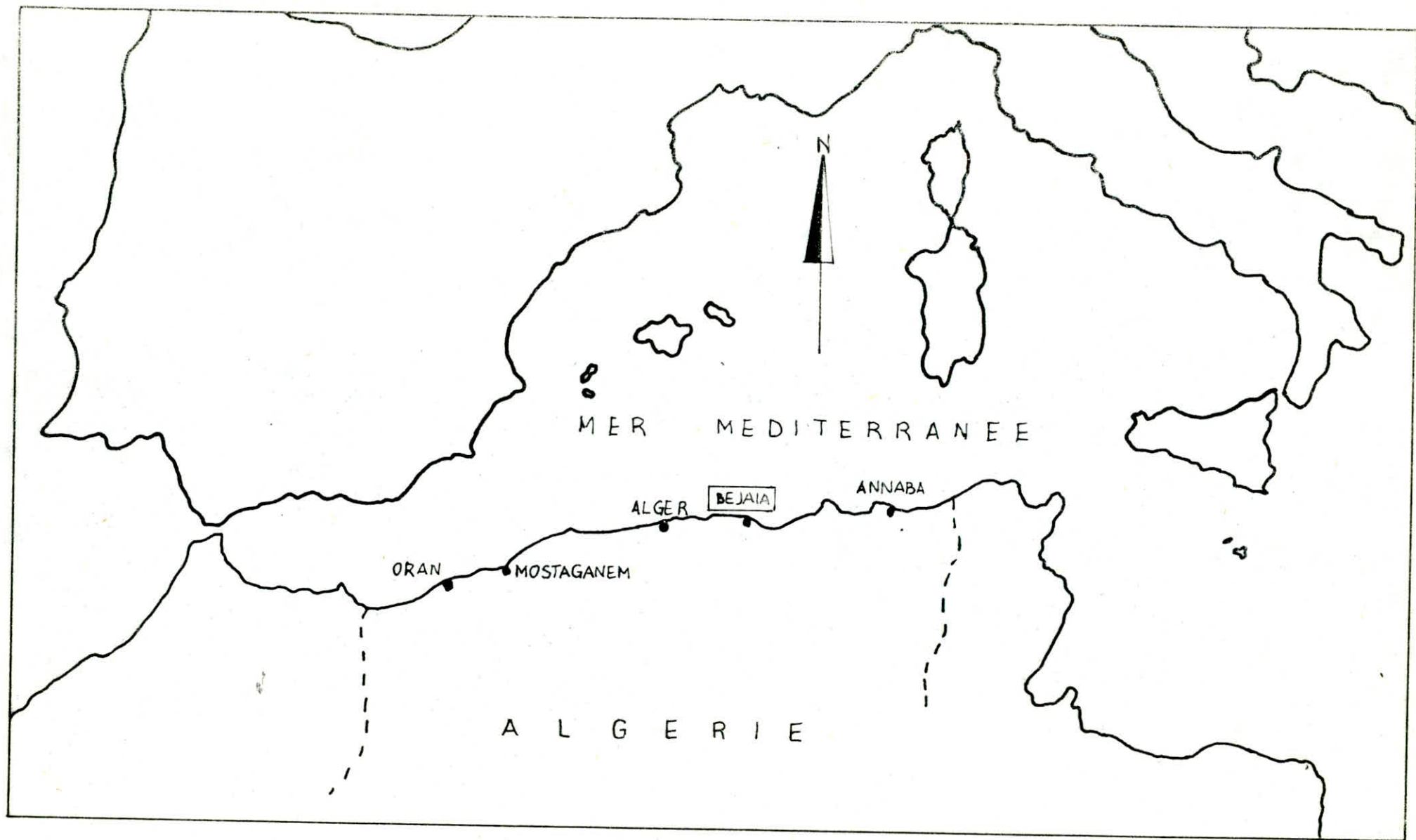
les résultats obtenus portés sur le schéma montre la charge de rupture calculée par Brinch H. et en tenant compte de l'erreur commise dans le calcul de l'angle de frottement on peut dire qu'il y a une concordance entre Brinch Hansen et les tests de Shmeebéli et Cavaille.

- Cumming aussi présenta un modèle de test en 1957, qui était en forme cubique présentait quatre faces, remplis de gravier ayant un angle de frottement interne $\varphi = 39^\circ$ de poids unitaire 1,55, 1,57. Ses dimensions sont $L \cdot W = 62,3 \times 48,6 \text{ cm}^2$. Ce modèle était fait en bois et posé sur une pierre plate. Les résultats de Cumming tests montrent aussi une concordance entre la théorie de Brinch Hansen et les résultats pratiques.



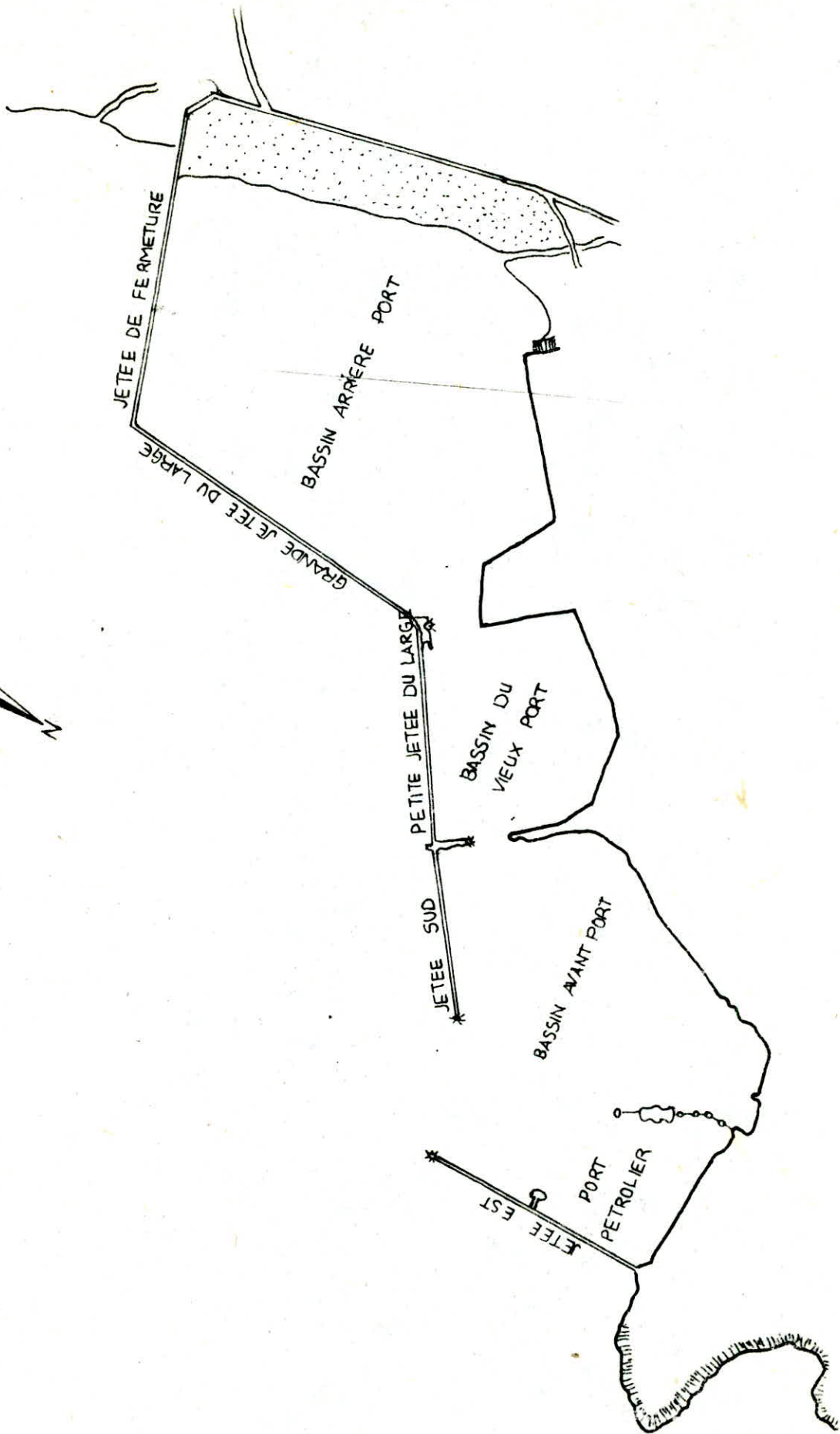
Conclusion:

En fin on dira que les théories établies se rapprochent un petit peu de la théorie mais l'on notera que celle de Brinch Hansen interprète mieux les résultats pratiques, et elle est conseillée pour le calcul.



echelle 1/8800 000

1cm → 88km



echelle: 1/15 000

II Application à un cas réel (Nouveau Quai de Bejaïa)

II.A / caractéristiques du navire de projet:

le navire de projet est défini comme "le plus gros navire susceptible de fréquenter le quai, dans les conditions normales d'exploitation".

les principales caractéristiques à connaître sont:

- longueur hors tout L (pour la disposition des organes d'amarrage et d'accostage)
- le creux c (pour le dimensionnement et la disposition de la poutre de couronnement).

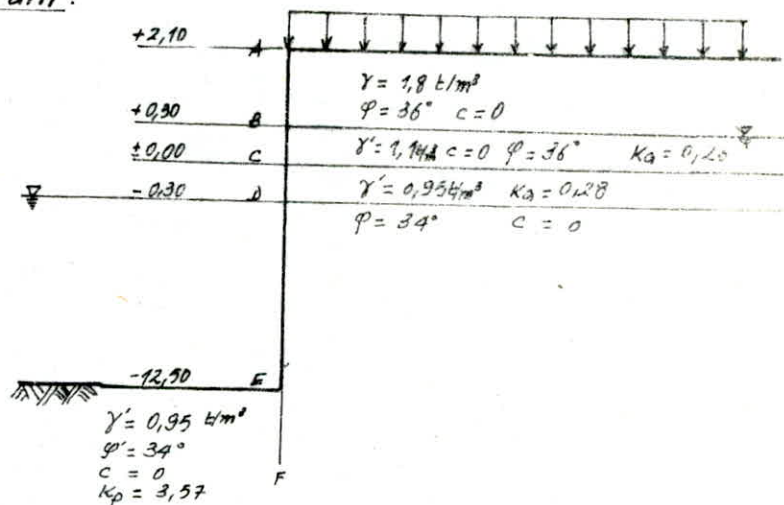
• Tirant d'eau : 10,20 m.

$L = 200$ m

• Largeur $B = 25$ m

$c = 15$ m.

II.B / caractéristiques du terrain:



On suppose que l'effort de marnage est constant pour se placer bien dans la sécurité on optera pour des gabions cloisonnés car la largeur de l'ouvrage n'est pas ici limitée par la résistance des serrures, la stabilité peut donc être facilement acquise par augmentation de la largeur. D'autre part, les tensions dans les palplanches sont mieux réparties que dans les gabions circulaires, elles sont même inférieures, ce type de structure est bien adapté aux murs de quais exécutés à partir du terrain naturel et achevés par dragage.

Il peut convenir cependant pour les murs de quai construits à l'avancement en eau relativement calme et lorsque la fiche est suffisante pour assurer la stabilité des cellules avant leur remplissage. Ces ouvrages sont généralement fondés sur terrain meuble ou sur une couche dure ou rocheuse accessible, comme c'est dans notre cas ci présent.

Pour la méthode de calcul on suivra le cas des gabions flottants cloisonnés comme elle a été présentée dans la partie théorique.

Contraintes de poussée :

$$\begin{aligned} \sigma_a &= K_a \cdot P = 0,26 \cdot 6 = 1,56 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_b &= K_a \cdot P + \gamma K_a h = 1,56 + 1,8 \cdot 0,26 \cdot 1,8 = 2,41 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_c &= \sigma_b + K_a \gamma' h' + \gamma_w \cdot h' = 2,41 + 0,26 \cdot 1,1 \cdot 0,3 + 1 \cdot 0,3 = 2,80 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_d &= \sigma_c + K_a \gamma'' h'' + \gamma_w \cdot h'' = 2,80 + 0,28 \cdot 0,95 \cdot 0,3 + 1 \cdot 0,3 = 3,180 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_e &= \sigma_d + K_a \gamma' h''' = 3,180 + 0,28 \cdot 0,95 \cdot 12,2 = 6,425 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{Fa} &= 6,425 + 0,28 \cdot 0,95 \cdot t = 6,425 + 0,266t \end{aligned}$$

Contraintes de butées :

$$\begin{aligned} \sigma_d &= 0 \\ \sigma_{EP} &= \gamma' \cdot K_p \cdot t = 0,95 \cdot 3,57 \cdot t = 3,391t \end{aligned}$$

le point de pression nulle s'obtient en égalisant les contraintes de poussées et de butées au point F.

$$\sigma_{Fa} = \sigma_{EP} \Rightarrow 6,425 + 0,266t = 3,391t \quad \text{d'où } t = 2,056 \text{ m}$$

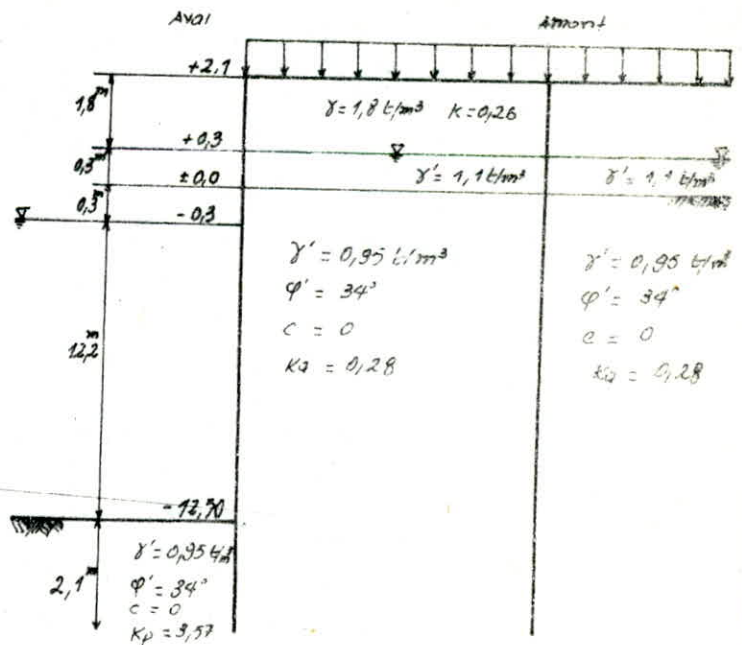
on prend 2,1 m, la hauteur des palplanches est de $2,1 - (-12,5) - (-2,1) = 16,7 \text{ m}$

II.c / Détermination de la largeur équivalente :

la condition nécessaire et suffisante d'équilibre du massif et qu'à chaque niveau l'effort tranchant dûe au forces externes soit inférieure à la réaction du glissement du massif interne, donc il suffit que cette condition soit remplie à la base ce qui permet de calculer la largeur équivalente qui est donnée par la relation suivante :

$$b = \frac{F \cdot E_T}{P \cdot \theta \varphi}$$

- φ : angle de frottement interne du sol
- E_T : effort tranchant au niveau voulu.
- F : coefficient de Sécurité pris 1,2
- P : contrainte au niveau voulu.
- b : largeur minimale équivalente.



Détermination des forces extérieures sur le massif interne:

Arc Aval :

cote	φ	γ	Δh	$\gamma \cdot \Delta h$	P	$P + \Sigma \gamma \Delta h$	K_a	$P' = K(P + \Sigma \gamma \Delta h)$	Δe	$P'' = P' + \Delta e$	$P'' - b'$
2,1	36	1,8	1,8	3,24	6	6		1,56		1,56	
0,3	36	1,1	0,3	0,33	6	9,24	0,26	2,40		2,40	
0,00	34	0,95	0,3	0,29	6	9,57	0,26	2,49	0,3	2,79	
-0,3	34	0,95	12,2	11,59	6	9,86	0,28	2,57	0,6	3,17	
-12,50	34	0,95	2,06	1,96	6	21,45	0,28	5,82	0,6	6,42	
-14,56	34	0,95			6	23,40	0,28	6,37	0,6	6,97	0,02

buteé à la cote -14,56 $b' = K_p \cdot \gamma \cdot b = 3,57 \cdot 0,95 \cdot 2,06 = 6,99 \text{ t/m}^2$

Arc Amont :

2,1	36	1,8	1,8	3,24	6	6	0,26	1,56		1,56
0,3	36	1,1	0,3	0,33	6	9,24	0,26	2,40		2,40
0,00	34	0,95	0,3	0,29	6	9,57	0,28	2,49		2,49
-0,3	34	0,95	12,2	11,59	6	9,86	0,28	2,57		2,57
-12,50	34	0,95	2,06	1,96	6	21,45	0,28	5,82		5,82
-14,56	34	0,95			6	23,41	0,28	6,37		6,37

Détermination des efforts tranchants à chaque niveau et de l'effort résultant à la base

cote	Δh	poussée Aval	poussée Amont	poussée résultante	poussée Moyenne	$\Delta E_T = P \cdot \Delta h$	E_T
+2,1		1,56	1,56	3,12			
+0,30	1,8	2,40	2,40	4,80	3,96	7,13	
±0,00	0,3	2,79	2,49	5,28	5,04	1,51	7,13
-0,30	0,3	3,17	2,57	5,74	5,51	1,65	8,64
-12,50	12,2	6,42	5,82	12,24	8,99	109,68	109,68
-14,56	2,06	0,02	6,37	6,39	9,72	19,20	139,17

à la cote -14,56 $P = p + \Sigma \gamma \Delta h$ est 23,40 t/m²

l'effort tranchant à la base est de 139,17 t/m, on choisit un coefficient de sécurité de 1,54

la longueur équivalente minimale sera $b = F \cdot \frac{E_T}{P \cdot \gamma} = \frac{1,54 \cdot 139,17}{23,4 \times 19,34} = 13,6 \text{ m}$.

