

# ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE - CIVIL



## PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

**CULEE de PONT  
en TERRE ARMEE**

Proposé par :

**E.N.G.O.A**

Etudié par :

**Boulifa  
BENHABILES**

Dirigé par :

**Laribi**

PROMOTION :

**Janvier 1988**

# ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE - CIVIL



## PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

**CULEE de PONT  
en TERRE ARMEE**

Proposé par :

**E.N.G.O.A**

Etudié par :

**Boulifa  
BENHABILES**

Dirigé par :

**Laribi**

PROMOTION :  
**Janvier 1988**



# Remerciements

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

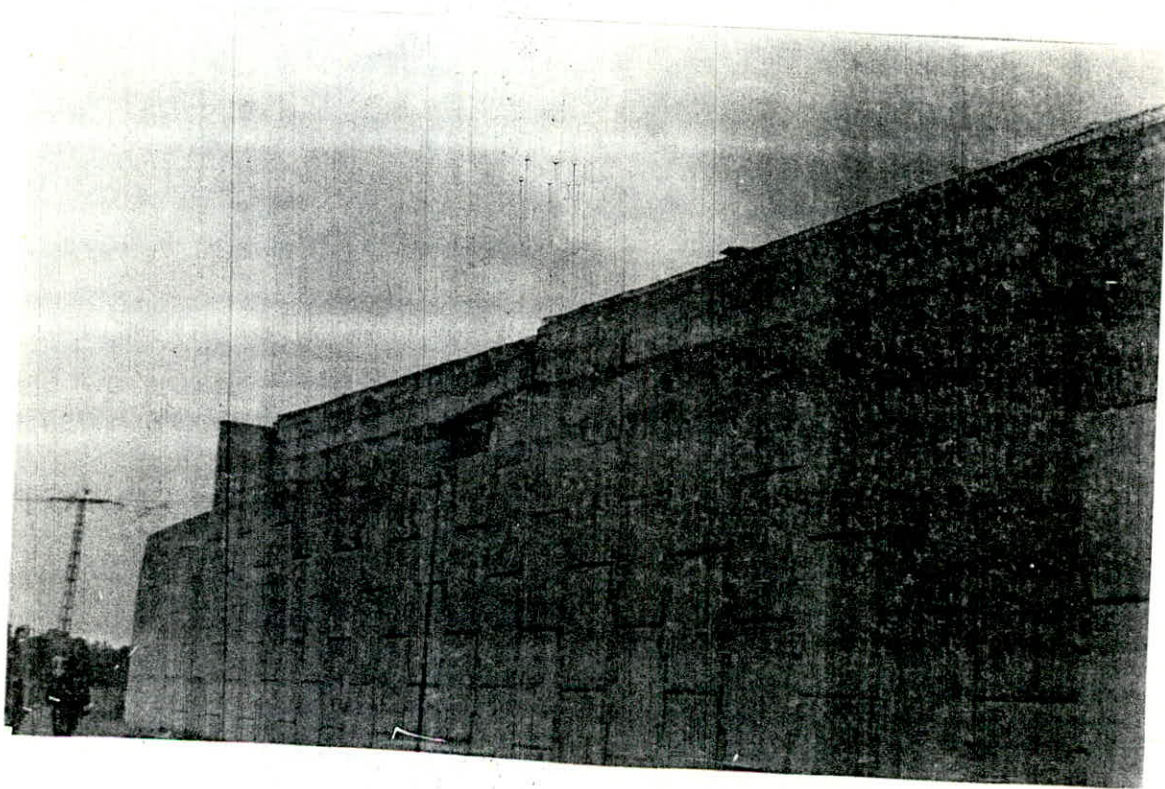
Toute notre gratitude à monsieur DJAFER. HKODJA SAID, ingénieur à L'ENAGOA, à toute l'équipe du chantier terre-armée et en particulier leur chef ALI de sa bonne collaboration, au cours de nos visites, à monsieur LARIBI notre promoteur.

Nous remercions toutes personnes ayant participé à la réalisation de ce projet.

Notre reconnaissance au jury qui vont nous honorer en jugeant notre travail.

Abdelkrim

Yadjid



# SOMMAIRE

I\_ Introduction

II\_ Principe de fonctionnement

III\_ Frottement sol armature

IV\_ Choix des materiaux

-1 Choix du remblai

-2 Les armatures

-3 Le parement

V\_ Mise en oeuvre

VI\_ Stabilite generale

-1 Stabilite externe

-a Stabilite a poiçonnement

-b Stabilite au glissement sous la base

-c Stabilite au grand glissement

-2 Stabilite interne

a\_ Rupture par cassure d'armatures

b\_ Rupture par defaut d'adherence

VII\_ Etude d'une culee de pont

VIII\_ Etude economique

Après m'être demandé, il y a presque trente-ans sur une plage de l'IBIZIA, si l'association d'aiguilles de pin et de grains de sable pouvait avoir un sens, et, en travaillant ce sujet tout seul pendant cinq-ans je suis arrivé, avec beaucoup de difficultés, à une conclusion précise

Cette association, conduisait à la naissance d'un nouveau matériau que j'ai appelé " LA TERRE-ARMEE "

HENRI VIDAL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# INTRODUCTION

## HISTORIQUE

Après m'être demandé, il y a presque trente-ans sur une plage de l'IBZIA, si l'association d'aiguilles de pin et de grains de sable pouvait avoir un sens, et, en travaillant ce sujet tout seul pendant cinq-ans je suis arrivé, avec beaucoup de difficultés, à une conclusion précise  
Cette association, conduisait à la naissance d'un nouveau matériau que j'ai appelé "LA TERRE-ARMÉE"

Avec la naissance de ce nouveau matériau, naissa une nouvelle technique mise au point et breveté par HENRI VIDAL en 1963

Le premier mur a été construit en 1965 dans LES PYRENES, mais l'utilisation importante de la terre-armée dans les projets à commencé en 1968/69 avec la construction de l'autoroute ROQUEBRUNEMENTON .  
Depuis, la technique s'est largement développé, plus de DIX-MILLES ouvrages représentant plus de CINQ-MILLIONS de mètres carrés de parements.