I.D / Prevention du renard:

le gradient hydraulique doit être limite pour prévenir l'éväsion du sol et la formation d'un conduit qui peut provoquer la ruine du gabion. on doit vérifier la relation:

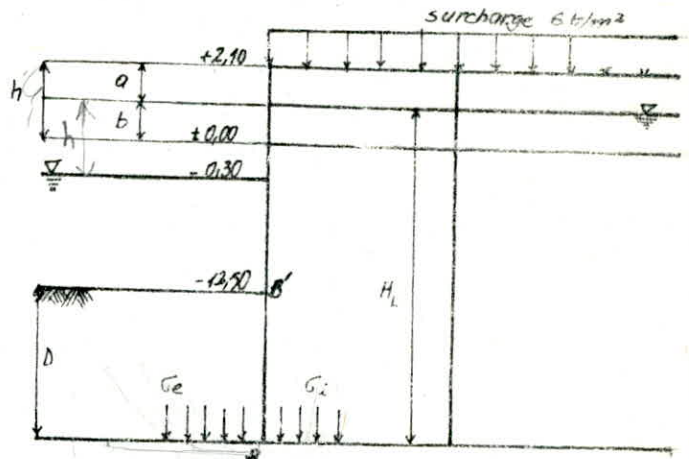
$$\sigma_i < \sigma_e \cdot N_q$$

N_q : terme de profondeur employé dans le calcul des fondations

σ_i : pression interne verticale au pied

du gabion tenant compte du poids du remblai, surcharges... et des pressions de courant.

σ_e : pression verticale externe au pied du gabion tenant compte de poids du remblai,



et soit i : la perte de charge évaluée d'une façon quelconque, mais que nous supposons proportionnelle au trajet parcouru par l'eau. l'égalité des pressions hydrauliques

$$(H_L - h) + D i = H_L - L H_L \Rightarrow i = \frac{h}{D + H_L}$$

on a $D = 2,1 \text{ m}$

la pression du courant à l'intérieur du gabion est $P_i = i \gamma_w \cdot H_L$

la pression du courant à l'extérieur du gabion est $P_e = -i \gamma_w \cdot D$

h : perte de charge totale, H_L : la hauteur de la nappe phréatique derrière le gabion = 14,9 m

$$i = 3,53 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_i = \rho + \gamma \cdot a + \gamma' \cdot b + \gamma'_2 (H_L - b) + \gamma_w \cdot H_L + i \gamma_w \cdot H_L = 38,87 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_e = \gamma' \cdot D + (H_L - h) \cdot \gamma_w - i \gamma_w \cdot D = 16,22 \text{ t/m}^2$$

$$N_q = \lg^2 \left(\frac{\pi q}{4} + \frac{q}{2} \right) \cdot e^{\pi^2 \gamma p} = 29,44$$

d'où $\sigma_i = 38,87 < (\sigma_e = 16,22) \times (N_q = 29,44)$

donc pas de phénomène de renard avec un coefficient de sécurité F :

$$F = \frac{\sigma_e \cdot N_q}{\sigma_i} = 12,28$$

• le coefficient de sécurité contre un gradient hydraulique excessif est:

$$F = \frac{i_c}{i}$$

lorsque la perte de charge augmente, le débit d'écoulement augmente (loi de DARCY

$q = A \cdot K \cdot i$, A section du tube de courant, K perméabilité, i gradient hydraulique)

la pression effective décroît pour s'annuler pour une valeur critique du gradient hydraulique et se produit le phénomène de bouillonnement,

la contrainte effective au pied du gabion à la profondeur Z est:

$$\sigma_e = Z \gamma - i_c \gamma_w \cdot Z = 0 \Rightarrow \gamma - i_c \gamma_w = 0 \Rightarrow i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{0,95}{1} = 0,95$$

le coefficient de sécurité contre le gradient hydraulique est: 1

$$F_3 = \frac{i_c}{i} = \frac{0,95}{3,53 \cdot 10^{-2}} = 26,91$$

donc il n'y aura pas de soulèvement du terrain du gabion.

le point qu'il faudrait aussi voir que les forces de renard vers le haut entre les points BB' ne doivent pas réduire la contrainte effective verticale suffisamment pour affecter la butée ou la capacité portante au pied, la butée effective est réduite,

le long de BB' par l'effet du gradient hydraulique i dirigé vers le haut, d'une quantité de $\frac{K_p}{2} \cdot i \cdot \gamma_w \cdot D^2$, K_p coefficient de butée
 i gradient hydraulique
 $D = 2,1 \text{ m}$.

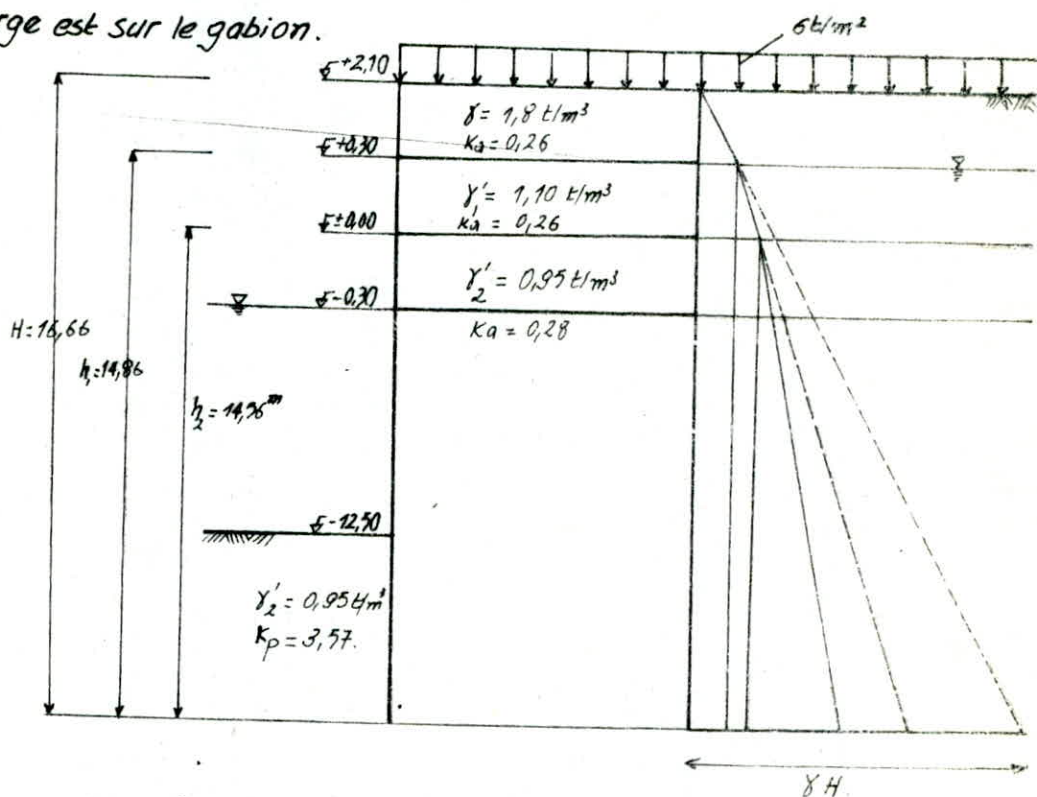
$$K_p = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2) = 3,54$$

$$\frac{K_p}{2} \cdot i \cdot \gamma_w \cdot D^2 = 0,275 \text{ t/m}$$

ce qui est négligeable devant $B = 11,12 \text{ t/m}$
 on ne tiendra pas compte de cette réduction dans les calculs.

II E/ Vérification du gabion au renversement :

CAS où la surcharge est sur le gabion.



la poussée horizontale : $P_H = P_{H1} + P_{H2}$

$$P_H = \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H^2 - h^2) \cdot K_{a1} + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (h_1^2 - h_2^2) \cdot K_{a1} + K_{a1} \cdot P \cdot (H - h_2) \right] \cdot \cos \delta_1 + \left[\frac{1}{2} \cdot K_{a2} \cdot \gamma'_2 \cdot h_2^2 + K_{a2} \cdot P \cdot h_2 \right] \cdot \cos \delta_2$$

$$P_H = 64,86 \text{ t/m}$$

$$M_{\text{base}} = \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \left(\frac{H^3}{3} - \frac{h^3}{3} \right) \cdot K_{a1} + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot \left(\frac{h_1^3}{3} - \frac{h_2^3}{3} \right) \cdot K_{a1} + \frac{K_{a1}}{2} \cdot P \cdot (H - h_2) \right] \cdot \cos \delta_1 + \left[\frac{1}{2} \cdot K_{a2} \cdot \gamma'_2 \cdot \frac{h_2^3}{3} + \frac{K_{a2}}{2} \cdot P \cdot h_2 \right] \cdot \cos \delta_2$$

$$M = 441,46 \text{ t.m/m}$$

d'où z le bras de levier de la poussée résultante horizontale par rapport à la base

$$z = \frac{M}{P_H} = 6,81 \text{ m}$$

$$P_V = P_{V1} + P_{V2} \quad (\text{poussée verticale résultante})$$

$$P_{V1} = P_{H1} \cdot \tan \delta_1 = 7,25 \text{ t/m}$$

$$P_{V2} = P_{H2} \cdot \tan \delta_2 = 20,30 \text{ t/m}$$

$$P_V = P_{V1} + P_{V2} = 27,55 \text{ t/m}$$

Calcul de la butée :

$$B = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot t^2 \cdot K_p = 7,20 \text{ t/m} \quad \text{majoration de 50\%} \quad B = 10,79 \text{ t/m}, \quad \text{bras de levier } z =$$

le poids du gabion par mètre de largeur est w .

w_s : résultante de la surcharge sur le gabion

$$w_s = P \times b = 6 \cdot 13,6 = 81,6 \text{ t/m}$$

w_1 : poids du remblai dans le gabion au dessus de la nappe.

$$w_1 = \gamma \cdot h \cdot b = 1,8 \cdot 1,8 \cdot 13,6 = 44,06 \text{ t/m}$$

w_2 : poids du remblai dans le gabion au dessous de la nappe.

$$w_2 = \gamma'_1 \cdot h \cdot b + \gamma'_2 \cdot h' \cdot b = 192,60 \text{ t/m}$$

$$w = w_s + w_1 + w_2 = 318,26 \text{ t/m}$$

le coefficient de sécurité au renversement est $F_s = \frac{M_s}{M_r}$

$$M_s = M_{g+p} + M_{P_v} = w \cdot \frac{b}{2} + P_v \cdot b = 2538,85 \text{ t.m/m}$$

$$M_r = -M_B = 64,84 \cdot 6,81 - 10,79 \cdot \frac{2,06}{3} = 434,15 \text{ t.m/m}$$

$$F = \frac{M_s}{M_r} = 5,83 > 3$$

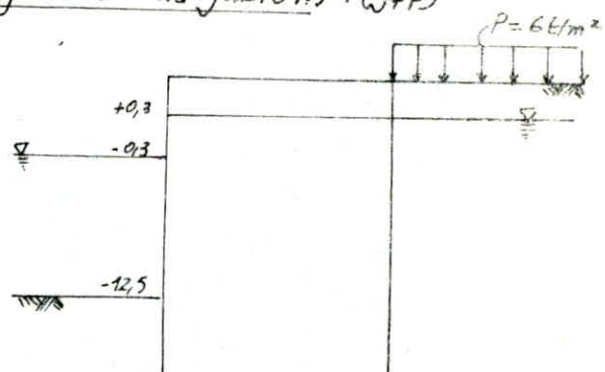
Vérification du renversement (surcharge à côté du gabion) : (g+p)

$$w = w_1 + w_2 = 44,06 + 192,6 = 236,66 \text{ t/m}$$

$$M_s = w \cdot \frac{b}{2} + P_v \cdot b = 1983,68 \text{ t.m/m}$$

$$M_r = 434,15 \text{ t.m/m}$$

$$F_s = 4,57 > 3$$



combinaison g+1,2P surcharge à côté :

$$P_H = 69,97 \text{ t/m} \quad , \quad M = 483,67 \text{ t.m/m} \quad z = 6,91 \text{ m}$$

$$P_v = P_{v_1} + P_{v_2} \quad , \quad P_{v_1} = P_H \cdot \tan \delta_1 = 16,87 \cdot \tan 24 = 7,51 \text{ t/m}$$

$$P_{v_2} = P_H \cdot \tan \delta_2 = 53,10 \cdot \tan 22,67 = 22,18 \text{ t/m} \quad P_v = 29,69 \text{ t/m}$$

la butée est $10,79 \text{ t/m}$ le poids du gabion /m de largeur $w = 236,66 \text{ t/m}$.

$$M_s = 236,66 \cdot \frac{13,6}{2} + 29,69 \cdot 13,6 = 2013,07 \text{ t.m/m}$$

$$M_r = 69,97 \cdot 6,91 - 10,79 \cdot \frac{2,06}{3} = 476,08 \text{ t.m/m}$$

$$F_s = 4,23 > 3$$

combinaison S+1,5P (surcharge à côté du gabion) :

$$P_H = P_{H_1} + P_{H_2} = 17,77 + 59,87 = \underline{77,64 \text{ t/m}}$$

$$M = 546,98 \text{ t.m/m} \quad \Rightarrow \quad \underline{z = 7,05 \text{ m.}}$$

$$P_V = P_{V_1} + P_{V_2} = P_{H_1} \cdot \text{tg } \delta_1 + P_{H_2} \cdot \text{tg } \delta_2 = \underline{32,92 \text{ t/m.}} \quad \text{la butée B est de } 10,79 \text{ t/m}$$

Poids du gabion / m de largeur $w = 236,66 \text{ t/m.}$

$$M_s = 2057 \text{ t.m/m} \quad M_r = 539,95 \text{ t.m/m} \quad \Rightarrow \quad \underline{F_s = 3,81 > 3.}$$

COMBINAISON g+P+S(E) (surcharge placée à côté du gabion) :

pour le calcul de la poussée et de la butée des terres, on applique la formule de MONOBE OKABE.

$$K_h = 0,16g, \quad K_v = 0, \quad \varphi_2 = 34^\circ, \quad \delta_{a_2} = 2g\varphi_2 = 22,67^\circ$$

$$\delta_p = 0 \Rightarrow \theta = \text{tg}^{-1} \cdot \frac{K_h}{1-K_v} = \text{tg}^{-1} 0,16 = 9,09^\circ$$

$$\varphi_1 = 36^\circ \Rightarrow \delta_{a_1} = \frac{2}{3}\varphi_1 = 24^\circ$$

$$K_{a_1} = \frac{\cos^2(\varphi_1 - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\delta_{a_1} + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_1 + \delta_{a_1}) \cdot \sin(\varphi_1 - \theta)}{\cos(\delta_{a_1} + \theta)}} \right]^2} = \underline{0,34.}$$

$$K_{a_2} = \frac{\cos^2(\varphi_2 - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\delta_{a_2} + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_2 + \delta_{a_2}) \cdot \sin(\varphi_2 - \theta)}{\cos(\delta_{a_2} + \theta)}} \right]^2} = \underline{0,36.}$$

pour la butée

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2\theta \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \theta)}{\cos\theta}} \right]^2}$$

pour φ_1 $K_{p_1} = 4,15$
 pour φ_2 $K_{p_2} =$

$$P_H = 83,75 \text{ t/m} \quad M = 570,91 \text{ t.m/m.} \quad \text{d'où } \underline{z = 6,82 \text{ m.}}$$

pour le gabion : force horizontale $+ 0,1\alpha W$ $\alpha = 1$ zone 2 R.P.S 69.
 force verticale $\pm 0,2\alpha W$

pour vérifier le renversement on prend $-0,2\alpha W$, pour le séisme on prend la charge à côté du gabion.

$$P_{V_1} = P_{H_1} \cdot \text{tg } \delta_{a_1} = 21,88 \cdot \text{tg } 24 = 9,74 \text{ t/m.}$$

$$P_{V_2} = P_{H_2} \cdot \text{tg } \delta_{a_2} = 62,47 \cdot \text{tg } 22,67 = 26,09 \text{ t/m.} \quad \left| \quad P_V = 9,74 + 26,09 = \underline{35,83 \text{ t/m.}} \right.$$

la butée résultante = $\frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot D^2 \cdot 1,5 = \frac{1}{2} \cdot 3,82 \cdot 0,95 \cdot 2,06^2 \cdot 1,5 = 11,55 \text{ t/m}$ $z = \frac{2,06}{3}$

M_s : le moment par rapport à l'arrête avant du gabion des forces stabilisatrices:

$$M_s = (w' - 0,2\alpha w') \cdot b/2 + P_v \cdot b = 1774,72 \text{ t.m/m}$$

M_r : le moment par rapport à l'arrête des forces renversantes:

$$M_r = P_H \cdot z_a + 0,1 \cdot w' \cdot b/2 - B \cdot z_b = 724,17 \text{ t.m/m}$$

d'où $F_s = \frac{1774,72}{724,17} = 2,45$ donc on ne craint pas le renversement.

II. F / stabilité interne : (S+P) surcharge sur le gabion.

on applique un coefficient de sécurité de 1,5 à l'angle de frottement interne $\varphi' = \frac{16,66}{1,5}$

$K_a = 0,41$ $\delta_a = 16,66^\circ$

$K_p = 2,46$

Résultante des poussées horizontales:

$$P_H = K_a \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 - \frac{1}{2} h_1^2 (\gamma_1 - \gamma'_1) - \frac{1}{2} h_2^2 (\gamma'_1 - \gamma'_2) + H \cdot P \right) \cos \delta_a = 100,78 \text{ t/m}$$

$$P_H \cdot z = K_a \cdot \left(\frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot H^3 - \frac{1}{6} h_1^3 (\gamma_1 - \gamma'_1) - \frac{1}{6} h_2^3 (\gamma'_1 - \gamma'_2) + \frac{1}{2} H^2 P \right) \cos \delta_a = 691,27 \text{ t.m/m}$$

$z = 6,86 \text{ m}$

Poussée verticale:

$$P_v = P_H \cdot \tan \delta_a = 30,16 \text{ t/m}$$

Butés:

$B = 7,44 \text{ t/m}$ $z = 0,69 \text{ m}$

Moment de la résistance frictionnelle des joints

$$M_f = P \cdot f \cdot b = 685,30 \text{ t.m/m}$$

Moment des bollards:

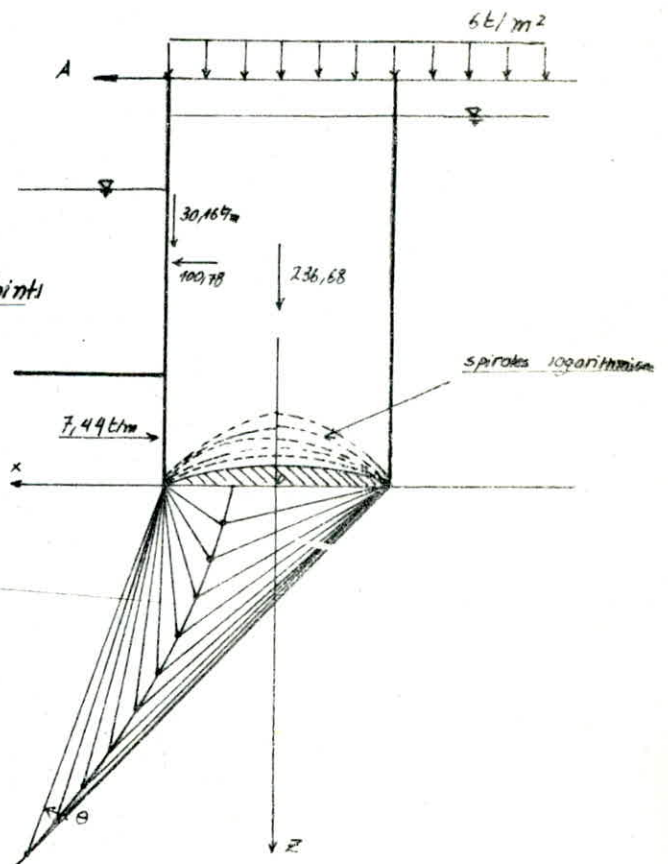
$F = 2 \text{ t/m}$ $z = 16,66 \text{ m}$

$$M_{bol} = F(16,66 + z) = 2(16,66 + z)$$

$$M_s = M_{butée} + M_{P_v} + M(w' - 5\delta') + M_f$$

$$M_m = M_{P_H} + M_{bol}$$

$$F_s = \frac{M_s}{M_m}$$



surcharge sur le gabion

surcharge à côté du gabion

θ	$\frac{x}{b}$ $\frac{z}{b}$	x z	M_s	M_m	F_s	M_s	M_m	F_s
180	0,312 0,00	3,432 0,0	1928,16	724,67	2,66	1648,14	724,67	2,27
160	0,292 0,059	3,212 0,649	1890,05	791,38	2,39	1627,98	791,37	2,06
140	0,2815 0,129	3,0965 1,419	1880,55	870,52	2,16	1627,90	870,52	1,87
120	0,2825 0,2145	3,1075 2,3595	1909,41	967,18	1,97	1655,87	967,18	1,71
100	0,2975 0,323	3,2725 3,553	1988,94	1089,85	1,82	1721,94	1089,85	1,58
90	0,312 0,3905	3,432 4,2955	2055,35	1166,16	1,76	1775,33	1166,16	1,52
80	0,3335 0,4705	3,6685 5,1755	2148,46	1256,60	1,71	1849,14	1256,61	1,47
70	0,3645 0,5695	4,0095 6,2645	2278,71	1368,54	1,68	1951,57	1368,54	1,43
60	0,4085 0,6965	4,4935 7,6615	2460,87	1512,12	1,63	2094,24	1512,12	1,38
50	0,4735 0,868	5,2085 9,548	2726,79	1706,01	1,60	2301,83	1706,01	1,35
40	0,576 1,12	6,336 12,320	3142,95	2990,92	1,58	2626,00	2990,92	1,32
30	0,7575 1,525	8,2665 16,775	3849,75	2448,80	1,57	3175,29	2448,8	1,30
20	1,11 2,325	12,21 25,575	5292,06	3353,27	1,58	4295,85	3353,27	1,28
10	2,205 4,690	24,255 51,59	9663,93	6027,10	1,60	7684,96	6027,09	1,29

on remarque que pour la stabilité interne que le cas de la surcharge à côté est plus défavorable
 combinaison $g+1,2P$ (sans surcharge sur le gabion)

$$K_a = 0,41, \quad K_p = 2,46, \quad \delta_a = 16,66^\circ$$

$$P_H = [K_a (\frac{1}{2} \gamma H^2 - \frac{1}{2} h_1^2 (\gamma - \gamma') - \frac{1}{2} h_2^2 (\gamma' - \gamma'_2) + 1,2 H \cdot P)] \cos \delta_a = 108,63 \text{ t/m}$$

$$P_H \cdot j = [K_a (\frac{1}{8} \gamma H^2 - \frac{1}{6} h_1^3 (\gamma - \gamma') - \frac{1}{6} h_2^3 (\gamma' - \gamma'_2) + \frac{1,2}{2} H^2 \cdot P)] \cos \delta_a = 756,68 \text{ t.m/m}$$

$$\text{d'où } j = 6,97 \text{ m}$$

$$P_v = P_H \cdot \tan \delta_a = 108,63 \cdot \tan 16,66 = 32,51 \text{ t/m}$$

$$Buteé = 7,44 \text{ t/m}$$

$$M_f = P_H \cdot b = 738,68 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{bollards}} = 2(16,66 + j)$$

Combinaison $g+1,5P$ sans surcharge sur le gabion:

$$K_0 = 0,41 \quad K_p = 2,46 \quad \delta_0 = 16,66^\circ$$

$$P_H = K_a \cdot \left(\frac{1}{2} \delta_1 H^2 + \frac{1}{2} h_1^2 (\delta_1 - \delta'_1) - \frac{1}{2} h_2^2 (\delta'_1 - \delta'_2) + 1,5 H \cdot P \right) \cos \delta_0 = 120,41 \text{ t/m}$$

$$P_H z = K_a \cdot \left(\frac{1}{6} \delta_1 H^3 + \frac{1}{6} h_1^3 (\delta_1 - \delta'_1) - \frac{1}{6} h_2^3 (\delta'_1 - \delta'_2) + \frac{1,5}{2} H^2 P \right) \cos \delta_0 = 874,80 \text{ t.m/m}$$

$$z = 7,10 \text{ m}$$

$$P_v = P_H \cdot \tan \delta_0 = 36,03 \text{ t/m}$$

$$\text{butée } B = 7,44 \text{ t/m} \quad z = 0,69 \text{ m}$$

$$M_L = P_H \cdot f \cdot b = 818,79 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{ballards}} = 2(16,66 + 3)$$

$g+1,2P$ (surcharge a côté du gabion)				$g+1,5P$		
θ	M_s	M_m	F_s	M_s	M_m	F_s
180	1725,57	790,470	2,18	1841,69	888,23	2,07
160	1704,89	862,27	1,97	1820,24	967,68	1,88
140	1704,54	947,45	1,80	1819,48	1061,93	1,77
120	1732,53	1051,50	1,65	1847,52	1117,06	1,57
100	1798,99	1183,54	1,52	1914,56	1323,15	1,45
90	1852,76	1265,68	1,46	1968,89	1414,04	1,39
80	1927,12	1363,04	1,41	2044,08	1521,76	1,34
70	2030,36	1483,51	1,37	2148,52	1655,07	1,30
60	2174,16	1638,06	1,32	2294,03	1826,08	1,26
50	2383,43	1846,76	1,29	2505,81	2057,0	1,22
40	2710,25	2153,43	1,26	2836,59	2396,32	1,18
30	3264,08	2646,29	1,23	3397,22	2941,6	1,15
20	4393,89	3619,83	1,21	4540,92	4018,86	1,13
10	7811,32	6497,87	1,20	8000,74	7203,36	1,11

F_s est bien supérieur à 1,1.

Combinaison g+P+SI :

$K_H = 0,169 \quad K_V = 0 \quad \varphi = 25^\circ \quad \delta_a = 16,66^\circ$

$\delta_p = 0 \Rightarrow \theta = \text{tg}^{-1} \frac{K_H}{1-K_V} = 9,09^\circ$

$K_a = 0,49 \quad K_p = 2,70$

$P_H = 120,44 \text{ t/m} \quad P_V = P_H \cdot \text{tg} \delta_a = 36,04 \text{ t/m} \quad P_H Z = 826,15 \text{ t.m/m d'au } Z=6,86$
 butée B = 8,16 t/m. , Moment de friction = $\frac{P_H}{4} \cdot b = 979,92 \text{ t.m/m}$.

θ	180	160	140	100	90	80	60	50	30	20	10
M_s	1873,60	1876,28	1982,18	1938,58	1984,84	2048,65	2260,04	2438,79	3184,95	4152,79	7051,59
M_m	1056,50	1151,33	1263,85	1575,63	1684,12	1812,69	2175,92	2451,56	3507,50	4793,26	8594,32
F_s	1,74	1,61	1,77	1,23	1,18	1,13	1,04	0,99	0,91	0,87	0,82

on a bien $F_s > 0,6$.

II.6/ Vérification du poinçonnement :

combinaison g+P (surcharge sur le gabion)

résultante de forces verticales

$V = W + P_V = 318,26 + 27,55 = 345,81 \text{ t/m}$

résultante de forces horizontales

$H = P_H - B = 64,86 - 10,79 = 54,07 \text{ t/m}$

calcul de l'inclinaison de la force résultante verticale.

$\text{tg} \alpha = \frac{H}{V} = 0,16 \Rightarrow \alpha = 8,89^\circ$

calcul de l'excentrement de la force résultante verticale par rapport à l'axe du gabion

M = somme des moments des forces extérieures par rapport à l'axe du gabion

$M = P_H \cdot Z_a - P_V \cdot b_2 - B Z_b = 246,95 \text{ t.m/m}$

l'excentrement est donc $e = \frac{M}{V} = 0,71 \text{ m}$.

calcul de la capacité portante selon Meyerhoff.

$Q_{max} = \frac{1}{2} \gamma' (b - 2e) \cdot N_\gamma \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{\varphi}\right)^2 + (c N_c + \gamma' D N_q) \left(1 - \frac{\alpha}{30}\right)^2$

b = largeur équivalente du gabion

e = excentrement de la charge sur la base

γ' poids volumique du sol à la base.

c Cohésion = 0

D fiche du gabion

α inclinaison de la charge sur l'axe du gabion

N_γ, N_c, N_q coefficients de la capacité portante

c = 0 , N_γ : terme de surface , N_q : terme de profondeur

$$N_x = (N_q - 1) \operatorname{tg} 1,4^\circ \quad \text{on tire de l'abaque} \quad N_x = 32,3$$

$$N_q = 23,44$$

$$Q = \frac{1}{2} \cdot 0,95 (13,6 - 2 \cdot 0,71) \cdot 32,3 \left(1 - \frac{8,89}{34}\right)^2 + 0,95 \cdot 2,06 \cdot 23,44 \left(1 - \frac{8,89}{30}\right)^2 =$$

$$= 148,72 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{\max} = q (b - 2e) = 148,72 (13,6 - 2 \cdot 0,71) = 1811,41 \text{ t/m}$$

le coefficient de sécurité au poinçonnement du gabion est défini comme le rapport $F = \frac{P}{V} = \frac{1811,41}{345,81} = 5,24$ entre la réaction du sol et la charge

verticale totale.

le service technique central recommande d'adopter un coefficient de sécurité d'au moins 2.

cas où il n'y a pas la surcharge sur le gabion :

$$V = W + P_v = 236,66 + 27,55 = 264,21 \text{ t/m}$$

résultante des forces horizontales

$$H = 54,07 \text{ t/m}$$

$$\text{l'inclinaison de la force totale } \alpha : \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{V} = \frac{54,07}{264,21} = 0,20 \Rightarrow \alpha = 11,57^\circ$$

somme des moments des forces extérieures par rapport au point appartenant à l'axe du gabion.

$$M = 246,95 \text{ t.m/m} \quad e = \frac{M}{V} = 0,93 \text{ m}$$

calcul de la capacité portante du sol par la formule de Meyerhoff.

$$q = \frac{1}{2} \gamma' (b - 2e) \cdot N_x \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 + (c \cdot N_c + \gamma' \cdot D \cdot N_q) \left(1 - \frac{\alpha}{\phi_0}\right)^2 = 122,14 \text{ t/m}$$

$$Q_{\max} = q (b - 2e) = 1433,97 \text{ t/m/m}$$

$$F_s = \frac{1433,97}{264,21} = 5,43 > 2$$

Combinaison g+1,2P.

$$P_H = 69,97 \text{ t/m}, \quad z = 6,91 \text{ m}$$

$$W = 334,58 \text{ t/m}$$

$$V = P_v + W = 29,61 + 334,58 = 364,19 \text{ t/m}$$

la résultante des forces horizontales

$$H = P_H - B = 69,97 - 10,78 = 59,18 \text{ t/m}$$

calcul de l'inclinaison de la force résultante verticale $\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{V} = 0,16 \Rightarrow \alpha = 9,23^\circ$

calcul de l'excentrement de la force résultante verticale par rapport à l'axe du gabion

$$M = P_H \cdot z_A - P_v \cdot \frac{b}{2} - B \cdot z_B = 274,19 \text{ t.m/m} \Rightarrow e = \frac{M}{V} = 0,75 \text{ m}$$

$$q = \frac{1}{2} \gamma' (b - 2e) \cdot N_x \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 + \gamma' \cdot D \cdot N_q \left(1 - \frac{\alpha}{\phi_0}\right)^2 = 144,93 \text{ t/m}$$

$$Q = q (b - 2e) = 1753,71 \text{ t/m} \quad F = \frac{Q}{V} = 4,82 > 2$$

Cas où il n'y a pas de surcharge sur le gabion

$$V = W + P_v = 266,35 \text{ t/m} \quad V = 266,35 \text{ t/m}$$

résultante des forces horizontales

$$H = 59,18 \text{ t/m} \quad \text{l'inclinaison de la force totale } \tan \alpha = \frac{H}{V} = 0,22 \Rightarrow \alpha = 12,53^\circ$$

$$\text{éxcenrement } e = \frac{M}{V} = 1,03 \text{ m}$$

$$q_{\max} = 113,29 \text{ t/m}^2 \Rightarrow Q_{\max} = 1307,36 \text{ t/m}$$

$$F_s = \frac{Q_{\max}}{V} = 4,91 > 2$$

Combinaison g+1,5P

résultante des forces verticales

$$W = W_1 + W_2 + W_3 = 359,06 \text{ t/m} \text{ le poids du gabion}$$

$$V = P_v + W = 359,06 + 32,92 = 391,98 \text{ t/m}$$

résultante des forces horizontales

$$H = P_H - B = 66,85 \text{ t/m}$$

$$\text{calcul de l'inclinaison } \alpha : \tan \alpha = \frac{H}{V} = 0,17 \Rightarrow \alpha = 9,68^\circ$$

l'excentrement de la force résultante verticale par rapport à l'axe du gabion

$$M = P_H \cdot Z_A - P_v \cdot \frac{b}{2} - B \cdot Z_B = 316,10 \text{ t.m/m} \Rightarrow e = \frac{M}{V} = 0,81 \text{ m}$$

$$q_{\max} = 139,93 \text{ t/m}^2 \Rightarrow Q_{\max} = 1676,35 \text{ t/m}$$

$$\text{d'où } F_s = 4,28 > 2$$

Cas où la surcharge n'est plus sur le gabion

$$V = W + P_v = 269,58 \text{ t/m} \quad H = 77,69 \text{ t/m}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{V} = 0,29 \Rightarrow \alpha = 16,07^\circ \quad e = \frac{M}{V} = 1,17 \text{ m}$$

$$q_{\max} = 86,92 \text{ t/m}^2 \quad Q_{\max} = 978,72 \text{ t/m}$$

$$F_s = \frac{Q_{\max}}{V} = 3,63 > 2$$

Cas du seisme (surcharge à côté du gabion)

$$\text{résultante des forces verticales } V = W + 0,2W + P_v = 319,82 \text{ t/m}$$

$$\text{résultante des forces horizontales } H = P_H + 0,1W - B = 95,87 \text{ t/m}$$

$$\text{l'inclinaison de la force résultante } \tan \alpha = \frac{H}{V} = 0,3 \Rightarrow \alpha = 16,69^\circ$$

$$M = P_H \cdot Z + 0,1W \cdot \frac{H}{2} - P_v \cdot \frac{b}{2} - B \cdot \frac{D}{3} = 516,74 \text{ t.m/m}$$

$$e = \frac{M}{V} = 1,62 \text{ m}$$

$$q_{\max} = 79,43 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{\max} = 822,89 \text{ t/m}$$

$$F_s = \frac{Q_{\max}}{V} = 2,57 > 2$$

II. H/Grand Glissement

Pour cette vérification on utilisera un programme sur ordinateur qui permet de calculer le coefficient de sécurité au grand glissement par la méthode de Bishop pour une grille donnée.

Donc il suffit de tracer les courbes isofacteurs pour trouver le plus petit coefficient de sécurité qui ne doit pas descendre moins que 1,1.

Présentation de l'entrée des données :

on doit numéroter les points du terrain exemple de 1 → 12 (on prenant les coordonnées de chaque point) puis les lignes 1 → 10 et présenter ces données sous forme de tableau comme c'est inscrit sur le listing.

Ensuite on donnera le centre de la grille et le pas sur l'axe des X et Y des points ou l'on désire calculer le coefficient de sécurité, ces couples seront le centre du cercle qui passe par l'un des pieds du gabion et qui donne le plus faible coefficient de sécurité.

Combinaison g+p (hauteur: 16,6 m, largeur: 13,6 m) :

on obtient pour ce cas un petit coefficient de sécurité au glissement inférieur à 1,0 la solution est d'augmenter la fiche et ou la largeur du gabion avec un pas de 1 m jusqu'à obtenir un bon coefficient de sécurité.

ce cas est obtenu pour les dimensions (hauteur: 23 m, largeur: 35 m)

point	X-ORD	Y-ORD		ligne	gauche	droite	sol
1	0,00	27,50		1	1	2	3
2	700,00	27,50		2	2	3	3
3	700,01	40,00		3	3	4	2
4	700,02	42,00		4	4	5	1
5	702,00	44,00		5	5	6	1
6	1600,00	44,00		6	4	7	2
7	1600,01	42,00		7	3	8	3
8	1600,02	40,00		8	2	9	3
9	1600,03	27,50		9	11	10	4
10	1600,04	10,00					
11	0,00	10,00					

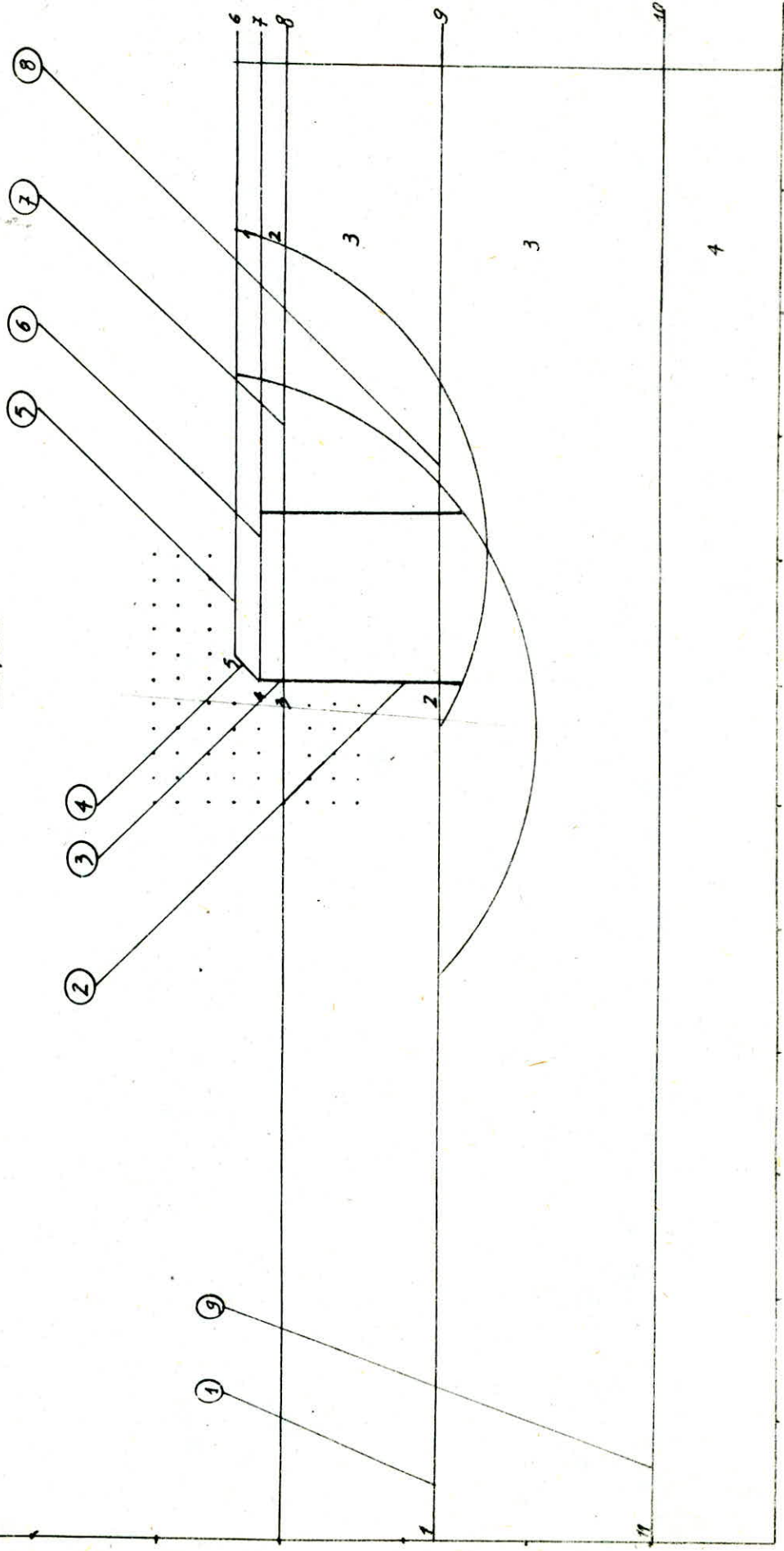
sol	Densité	cohesion	Phi	Sature	liquifaction
1	30,00	0,00	0	1	0,00
2	18,00	0,00	36	1	0,00
3	9,50	0,00	34	0	0,00
4	10,00	40,00	32	0	0,00

0. saturé
1 non saturé.

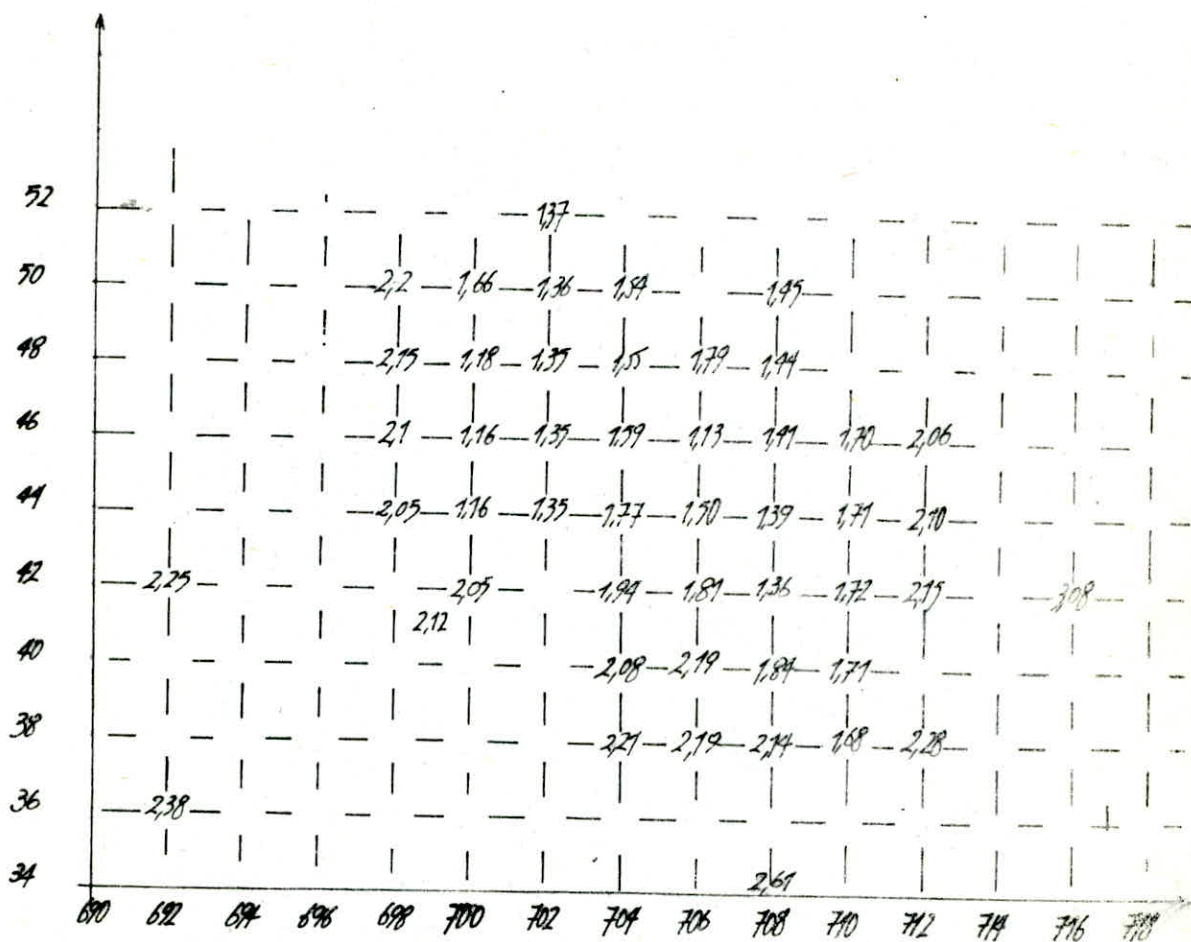
Combinaison g.p ou g.t.s.p
modélisation du terrain

70
60
50
40
30
20
10

grille des centres de cercles
de rupture



630 640 650 660 670 680 690 700 710 720 730 740



Ce tracé montre une convergence vers le coefficient 1,13 qui est le plus faible dans ce cas, qui vérifie bien la condition de non glissement du terrain.

Combinaison $g + 1,5P$:

Pour ce cas le même procédé que celui de $g + P$ est suivi, on présentera le tableau des données comme on avait présenté le cas de $g + P$.

Les résultats sont donnés sur le listing suivant:

DENSITE DE L-EAU = 10.30

POTNT	X-ORD	Y-ORD
1	0.00	27.50
2	700.00	27.50
3	700.01	40.00
4	700.02	42.00
5	702.00	44.00
6	1600.00	44.00
7	1600.01	42.00
8	1600.02	40.00
9	1600.03	27.50
10	1600.04	10.00
11	0.00	10.00

LIGNE	GAUCHE	DROITE	SOL
1	1	2	3
2	2	3	3
3	3	4	2
4	4	5	1
5	5	6	1
6	4	7	2
7	5	8	3
8	2	9	3
9	11	10	4

SOL	DENSITE	COHESION	PHI	SATUR	LIG	ORD
1	45.00	0.00	0	1	1	27.50
2	18.00	0.00	33	1	1	27.50
3	9.50	0.00	36	3	1	40.00
4	10.00	40.00	32	0	1	42.00

SEISME = 0.00

FORCE D'AMARRAGE =

25

ORDRE DE

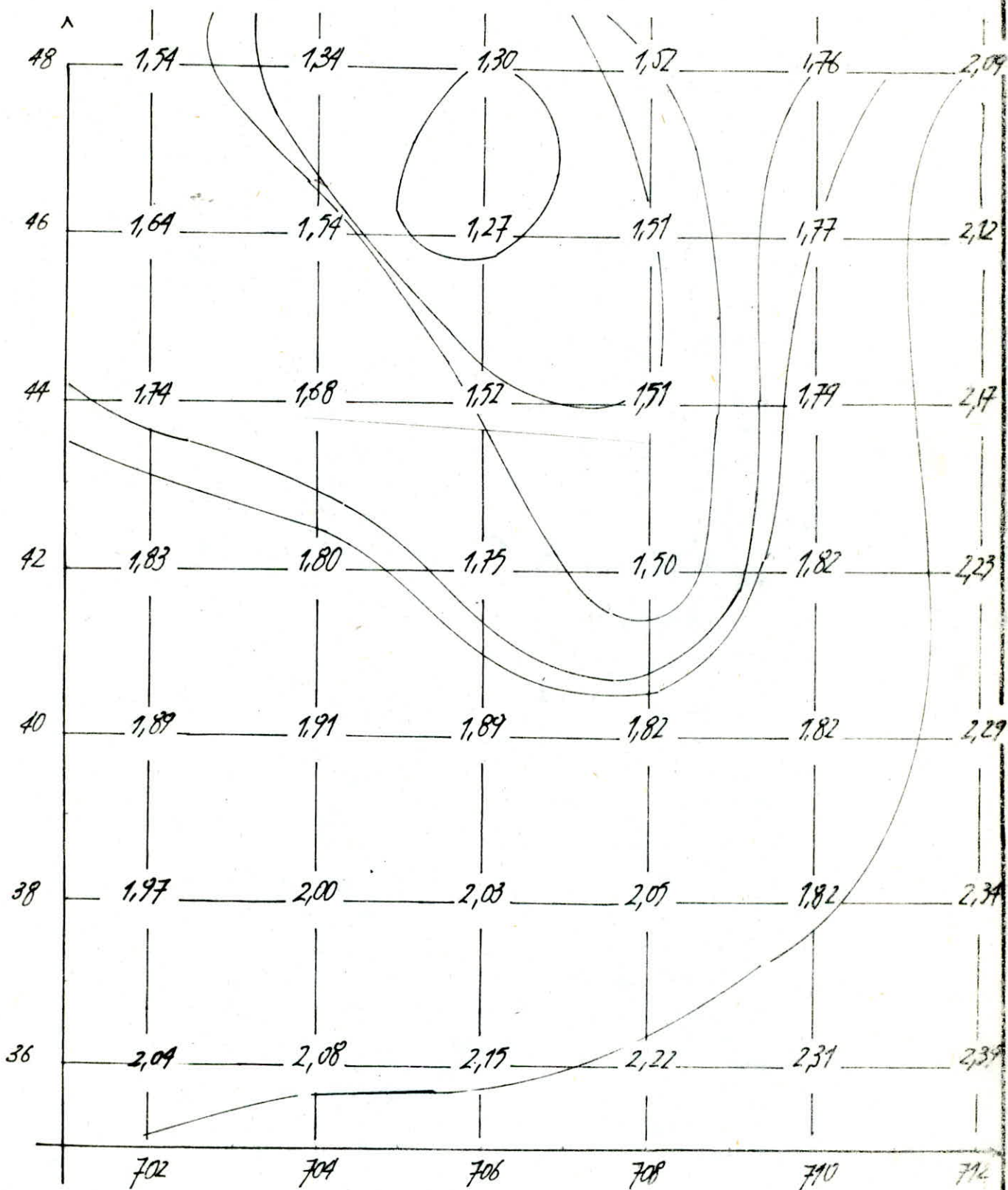
SURCHARGE = 45.00

MAPPE A 40.00 DE

0.0 A 700.0

FACTEUR DE SECURITE	2.04	A	X=	702.00	Y=	36.00	F=	34.67
FACTEUR DE SECURITE	1.97	A	X=	702.00	Y=	38.00	F=	35.00
FACTEUR DE SECURITE	1.89	A	X=	702.00	Y=	40.00	F=	34.00
FACTEUR DE SECURITE	1.83	A	X=	702.00	Y=	42.00	F=	36.00
FACTEUR DE SECURITE	1.74	A	X=	702.00	Y=	44.00	F=	37.00
FACTEUR DE SECURITE	1.64	A	X=	702.00	Y=	45.00	F=	38.00
FACTEUR DE SECURITE	2.08	A	X=	704.00	Y=	34.00	F=	32.00
FACTEUR DE SECURITE	2.00	A	X=	704.00	Y=	35.00	F=	33.00
FACTEUR DE SECURITE	1.91	A	X=	704.00	Y=	36.00	F=	34.00
FACTEUR DE SECURITE	1.80	A	X=	704.00	Y=	42.00	F=	35.00
FACTEUR DE SECURITE	1.68	A	X=	704.00	Y=	44.00	F=	36.00
FACTEUR DE SECURITE	1.54	A	X=	704.00	Y=	45.00	F=	37.00
FACTEUR DE SECURITE	2.15	A	X=	706.00	Y=	34.00	F=	33.00
FACTEUR DE SECURITE	2.03	A	X=	706.00	Y=	38.00	F=	34.00

FACTEUR DE SECURITE	1.59	A	X=	706.00	Y=	30.00	R=	22.70
FACTEUR DE SECURITE	1.73	A	X=	706.00	Y=	42.00	R=	23.20
FACTEUR DE SECURITE	1.52	A	X=	708.00	Y=	44.00	R=	24.20
FACTEUR DE SECURITE	1.27	A	X=	706.00	Y=	46.00	R=	25.10
FACTEUR DE SECURITE	2.22	A	X=	708.00	Y=	36.00	R=	26.50
FACTEUR DE SECURITE	2.05	A	X=	708.00	Y=	48.00	R=	27.20
FACTEUR DE SECURITE	1.82	A	X=	708.00	Y=	40.00	R=	26.00
FACTEUR DE SECURITE	1.50	A	X=	708.00	Y=	42.00	R=	24.60
FACTEUR DE SECURITE	1.51	A	X=	708.00	Y=	44.00	R=	25.20
FACTEUR DE SECURITE	1.51	A	X=	708.00	Y=	46.00	R=	26.00
FACTEUR DE SECURITE	2.31	A	X=	710.00	Y=	36.00	R=	27.10
FACTEUR DE SECURITE	1.82	A	X=	710.00	Y=	38.00	R=	27.00
FACTEUR DE SECURITE	1.82	A	X=	710.00	Y=	40.00	R=	28.40
FACTEUR DE SECURITE	1.82	A	X=	710.00	Y=	42.00	R=	29.20
FACTEUR DE SECURITE	1.79	A	X=	710.00	Y=	44.00	R=	31.10
FACTEUR DE SECURITE	1.77	A	X=	710.00	Y=	46.00	R=	32.20
FACTEUR DE SECURITE	2.39	A	X=	712.00	Y=	36.00	R=	28.70
FACTEUR DE SECURITE	2.34	A	X=	712.00	Y=	38.00	R=	28.10
FACTEUR DE SECURITE	2.29	A	X=	712.00	Y=	40.00	R=	29.20
FACTEUR DE SECURITE	2.23	A	X=	712.00	Y=	42.00	R=	29.70
FACTEUR DE SECURITE	2.17	A	X=	712.00	Y=	44.00	R=	29.70
FACTEUR DE SECURITE	2.12	A	X=	712.00	Y=	46.00	R=	30.00
FACTEUR DE SECURITE	2.01	A	X=	700.00	Y=	36.00	R=	30.70
FACTEUR DE SECURITE	1.44	A	X=	700.00	Y=	38.00	R=	31.10
FACTEUR DE SECURITE	1.90	A	X=	700.00	Y=	40.00	R=	31.10
FACTEUR DE SECURITE	1.64	A	X=	700.00	Y=	42.00	R=	32.20
FACTEUR DE SECURITE	1.78	A	X=	700.00	Y=	44.00	R=	32.20
FACTEUR DE SECURITE	1.70	A	X=	700.00	Y=	46.00	R=	32.20
FACTEUR DE SECURITE	1.62	A	X=	700.00	Y=	48.00	R=	31.60
FACTEUR DE SECURITE	1.54	A	X=	702.00	Y=	40.00	R=	29.20
FACTEUR DE SECURITE	1.34	A	X=	704.00	Y=	42.00	R=	28.20
FACTEUR DE SECURITE	1.30	A	X=	706.00	Y=	44.00	R=	28.20
FACTEUR DE SECURITE	1.52	A	X=	708.00	Y=	46.00	R=	30.10
FACTEUR DE SECURITE	1.76	A	X=	710.00	Y=	48.00	R=	33.20
FACTEUR DE SECURITE	2.09	A	X=	712.00	Y=	46.00	R=	32.10



le coefficient de sécurité retenue pour ce cas est $F_s = 1,27$
 car on voit la convergence des courbes iso-facteurs vers ce coefficient.

DENSITE DE L-EAU = 10.80

POINT	X-ORD	Y-ORD
1	0.00	27.50
2	700.00	27.50
3	700.01	40.00
4	700.02	42.00
5	735.00	42.00
6	737.00	44.00
7	1600.00	44.00
8	1600.01	42.00
9	1600.02	40.00
10	1600.03	27.50
11	1600.04	10.00
12	0.00	10.00

LIGNE	GAUCHE	DROITE	SOL
1	1	2	1
2	2	3	2
3	3	4	3
4	4	5	4
5	5	6	5
6	6	7	6
7	5	8	7
8	3	9	8
9	2	10	9
10	12	11	10

SOL	DENSITE	COHESION	PHI	WATER	PH
1	15.00	0.00	30	1	10
2	18.00	0.00	30	1	10
3	9.50	0.00	30	1	10
4	10.00	40.00	30	1	10

SEISME = 0.14

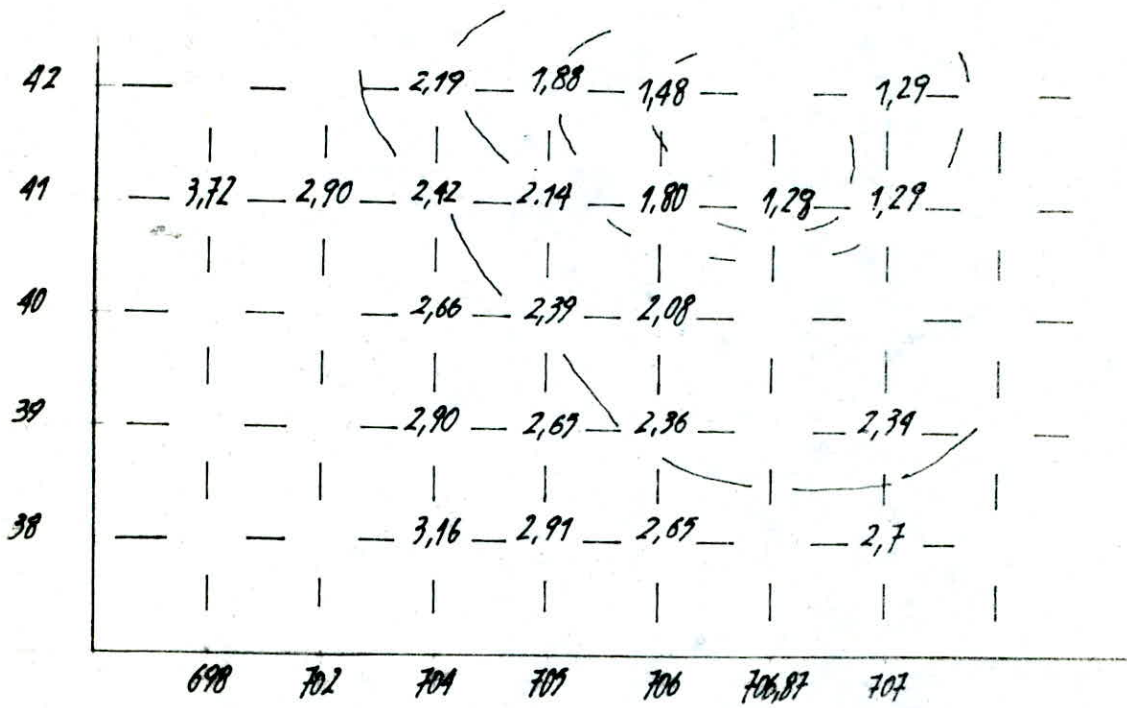
FORCE D'AMARRAGE = 22 ORIGINALE

SURCHARGE = 15.00

MAPPE A 40.00 DE 0.0 A 700.0

FACTEUR DE SECURITE	3.72	A X= 698.00	Y= 41.00	PH= 30	WATER= 1	PH= 10
FACTEUR DE SECURITE	3.52	A X= 699.00	Y= 41.00	PH= 30	WATER= 1	PH= 10
FACTEUR DE SECURITE	2.90	A X= 702.00	Y= 41.00	PH= 30	WATER= 1	PH= 10
FACTEUR DE SECURITE	1.80	A X= 706.00	Y= 41.00	PH= 30	WATER= 1	PH= 10
NE CONVERGE PAS						
NE CONVERGE PAS						
NE CONVERGE PAS						
FACTEUR DE SECURITE	1.58	A X= 706.00	Y= 41.00	PH= 30	WATER= 1	PH= 10
FACTEUR DE SECURITE	1.52	A X= 706.00	Y= 41.00	PH= 30	WATER= 1	PH= 10
LE CERCLE DEPASSE LES POINTS EXTREMES						
FACTEUR DE SECURITE	1.46	A X= 706.00	Y= 41.00	PH= 30	WATER= 1	PH= 10
FACTEUR DE SECURITE	1.38	A X= 706.00	Y= 41.00	PH= 30	WATER= 1	PH= 10
NE CONVERGE PAS						
FACTEUR DE SECURITE	1.32	A X= 706.00	Y= 41.00	PH= 30	WATER= 1	PH= 10
NE CONVERGE PAS						
FACTEUR DE SECURITE	1.31	A X= 706.00	Y= 41.00	PH= 30	WATER= 1	PH= 10
NE CONVERGE PAS						
FACTEUR DE SECURITE	1.76	A X= 706.00	Y= 40.00	PH= 30	WATER= 1	PH= 10

NE CONVERGE PAS
FACTEUR DE SECURITE 1.31 A X= 706.86 Y= 41.00 Z= 32.1
NE CONVERGE PAS
FACTEUR DE SECURITE 1.48 A X= 706.86 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 2.08 A X= 706.86 Y= 41.00 Z= 32.1
NE CONVERGE PAS
NE CONVERGE PAS
NE CONVERGE PAS
NE CONVERGE PAS
FACTEUR DE SECURITE 1.31 A X= 706.86 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 1.30 A X= 706.86 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 1.30 A X= 706.86 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 1.29 A X= 706.86 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 1.29 A X= 706.87 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 1.28 A X= 706.87 Y= 41.00 Z= 32.1
NE CONVERGE PAS
NE CONVERGE PAS
FACTEUR DE SECURITE 1.25 A X= 706.87 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 1.28 A X= 706.87 Y= 41.00 Z= 32.1
LE CERCLE DEPASSE LES POINTS EXTREMES
NE CONVERGE PAS
NE CONVERGE PAS
NE CONVERGE PAS
NE CONVERGE PAS
NE CONVERGE PAS
NE CONVERGE PAS
NE CONVERGE PAS
NE CONVERGE PAS
FACTEUR DE SECURITE 1.31 A X= 706.86 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 2.14 A X= 704.30 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 2.93 A X= 704.30 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 2.66 A X= 704.30 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 2.42 A X= 704.30 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 2.19 A X= 704.30 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 2.91 A X= 705.00 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 2.65 A X= 705.00 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 2.39 A X= 705.00 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 2.14 A X= 705.00 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 1.88 A X= 705.00 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 2.65 A X= 706.00 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 2.36 A X= 706.00 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 2.08 A X= 706.00 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 1.80 A X= 706.00 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 1.48 A X= 706.00 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 2.34 A X= 707.00 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 2.03 A X= 707.00 Y= 41.00 Z= 32.1
FACTEUR DE SECURITE 1.69 A X= 707.00 Y= 41.00 Z= 32.1
NE CONVERGE PAS



pour ce dernier cas la région critique des courbes isofacteurs convergent vers $F_s = 1,28$ qui est bien sécuritaire,

I. I / Détermination du rayon r des parois :

les cloisons dans un gabion rectangulaire fictif sont à une distance L plutôt que r avec des raccords de 120° on a $L=r$

l'équation devient donc $t = p \cdot L$

il y a habituellement deux époques dans la vie d'un gabion pour lequel la tension entre serrures doit être étudiée. ↘

↙ Pour notre cas on traitera le second qui se produit lors de la condition la plus défavorable d'excavation sur le côté déchargé et de hautes eaux sur le côté chargé.

le service technique central recommande à lui l'utilisation de la règle suivante pour déterminer p :

$$P = 1,2(1 - \sin \varphi) \cdot R_v + u$$

combinaison g+p

$$W' = \gamma h_1 + \gamma' h_2 + \left(\frac{4}{5} H - 1,8 - 0,3\right) \cdot 0,95 + 6 =$$

$$= 1,8 \cdot 1,8 + 1,1 \cdot 0,3 + \left(\frac{4}{5} \cdot 23,1 - 1,8 - 0,3\right) \cdot 0,95 + 6 = 25,13 \text{ t/m}^2$$

$$P = 1,2(1 - \sin 34) \cdot 25,13 + 0,6 \cdot 1,03 = 13,93 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow r = \frac{t_u}{F_s \cdot P} = \frac{400}{2 \cdot 13,93} = 14,36 \text{ m}$$

combinaison g+1,2P

$$R_v = 25,13 + 0,2 \cdot 6 = 26,33 \text{ t/m}^2$$

$$P = 1,2(1 - \sin \varphi) \cdot R_v + 1,03 \cdot 0,6 = 14,55 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow r = \frac{t_u}{F_s \cdot P} = \frac{400}{2 \cdot 14,55} = 13,75 \text{ m}$$

combinaison g+1,5P :

$$R_v = 25,13 + 0,5 \cdot 6 = 28,13 \text{ t/m}^2$$

$$P = 0,53 \cdot 28,13 + 0,6 \cdot 1,03 = 15,53 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow r = \frac{t_u}{F_s \cdot P} = \frac{400}{2 \cdot 15,53} = 12,88 \text{ m}$$

Vérification dans le cas du séisme :

$$W' = [1,8 \cdot 1,8 + 0,3 \cdot 1,1 + (\frac{9}{5} \cdot 23,1 - 1,8 - 0,3) + 6] \cdot 1,2 = 31,14 \text{ t/m}^2$$

on prend $F_s = 1,5$

$$U = 1,03 \cdot 0,6 = 0,62 \text{ t/m}^2$$

$$P = 1,2 (1 - \sin 34) 31,14 + 0,62 = 17,09 \text{ t/m}^2$$

$$F_s = \frac{e_u}{e} = \frac{e_u}{P \cdot r} = \frac{400}{17,09 \cdot 12,88} = 1,82 > 1,5$$

donc on prend $r = 12,88 \text{ m}$

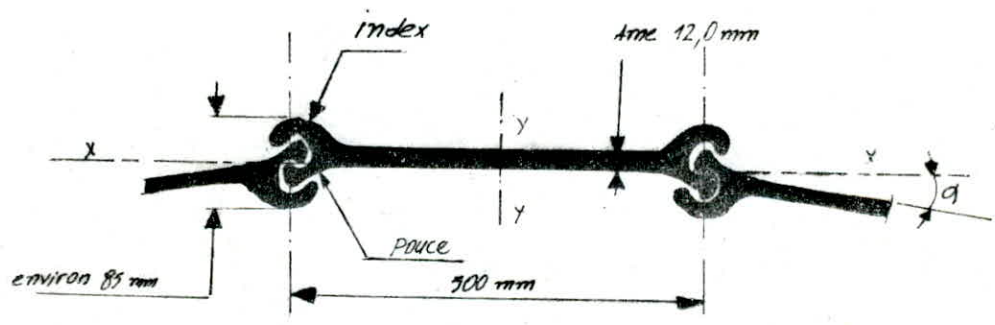
$L =$ longueur des cloisons

$$b = L + 0,181 \cdot r \Rightarrow L = b - 0,181 \cdot r = 35 - 0,181 \cdot 12,88 = 32,67 \text{ m.}$$

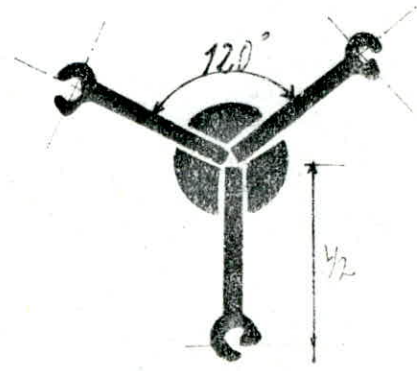
Détermination du nombre des palplanches :

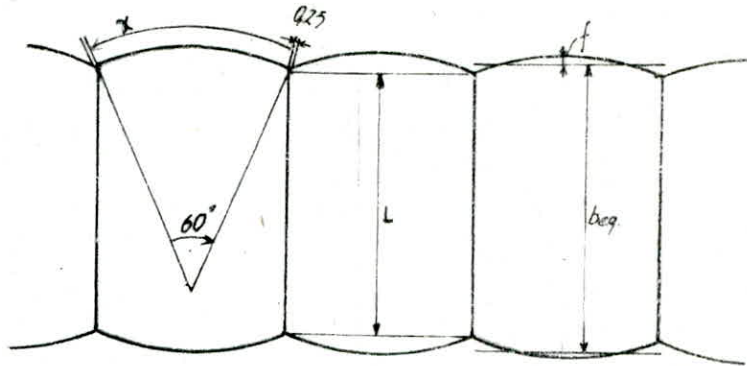
on choisit des palplanches de type ROMBAS 500 J 12 $e_u = 400 \text{ t/m}^2$

Profil	largeur nominale	épaisseur de l'âme	largeur de débâtement	périmètre d'une palplanche	section d'une palplanche	MASSE		module de résistance d'une palplanche	module d'inertie d'une palplanche
						d'un m de palplanche	d'un m ² de palplanche		
500J-12	500	12,0	6	139	93	73,0	146	41	153



palplanches de raccordements





$$x = \frac{2 \cdot \pi \cdot r \cdot 60}{360} = 13,49 \text{ m} \approx 13,50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow n = \frac{13,50 - 2 \cdot 0,25}{0,5} = 26 \quad \text{on utilise des ROMBA 500J12 et 500J12,5 (SACILOR).}$$

$n = 26$ on prend un rayon de 12,892 m et $f = 1,72 \text{ m}$.

$$L = b - 2 \cdot 1,72 = 31,56 \text{ m}$$

Ce qui correspond à un nombre de 63 palplanches sur les cloisons et finalement en fonction du nombre entier des palplanches on choisit :

$$\begin{aligned} r &= 12,892 \text{ m} \quad n = 26 \text{ palplanches} \\ L &= 31,50 \text{ m} \quad n = 63 \text{ palplanches} \\ b &= 34,94 \text{ m} \end{aligned}$$

Guidage des palplanches

le guidage des palplanches pendant leur enfoncement se fait avec l'aide d'un gabarit robuste disposé du côté du centre de courbure. C'est une structure qui à la même forme en plan que la cellule. le gabarit doit être rigide et devrait comprendre deux anneaux horizontaux espacés d'au moins 3 m. Des bécquilles très robustes ou des pieux doivent être battus dans le sol de fondation pour assurer une fixation solide du gabarit

parce que la construction de tel gabarit est onéreuse, on préfère habituellement construire des gabions d'égales dimensions pour un projet donné plutôt que des gabions de dimensions différentes nécessitant divers gabarits.

le rayon du gabarit est donné par:

$$r' = r \cdot \frac{L - a}{L \cdot (1 - 0,028a)} - b = \underline{13,552 \text{ m}}$$

$a = 0,2 \text{ mm}$ $b = 45 \text{ à } 50 \text{ mm}$ $L = \text{largeur du profil} = 500 \text{ mm}$
 r : rayon théorique de l'arc.

Calcul des Organes de Defense
et d'Amarrage

Calcul de l'énergie et détermination de la force d'accostage

caractéristiques du navire :

Unités 30000 t p.c soit 45000 t de déplacement

Dimension moyennes $\left(\begin{array}{l} \text{longueur } L = 200 \text{ m} \\ \text{largeur } B = 22 \text{ m} \\ \text{tirant d'eau} = 10,20 \text{ m} \\ \text{creux} = 15 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \text{à chercher}$

Franc bord $\left(\begin{array}{l} \text{plein} = 4,80 \text{ m} \\ \text{léger} = 12 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \text{à chercher}$

Effort d'accostage :

Hypothèse de calcul : le navire porte d'abord sur une défense (accostage légèrement oblique) en un point situé à $L/3$ du milieu du navire, il porte ensuite sur les deux défenses.

l'énergie d'accostage absorbée par les défenses est :

$$E = \frac{1}{2} \cdot \frac{G}{g} \cdot V^2 \cdot C_M \cdot C_E \cdot C_S$$

E : énergie absorbée par la défense en t.m

G : déplacement du navire chargé en t

g : accélération de la gravité

V : vitesse d'accostage du navire en m/s

on admet pour ce type de navire $V = 0,22 \text{ m/s}$

C_S : coefficient de souplesse (déformation de la coque) = 0,95

C_M : facteur de masse virtuelle.

$$C_M = \frac{M + M''}{M}$$

$$M'' = \frac{M}{16} \cdot \frac{B}{T} \cdot M = 0,423 M$$

soit $C_M = 1,423$

en faible profondeur la masse ajoutée est majorée par contre la dissipation d'énergie par viscosité augmente, on admettra que $C_M = 2$.

C_E : coefficient d'excentricité du à la position du pont d'accostage

$$C_E = \frac{K^2}{K^2 + A^2}$$

K : rayon de révolution du navire.

A : distance en mètre entre le centre de gravité et le point d'impact du navire contre les défenses, projetée sur l'axe du navire

C_E à une valeur généralement de 0,41.

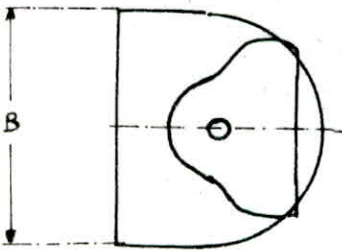
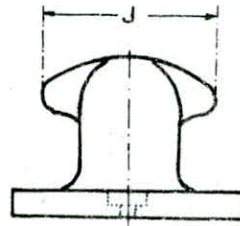
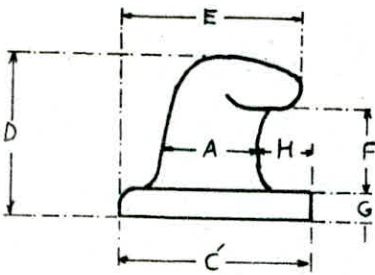
$$E = \frac{1}{2} \cdot \frac{D}{g} \cdot v^2 \cdot C_M \cdot C_E \cdot C_s = \frac{1}{2} \cdot \frac{45000}{10} \cdot (0,22)^2 \cdot 2 \cdot 0,41 \cdot 0,95 = 85 \text{ t.m}$$

on choisit une défense KLEBER de la gamme TC 100 en fonctionnement normal la défense MD1 peut absorber une énergie cinétique de 100 t.m.

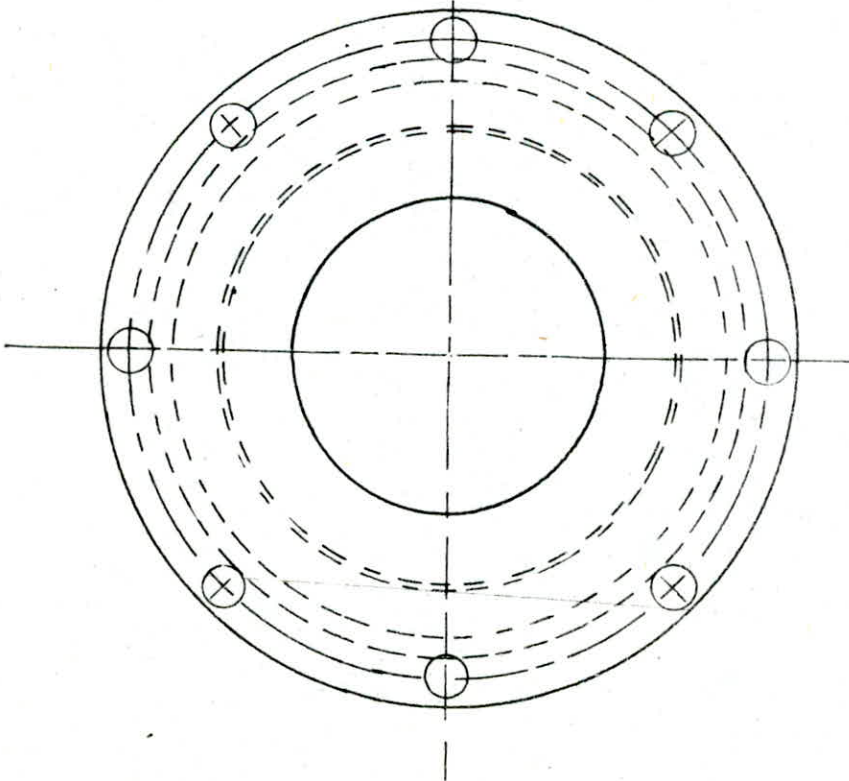
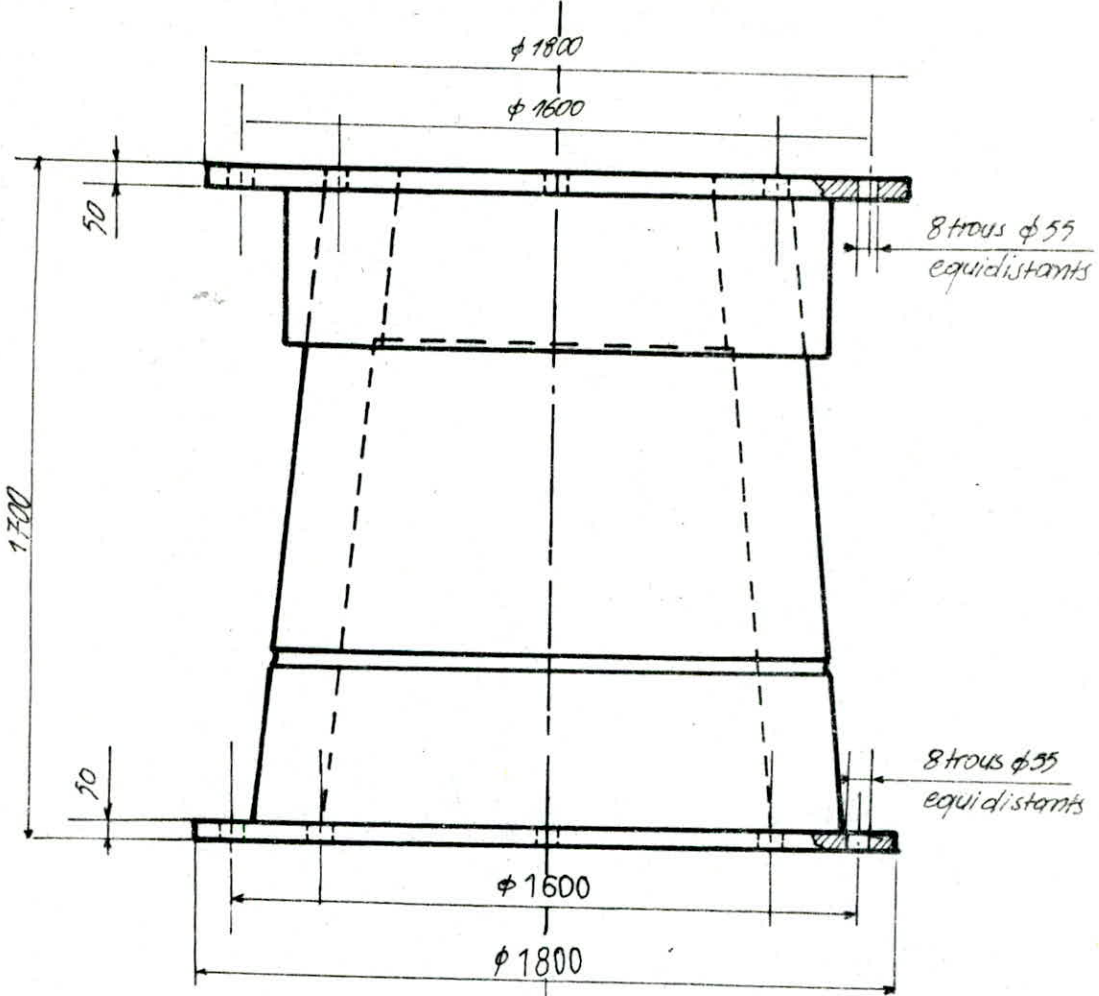
pour les bollards on a une force d'amarrage de 50t pour cela on choisit un bollard de type XA

APPROXIMATE DIMENSIONS - INCHES (mm)

Load Tons	Type No	A	B	C	D	E	F	G	H	J	Bolts	
											No	Dia
50	X-3-A	298	800	648	483	572	242	76	204	597	5	51

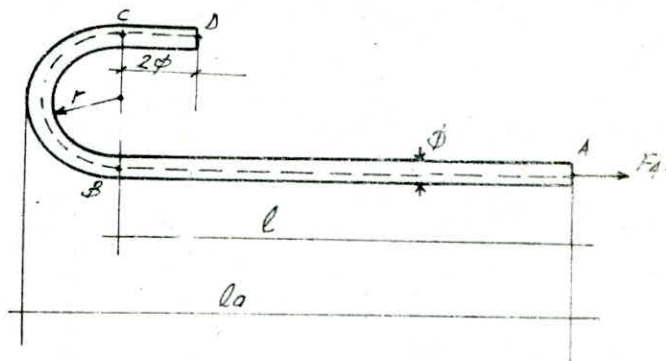
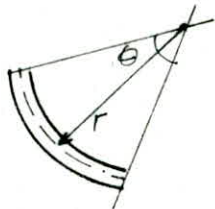


DEFENSE TC 100



L'ancrage des plaques des bollards:

on utilise des ancrages par courbures



au point B : $F_B = F_A - \pi \cdot \phi \cdot l \cdot \bar{\sigma}_d$

au point c : $F_c = \chi F_B - \chi' \pi \phi \cdot r \cdot \bar{\sigma}_d$ pour $\theta = 180^\circ$ $\chi = 0,28$ et $\chi' = 1,79$

$\Rightarrow F_c = 0,28 F_B - 1,79 \cdot \pi \phi \cdot r \cdot \bar{\sigma}_d$

au point D :

$$F_D = F_c - \pi \phi \cdot 2\phi \cdot \bar{\sigma}_d = 0$$

en remplaçant F_c par sa valeur, l'équation devient.

$$0,28 \cdot F_A - \pi \phi \cdot \bar{\sigma}_d (0,28 l + 1,79 \cdot r + 2\phi) = 0$$

Soit l la largeur du scellement en barre droite de la force F_A , le point B étant la fin de ce scellement. alors nous aurons.

$$\bar{F}_B = F_A - \pi \phi \cdot l \cdot \bar{\sigma}_d = 0 \Rightarrow F_A = \pi \phi \cdot l \cdot \bar{\sigma}_d$$

rapportons la valeur de F_A dans la relation établie nous obtenons:

$$l_1 = l + \frac{1,79r + 2\phi}{0,28}$$

si l'on désigne par l_0 la longueur de l'ancrage courbe

$$l_0 = l + r + \frac{\phi}{2}$$

$$l_0 = l_1 - \frac{1,51 \cdot r + 1,86 \phi}{0,28}$$

pour les barres de hautes adhérences on a généralement $r = 5,5 \phi$

$$\text{donc } l_0 = l_1 - 36,3 \phi$$

$$\text{avec } l_1 = \frac{F_A}{\pi \phi \cdot \bar{\sigma}_d}$$

on majore de 20% l'effort d'amarrage

$$F = 1,2 \cdot 50 = 60 \text{ t.}$$

la plaque est fixée par 4 barres on utilise une nuance Fe E40 de haute adhérence.

on fera des inclinaisons dans les plans verticaux et horizontaux

barres avant: plan horizontale inclinaison de 65°
 plan vertical " " de 60°

barres arrières: plan horizontal " " de 60°
 plan vertical " " de 65°

$$\text{on a } l_a = l_1 - 36,3 \phi$$

$$l_1 = \frac{\bar{F}_A}{\pi \cdot \phi \cdot \bar{\sigma}_d}$$

$\bar{\sigma}_d$: contrainte d'adhérence acier-béton (admissible).

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$$

ψ_d : coefficient de scellement égal à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$\bar{\sigma}_b$: contrainte admissible du béton en traction qui est égale à $7,1 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 7,1 = 21,3 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi = 40 \text{ mm}$$

chaque barre inclinée prend un effort de.

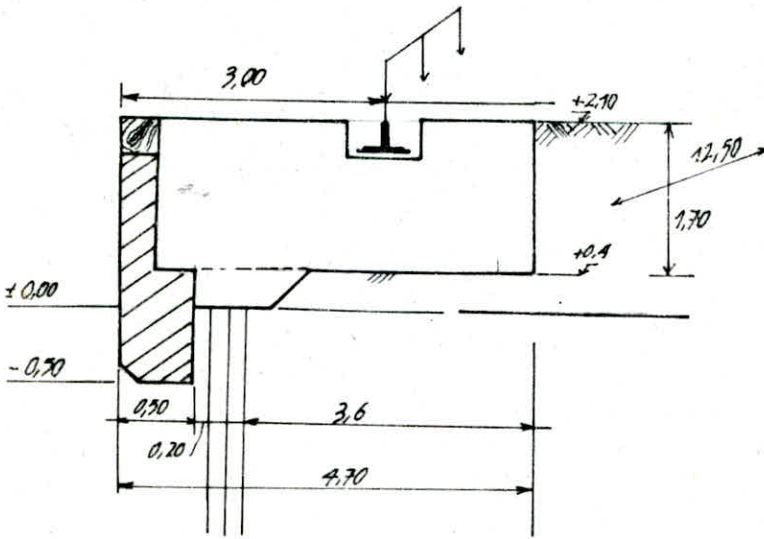
$$F_A = \frac{F}{4 \cdot \cos 60 \cdot \cos 65} = \frac{60 \cdot 10^3}{4 \cdot \cos 60 \cdot \cos 65} = 70986 \text{ kg.}$$

$$l_1 = \frac{70986}{\pi \cdot 4 \cdot 21,3} = 265,2 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad l_a = 265,2 - 36,34 = 120 \text{ cm}$$

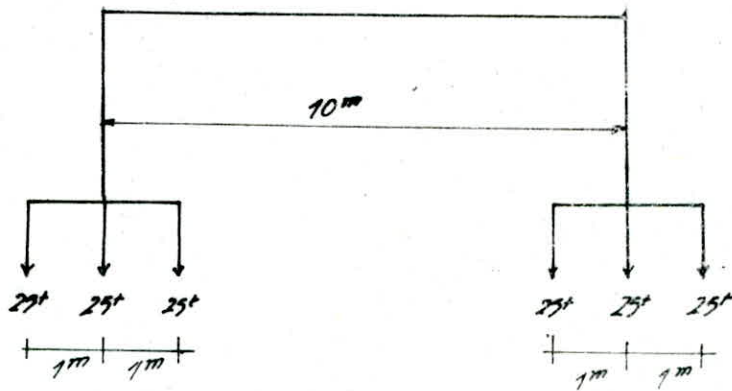
donc on fait des ancrages inclinés de longueur 120 cm.

Calcul des Poutres Côté mer,
Côté Terre-plein

ET. L. / CALCUL DANS le sens longitudinale (Poutre de couronnement)



COUPE transversale poutre côté mer



Portique qui translate sur 2 voies (entre-axes 10,20m)

4 bogies de 3 galets

on majore les charges par un coefficient de pondération dynamique 1,2 (C.C.B.A. 68)

	côté DARSE	côté Terre Plein
Reaction statiques par galet	Maxi 25t Min 36,5t	Maxi 25t Min 16,5t
Force horizontale longitudinale par galet freine	3,5t	3,5t
Force horizontale transversale par galet	2,5t	2,5t

II. M. / Calcul des sollicitations dans la poutre :

la poutre sera calculée en fondation sur sol élastique, le calcul est exécuté sur ordinateur

hypothèses adoptées :

$$\sigma_{sd} = 3 \text{ bars}$$

béton dosé à 350 kg/m^3 de classe 325 strictement contrôlé

module d'élasticité $E = 1,26 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

coefficient de réaction du sol $E = 2000 \text{ t/m}^3$

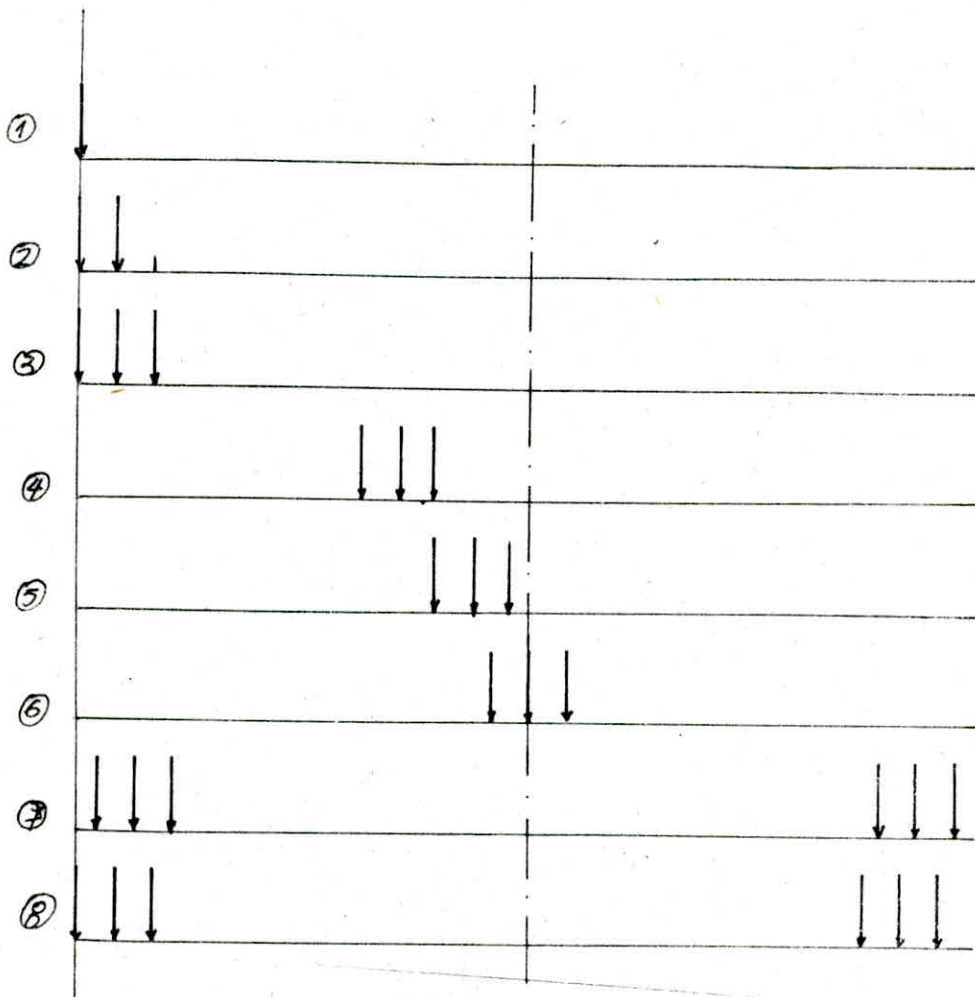
Inertie de la section :

$$I = \frac{4,7 \cdot 1,4^3}{12} = 1,07 \text{ m}^4$$

$$\sigma'_b = 165 \text{ kg/cm}^2$$

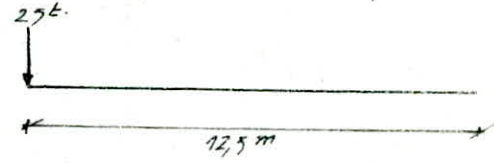
$$\bar{\sigma}_b = 7,1 \text{ kg/cm}^2$$

longueur des éléments 12,50 m.

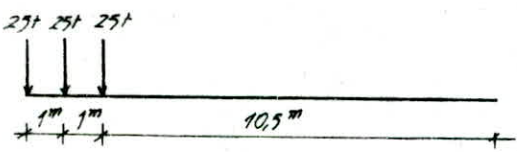
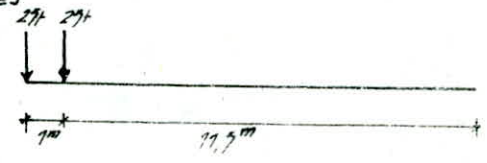


Présentation de l'entrée des données pour le calcul de la poutre sur appuis élastique

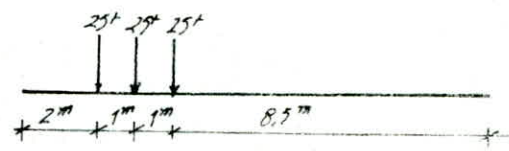
8	0	0	0	0	le debut
2	0	0	0	25	la force
3	EI	12,5	0	0	le tronçant
0	2000	0	0	0	
8	0	0	0	0	fin des données



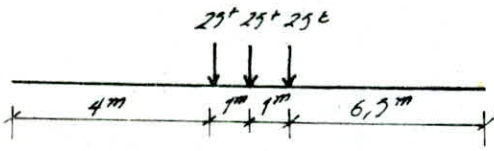
8	0	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	1	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	11,5	0	0
0	2000	0	0	0
8	0	0	0	0



8	0	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	1	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	1	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	10,5	0	0
0	2000	0	0	0
8	0	0	0	0



8	0	0	0	0
3	EI	2	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	1	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	1	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	8,5	0	0
0	2000	0	0	0
8	0	0	0	0

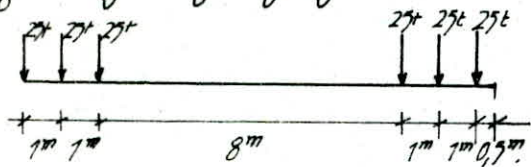


8	0	0	0	0
3	EI	4	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	1	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	1	0	0

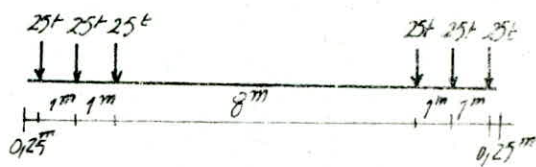
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	6,5	0	0
0	2000	0	0	0
8	0	0	0	0



8	0	0	0	0
3	EI	3.25	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	1	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	1	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	3.25	0	0
0	2000	0	0	0
8	0	0	0	0



8	0	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	1	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	1	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	8	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	1	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	1	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	0.25	0	0
0	2000	0	0	0
8	0	0	0	0



8	0	0	0	0
3	EI	0.25	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	1	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	1	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	8	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	1	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	1	0	0
0	2000	0	0	0
2	0	0	0	25
3	EI	0.25	0	0
0	2000	0	0	0
8	0	0	0	0

II.N / Armatures de flexion:

— $M_{\max} (-) = -131,65 \text{ t.m}$

on majore par 1,2 $\Rightarrow M = -157,98 \text{ t.m}$

pour l'acier on prend de l'Acier HA Fe E40

on a une section rectangulaire soumise à la flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi \leq 20 \\ \bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi > 20 \end{array} \right\}$$

$$K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}, \quad \alpha = \frac{15}{K + 15}, \quad \gamma = \alpha \cdot h.$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 157,98 \cdot 10^5}{2670 \cdot 360 \cdot 130^2} = 0,0145$$

le tableau (5) annexe (Pierre charon) nous donne.

$$K = 78,5$$

$$\alpha = 0,1604$$

$$\varepsilon = 0,9465$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 34,01 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{pas d'armatures de flexion comprimées.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{157,98 \cdot 10^5}{2670 \cdot 0,9465 \cdot 130} = 48,09 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 10\phi 25^T = 49,09 \text{ cm}^2$$

• condition de non-fragilité (C.C.B.A 68)

$$A_0 = 58,89 \text{ cm}^2 \quad A_1 = 1,2 A_0 = 70,67 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{7,1}{2270} \cdot 360 \cdot 130 = 57,31 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ A_0, \min(A_1, A_2) \} = 57,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12\phi 25^{\text{Tor}}$$

— $M_{\max} (+) = 87,06 \text{ t.m}$ après majoration $M = 87,036 \times 1,2 = 104,44 \text{ t.m}$

$h = 1,40 \text{ m}$ $b = 3,60 \text{ m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0092 \text{ d'où } \left. \begin{array}{l} K = 101 \\ \alpha = 0,1293 \\ \varepsilon = 0,9569 \\ \bar{\omega} = \end{array} \right\}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{101} = 27,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \quad \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{104,44 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9569 \cdot 130} = 29,98 \text{ cm}^2$$

• condition de non-fragilité (C.C.B.A 68)

$$A_0 = 29,98 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1,2 A_0 = 1,2 \cdot 29,98 = 35,98 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 38,38 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_0, \min(A_1, A_2)\} = 35,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12 \phi 20^T = 37,69 \text{ cm}^2$$

Vérification du cisaillement :

$$T_{\max} = 45,69 \cdot 1,2 = 54,82 \text{ t}$$

contrainte de cisaillement

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{54,82}{360 \cdot 0,9 \cdot 140} = 1,01 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

les armatures transversales de construction reprennent le cisaillement on prend un espacement $t = 35 \text{ cm}$.

$$A^t = \frac{T}{\bar{\sigma}_a \cdot z} \cdot t = \frac{54,82 \cdot 35 \cdot 10^3}{126 \cdot 2800} = 5,43 \text{ cm}^2$$

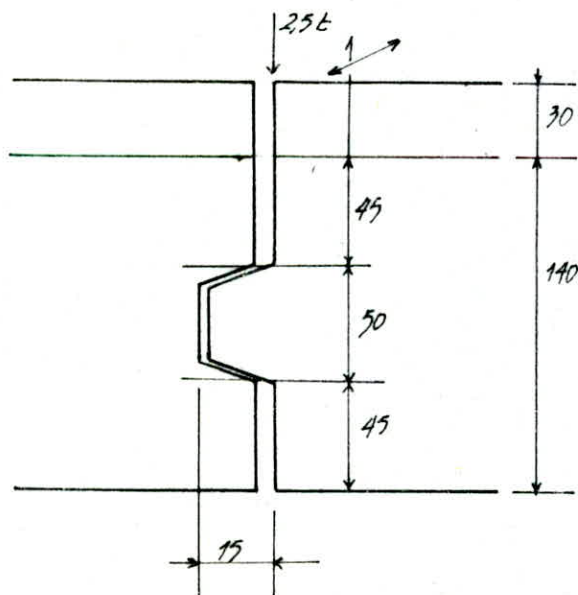
$$\text{on prend } 6 \phi 12^T = 6,98 \text{ cm}^2$$

Contrainte dans le sol :

les valeurs maximales sont obtenues par le cas 3
 $\sigma = 2,2 \text{ kg/cm}^2$

En fait ces valeurs sont tempérées par la présence des boîtes de cisaillements assurant une transmission de charge sur la poutre adjacente à cette valeur s'ajoute le poids de la poutre

$$\sigma'_{\text{total}} = 2,2 + 2,5 \cdot 1,7 \cdot 0,1 = 2,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$



la boîte de cisaillement :

l'effort tranchant max $T = 2,5t$ ce qui revient par mètre linéaire $T = 15,63 \text{ t/m}$

les armatures seront calculées selon le principe des consoles courtes, on doit prévoir la reprise de l'effort tranchant par les armatures

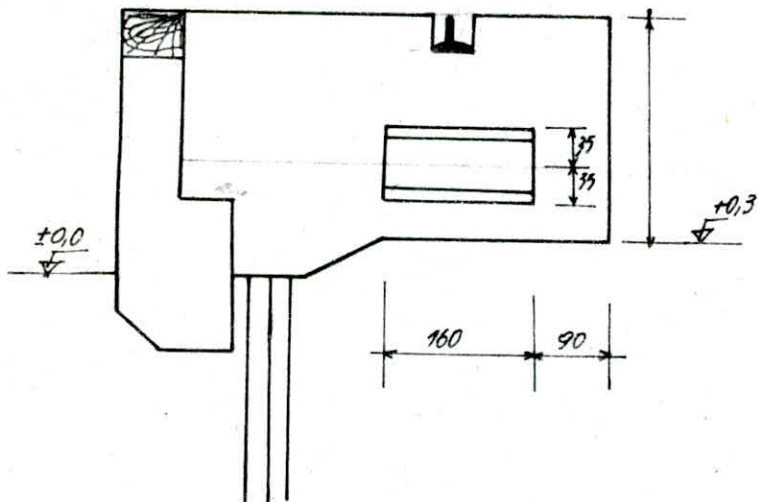
on choisit $5 \phi 14^T \text{ 1ml}$.

Vérification de la contrainte d'acier

$$\sigma_a = \frac{15,63 \cdot 10^3}{7,70} = 2029 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

contrainte de cisaillement

$$\bar{\sigma} = 1,5 \cdot \frac{25000}{160 \cdot 50} = 4,68 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$



contrainte de cisaillement

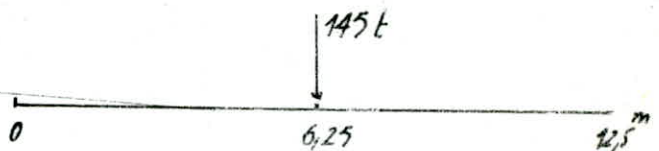
$$\tau = \frac{25000}{160 \times 75} \times 1,5 = 4,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau < \bar{\sigma}_6$$

0 / calcul de la poutre dans le sens transversale

l'effort amené dans l'axe de la poutre par les défenses d'accostage:

$$F = 145 \text{ t}$$



1 / calcul des sollicitations dans la poutre

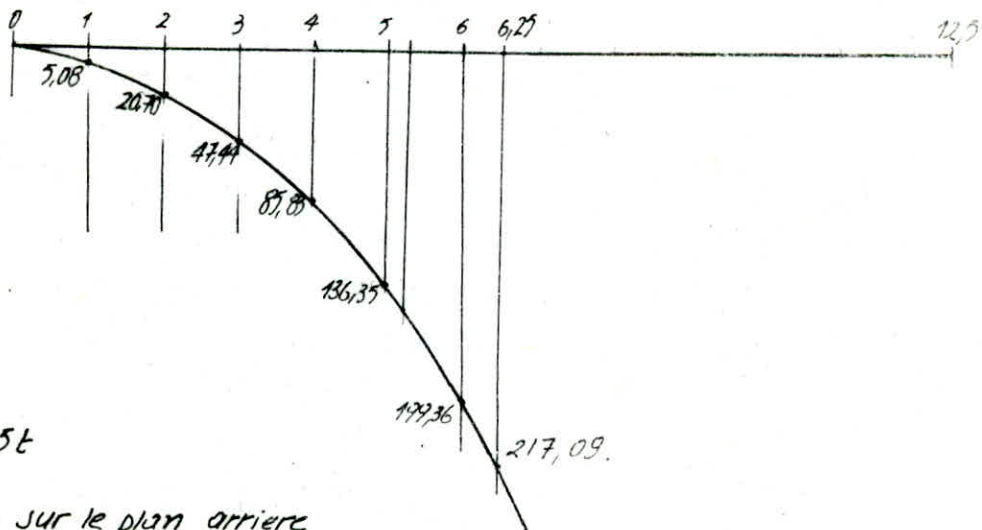
la poutre sera calculée comme une fondation sur sol élastique.

hypothèses adoptées :- $E = 1,26 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

- Coefficient de réaction du sol sur le plan de butée arrière de la poutre $c = 2000 \text{ t/m}^3$

- Inertie de la section $I = 1,4 \cdot \frac{4,7^3}{12} = 12,1 \text{ m}^4$

$$EI = 15246 \cdot 10^3 \text{ t} \cdot \text{m}^2$$



$$T_{\max} = 72,5 \text{ t}$$

contrainte sur le plan arrière

$\sigma_{\max} = 12,69 \text{ t/m}^2$ on remarque que cette contrainte est sensiblement uniforme

sur la poutre entre 9,96 - 12,69 t/m². Cela est due à la poutre qui est suffisamment rigide pour diffuser l'effort uniformément dans le terrain.

2/ Armatures de flexion:

$b = 140 \text{ m}$, $h = 4,5 \text{ m}$ c'est une poutre soumise à la flexion simple

$$M = 217,09 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 217,09 \cdot 10^5}{2670 \cdot 140 \cdot (450)^2} = 0,0044$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K = 150 \\ \alpha = 0,0909 \\ \varepsilon = 0,9697 \\ \bar{\omega} = \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2670}{150} = 17,80 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \text{ donc pas d'armatures comprimées}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{217,09 \cdot 10^5}{2670 \cdot 0,9697 \cdot 450} = 18,63 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité (CCBA.68)

$$A_0 = 18,63 \text{ cm}^2 \quad A_1 = 1,2 A_0 = 22,36 \text{ cm}^2 \quad A_2 = 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{bc}} \cdot b \cdot h = 77,16 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \left\{ A_0, \min(A_1, A_2) \right\} = 22,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \phi 25^T = 29,45 \text{ cm}^2$$

3/ Vérification du cisaillement:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{72,5 \cdot 10^3}{140 \cdot 0,9697 \cdot 450} = 1,186 \text{ kg/cm} < \bar{\sigma}_b$$

les armatures transversales de répartition absorbent le cisaillement.

$$e = 35 \text{ cm} \quad A' = \frac{T \cdot e}{\bar{\sigma}_a \cdot j} = \frac{72,5 \cdot 35 \cdot 10^3}{2670 \cdot 0,9697 \cdot 450} = 2,07 \text{ cm}^2$$

on choisit $2 \phi 12^T = 2,26 \text{ cm}^2$

4/ Sécurité au glissement:

sous l'effet d'accostage $F = 145 \text{ t}$

1) c'est le frottement qui agit seul
 $\varphi = 36^\circ$ $K_a = 0,26$ $\frac{2}{3} \varphi = 2/3$, $K_p = 3,85$ $\frac{2}{3} \varphi = 0$ $K_H = 2000 \text{ t/m}^3$

$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3, \quad \gamma' = 1,1 \text{ t/m}^3$$

pois de la poutre :

$$P = 2,5 \cdot [4,7 \cdot 1,8 \cdot 12,5] + 2,5 \cdot 0,3 \cdot 1,35 \cdot 12,5 + 2,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 12,5 = 244,84 \text{ t}$$

Effort de frottement et Sécurité :

$$\phi = 36^\circ \quad \tan \phi = 0,73 \quad \Rightarrow \quad N \tan \phi = 178,73$$

$$\delta = \frac{178,73}{145} = 1,23$$

2) Intervention de la butée :

$$K_p = 3,85$$

$$B = 3,85 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 1,70^2 \cdot 12,5 \cdot 3,85 = 125,17 \text{ t}$$

Sécurité au glissement :

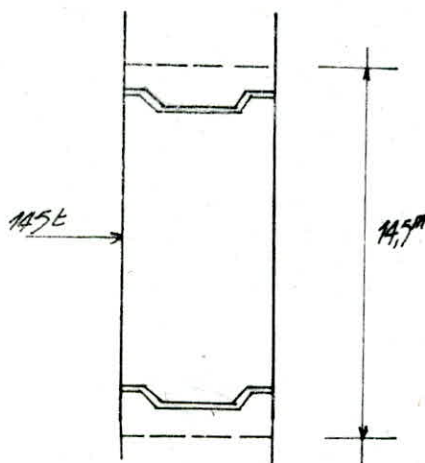
$$\delta = \frac{178,73 + 125,17}{145} = 2,10$$

Remarque :

la Sécurité au glissement se trouve améliorée par la présence des boîtes de cisaillement coulées à joints secs, prévues sur les joints entre poutre.

par exemple si on mobilise $2 \times 1 \text{ m} = 2 \text{ m}$ dans les poutres adjacentes.

la Sécurité devient



$$P = \frac{12,5 + 2}{12,5} \cdot 244,84 = 284,01 \text{ t}$$

$$\delta = \frac{284,01}{145} = 1,93$$

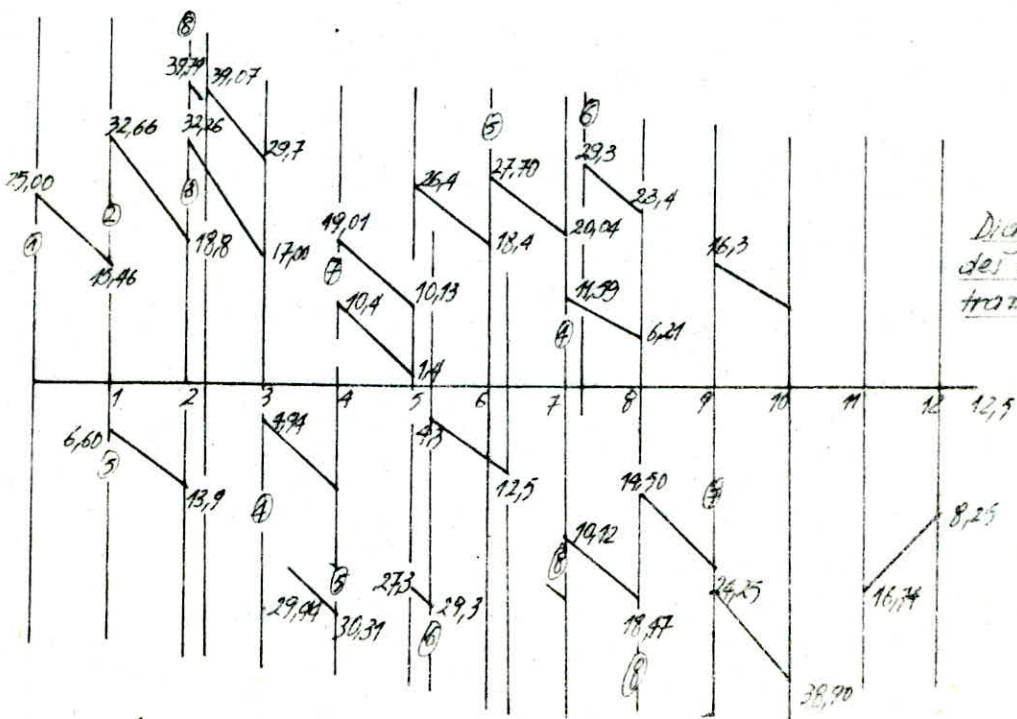
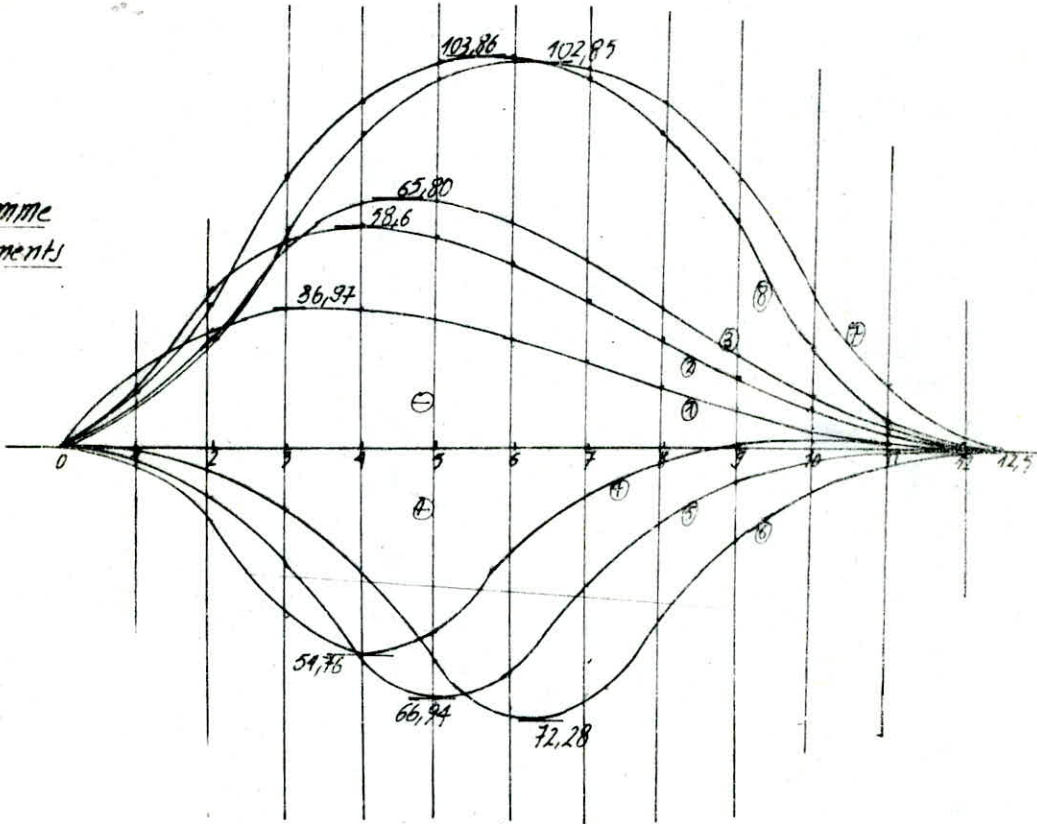
Sécurité au glissement sous l'effet d'amarrage $F = 50 \text{ t}$, cet effort est équilibré par le frottement seul

$$\delta = \frac{284,01}{50} \cdot \tan 36^\circ = 4,15$$

on remarque que le frottement est suffisant pour équilibrer seul l'effort d'amarrage.

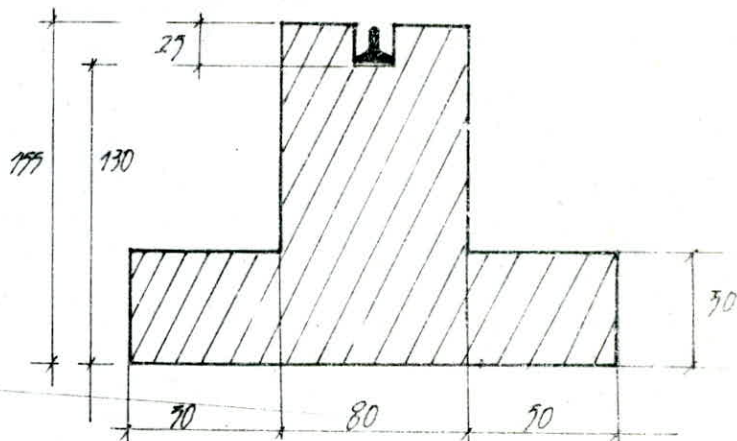
Ploutre côté terre plein.

Diagramme des Moments



E.P. / Poutre sous rail cote terre plein :

Effort horizontal transversal
due au vent en service
 $H = 11,00 \text{ t}$ pour 4 boggies
Hors service $H = 23,00 \text{ t}$ pour
4 boggies.



1/ . calcul des sollicitations
dans la poutre

les hypothèses adoptées sont identiques
à celles de la poutre du côté mer.

$$I = 1,26 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = 0,22 \text{ m}^4$$

largeur de la poutre 1,80 m, longueur de la poutre 12,5 m.

les cas envisagés sont identiques à ceux examinés pour la poutre du quasi côté
mer,

on tient compte de la majoration dynamique 1,2

2/ . Armatures de flexion :

$$c = 2000 \text{ t/m}^3 \quad \bar{\sigma}_a = 2270 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{\min} = -103,86 \text{ t.m.} \text{ après majoration } M = 103,86 \times 1,2 = 124,63 \text{ t.m.}$$

on a une section en T qui est soumise à la flexion simple

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 124,63 \cdot 10^5}{2270 \cdot 180 \cdot 120^2} = 0,0271$$

$$\Rightarrow h = 130^{\text{m}}, \quad h_1 = 1,20^{\text{m}}, \quad b = 1,80^{\text{m}}$$

$$\text{on tire } \mu = 0,0271 \Rightarrow \begin{aligned} k &= 55 \\ \alpha &= 0,2153 \\ \epsilon &= 0,9286 \end{aligned}$$

$$y = \alpha h = 0,2153 \cdot 1,20 = 25,83 \text{ cm} < 50 \text{ cm.}$$

l'axe neutre tombe dans la table

le calcul sera fait pour une section rectangulaire soumise à la flexion
simple de dimension 180 x 130.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{124,63 \cdot 10^5}{2270 \cdot 0,9286 \cdot 120} = 41,89 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2670}{55} = 48,54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

• condition de non-fragilité

$$A_0 = 41,89 \text{ cm}^2 \quad A_1 = 1,2 \cdot A_0 = 50,26 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{a, \text{Gen}}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{71}{4000} \cdot 120 \cdot 180 = 26,45 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ A_0, \min(A_1, A_2) \} = 41,89 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_0 = 8 \overset{\text{Fer}}{\phi} 25 + 2 \overset{\text{Fer}}{\phi} 20$$

• Pour $M_{\max}(+) = 72,28 \text{ t.m}$ on majore de 1,2 $\Rightarrow M = 86,73 \text{ t.m}$.

la table se trouve dans la partie tendue donc le calcul sera fait pour une section rectangulaire de dimension 80×130 soumise à la flexion simple.

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 86,73 \cdot 10^3}{2270 \cdot 80 \cdot 120^2} = 0,0423$$

$$K = 42,2$$

$$\alpha = 0,2622$$

$$\varepsilon = 0,9126$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{86,73 \cdot 10^3}{2670 \cdot 0,9126 \cdot 120} = 29,66 \text{ cm}^2$$

on fait un choix de $6 \phi 25 + 2 \phi 20 = 35,73 \text{ cm}^2$

• condition de non-fragilité:

$$A_0 = 35,73 \text{ cm}^2 \quad A_1 = 1,2 \cdot A_0 = 42,88 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{a, \text{Gen}}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{71}{4000} \cdot 80 \cdot 120 = 14,73 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ A_0, \min(A_1, A_2) \} = 35,73 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 6 \phi 25 + 2 \phi 20$$

• Vérification au cisaillement:

$$T_{\max} = 39,8 \times 1,2 = 47,76 \text{ t}$$

contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_b = \frac{47,76 \cdot 10^3}{80 \cdot 108} = 5,53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

• Armatures transversales:

on choisit $e = 35 \text{ cm}$.

$$A_L = \frac{I \cdot t}{\sigma_{all} \cdot z} = \frac{47,69 \cdot 10^3}{2800 \cdot 108} \cdot 35 = 5,40 \text{ cm}^2$$

on choisit $6\phi 12^T$

3/ contraintes dans le sol et deformations:

la contrainte maximale est atteinte pour le cas ③

$$\sigma = 20,58 \text{ t/m}^2$$

on ajoute le poids de la poutre

$$p = 2,5 \cdot 1,8 \cdot 1,55 - 2,5 \cdot 1,15 \cdot 1 = 4,1 \text{ t/m}$$

$$t \text{ (m}^2\text{)} = \frac{4,1}{1,8} = 2,27 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{totale}} = 20,58 + 2,27 = 22,85 \text{ t/m}^2$$

les valeurs du cas ③ se produisent pour les charges au bout de la poutre mais en raison de la transmission des charges par l'intermediaire des boites de cisaillement sur la poutre adjacente ces valeurs ne sont pas atteintes.

II Q. le calcul dans le sens transversal:

En Service . effort horizontal due au vent

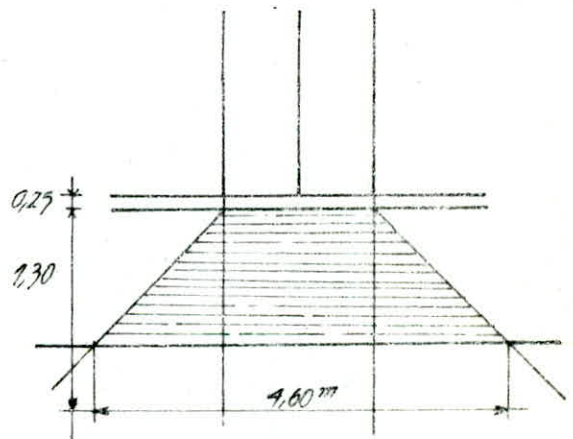
$$H = \frac{11}{4,3} = 0,92 \text{ t.}$$

. effort du freinage

$$H' = 2,50 \text{ t}$$

$$H_{\text{tot}} = 3,42 \text{ t.}$$

reaction au sol



Moment:

$$M = 3,42 \cdot 3 (1,30 + 0,16) = 14,98 \text{ t.m}$$

reaction minimale des galets côté vent

$$R = 16,5 \cdot 3 = 49,50 \text{ t}$$

longrine

$$\begin{aligned} 2,5 \cdot 1,8 \cdot 1,55 \cdot 4,6 &= 32,09 \\ -2,5 \cdot 1,05 \cdot 1,96 &= -12,08 \\ +1,8 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 4,6 &= 8,69 \end{aligned}$$

$$\underline{78,2 \text{ t}}$$

excentricité $e = \frac{M}{F} = \frac{14,98}{78,2} = 0,19 \text{ m}$

$$\sigma'_{1,2} = \frac{F}{S} \pm \frac{M \cdot y}{I} = \frac{78,2}{1,8 \cdot 4,6} \pm \frac{14,98}{46 \cdot 1,8^3} \times 6 \times 1,8 \rightarrow \begin{aligned} \sigma'_1 &= 15,98 \text{ t/m}^2 \\ \sigma'_2 &= 3,41 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

IIQ/1/ Armatures dans les ailes de la semelle :

$$\sigma(A) = \frac{(15,48 - 3A1) \cdot 1,3}{1,8} + 3,41$$

$$= 12,13 \text{ t/m}^2$$

• Moment

$$M = 12,13 \cdot \frac{0,5^2}{2} + (15,48 - 12,13) \frac{0,5 \cdot 1}{3}$$

$$= 1,80 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

2/ Effort tranchant :

$$T = \frac{15,48 + 12,13}{2} \times 0,5 = 6,65 \text{ t/ml}$$

Armatures (selon le principe des consoles courtes)

$$A' = \frac{T}{\sigma_a} = \frac{6,65}{2800} = 2,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

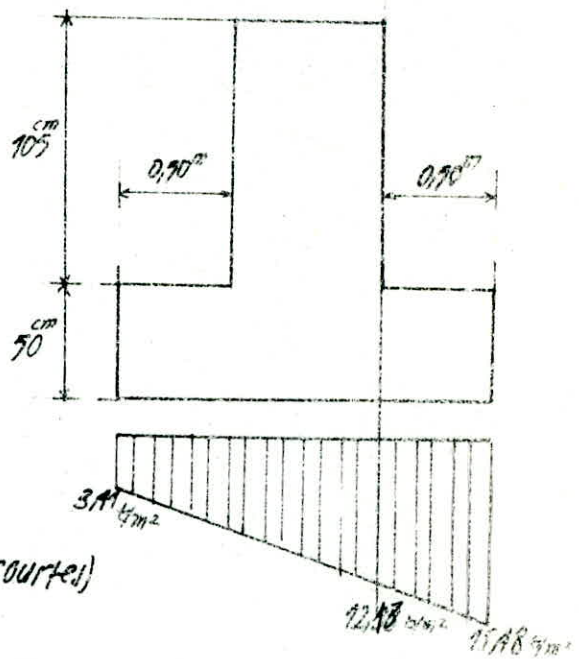
on prend 4 $\phi 12^T$

3/ Effort hors service

Effort horizontal dû au vent

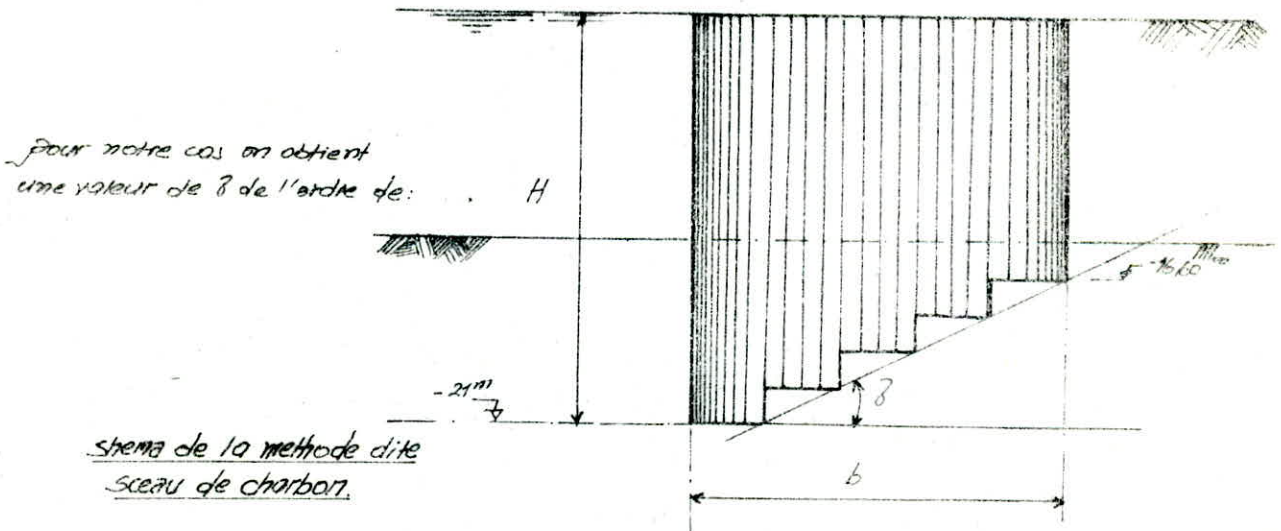
$$H = \frac{23}{4,3} = 5,35 < 3,42 \text{ t}$$

ce cas est moins défavorable que le précédent.



CONCLUSION

- Le manque de documents que l'on signale concernant ce type de théorie ou particulièrement ce type de structure, ne nous a pas empêché de traiter le sujet dans sa majeure partie.
Nous dirons aussi que ce genre de sujet est nouveau, son calcul et sa conception reste encore empiriques.
- L'avantage des gabions cisonnés demeure dans la largeur de l'ouvrage qui n'est pas ici limitée par la résistance des serrures, la stabilité peut donc être facilement acquise par augmentation de la largeur qui laisse ce type de structure bien adapté aux murs de quais exécutés à partir du terrain naturel et achevés par dragage.
- La protection des palplanches contre la corrosion, l'abrasion, les chocs... doit être faite par un revêtement de peinture qui doit être très étanche. On peut réduire la profondeur à laquelle les palplanches doivent être battus en application de la méthode dite de la marche d'escalier "seau de charbon" vers le côté terre, et ceci en vue d'économiser du poids d'acier, cette méthode n'est applicable que si le remblai arrière est de très bonne qualité et à condition de ne pas dépasser pour l'angle β la valeur moyenne de 15° .



- Il est d'usage de prévoir toutes les deux ou trois palplanches des ouvertures de 70 à 100 mm de diamètre qui seront destinées à empêcher la formation d'une retenue hydrostatique à l'intérieur des cellules.

Cette étude faite ci-dessus met en évidence les faits suivants:

* les constructions cellulaires sont susceptibles de nombreuses applications pour les grands travaux de génie civil et dans de nombreux cas, elles seront compétitives compte tenu de leur prix et de leur façon de se comporter sous l'effet de sollicitations extérieures importantes

* les méthodes de calcul proposées sont approximatives et susceptibles de faire l'objet de discussions.

Les coefficients de sécurité que l'on en déduit ne seront pas définitifs dans ces conditions nous apprécierons la validité de ces chiffres en fonction de l'importance du critère à vérifier.

Il serait souhaitable que des essais de laboratoire et des observations répétées faites sur chantiers permettent d'énoncer des hypothèses exactes dont nous pourrions déduire des méthodes de calcul définitives

* la stabilité des constructions cellulaires est principalement assurée par la butée des terres de remplissage et leur largeur doit être telle qu'aucun glissement de ces dernières ne puisse se produire

* le choix des hypothèses et par suite les méthodes de calcul sont les plus importantes et seul le bon sens et l'expérience jouent un rôle dans leur détermination.

Bibliographies

- 1 * Aide memoire de resistance des materiaux.
- 2 * Applications de la mecanique des sols (cours & exercices)
Jaques Verdeyen - Victor Roisin - Jean Nuyens
edition 71. DUNOD.
- 3 * Bulletin N° 22 (Danais) (des conferences de marines international)
- 4 * Bulletin N° 14 Cellular cofferdams, calculation Methods and
Model Tests.
the Danish Geotechnical institute Copenhagen 1962
- 5 * calcul des ouvrages en palplanches metalliques
Andre Houy edition DUNOD.
- 6 * calcul des fondations et murs de soutenelements
Waire tens edition Eyrolles.
- 7 * catalogue : palplanches en acier LARSEN, RZ, Rombas
& des pieux P.H. edition 05 UNIMETAL (societe française)
- 8 * catalogue : palplanches en acier LARSEN, Rombas
SACILOR (societe française)
- 9 * calcul et verification des ouvrages en beton armé
Pierre Charon edition Eyrolles
- 10 * C.C.B.A. 68. Reglement.
- 11 * cours pratique de mecanique des sols
J. castet, G Jangierat edition Dunod.
- 12 * Document de Service technique central
conception et calcul des quais en gabions de palplanches
metalliques plates.
- 13 * Document : Developpement des constructions cellulaires dans
les ouvrages maritimes.
- 14 * Fondations et ouvrages en terre.
Gerard. Philipponat. edition EYROLLES 1977.
- 15 * l'utilisation pratique des palplanches metalliques
leurs applications - leur calcul et leur choix.
A. Couard. paris et liege
Librairie polytechnique CH. Beranger.
- 16 * Regles parasismique 1969
- 17 * Resistance des materiaux Tome 2
S.P. Timoshenko edition DUNOD.
- 18 * Vrdestein (Service de la documentation Vrdestein)
- ALF axially loaded fenders
- Defences en caoutchouc.