Actuellement trois ouvrages, en terre-armée entrent en service chaque jour quelque part dans le monde  
La force de cette technique réside dans le dynamisme de service de ses équipes, dans ses implantations et dans sa haute technicité".

Trente sociétés ont été créés dans le monde des sociétés présentent dans tous les pays industrialisés avec une excellente pénétration du marché ainsi que les états-unis viennent en tête avec un tiers du chiffre d'affaire total puis le japon, les pays d'Europe, le Canada, l'Australie, l'Amérique latine, et même l'Algérie a été touchée par cette nouvelle technologie en 1987 et compte jusqu' à présent quatre ouvrages.

Le caractère international de la terre-armée est très important aussi bien pour les recherches techniques que pour les recherches d'applications nouvelles.

La théorie élaborée il y a trente ans s'est parfaitement bien confirmée et n'y ait pas eu un seul incident ou accident qui provienne d'une erreur technique sur le fonctionnement de la terre-armée



L'elaboration des programmes adaptes au cas de la terre-armée sont bien verifiés par les resultats experimentaux obtenus sur des ouvrages réels. les mesures en vrai grandeur, complétées, ont permis de preparer des programmes de calculs courants qui s'appliquent aux differents types d'ouvrages ,et qui sont utilisés de façon homogene par toutes les societés dans le monde.

Actuellement les recherches se poursuivent pou verifier l'effet des seismes sur les terre-armée peu des sociétés françaises et américaines (mur soumis à des vibrations et des explosions ). elles ont été complitées au japon par l'étude de massif construit sur table vibrante, et enfin vérifiées par l'excellent comportement de tous les ouvrages qui sont effectivement subi des tremblements de terre (japon, itali.

*PRINCIPE*  
*DE FONCTIONNEMENT*

## PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

La terre-armée est un nouveau matériau de construction qui résulte de l'association de la terre et des armatures. Ces dernières étant le plus souvent des éléments linéaires (bandes métalliques) flexibles et susceptibles de supporter des efforts de traction importants.

Les composants de la terre-armée ont des modules de déformation très différents, l'interaction entre eux est assurée par le biais du frottement qui se développe sur leurs surfaces de contact et qui empêche leurs déplacements relatifs.

C'est le frottement entre la terre et les armatures qui est le phénomène essentiel dans la terre-armée. Ainsi lors d'une sollicitation la terre transmet aux armatures les efforts de traction qui se développent dans la masse. La mise en traction des armatures permettant de s'opposer à la déformation horizontale du massif, c'est à dire empêchant l'expansion du matériau dans la direction du renforcement et tout se passe comme si la terre possédait dans les directions des armatures une cohésion proportionnelle à leurs résistances à la traction.

Comme le principe de la terre-armée repose sur l'existence d'un frottement entre la terre et les armatures, toutes les mesures faites sur des modèles réduits ou des ouvrages réels concordent pour montrer que dans une armature de terre-armée, la force de traction varie d'un bout à l'autre de l'armature. Aux extrémités libres des armatures, cette force de traction est nulle, mais elle n'est pas maximale sur le parement de l'ouvrage auquel sont fixées les armatures.

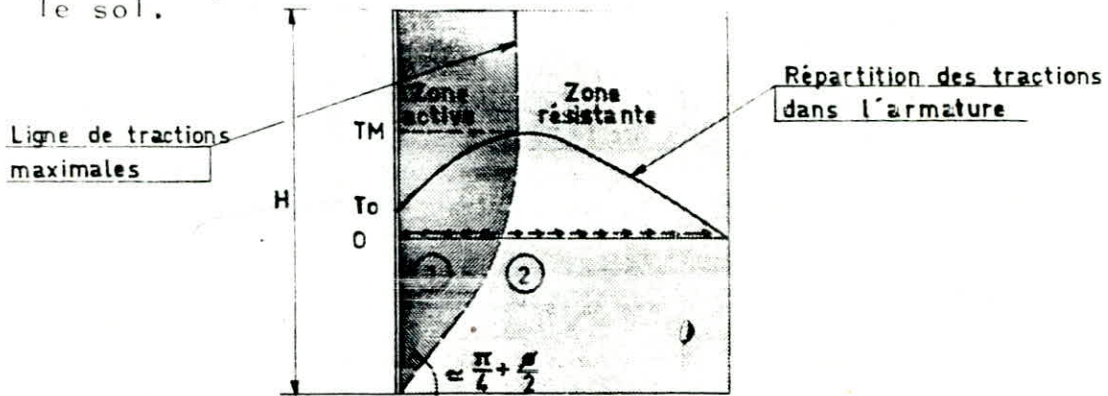
La terre-armée apparaît ainsi comme un matériau composite relativement homogène, fortement anisotrope et présente une résistance élevée à la traction.

L'ouvrage en terre-armée est déterminé aux extrémités libres par un parement destiné à retenir la terre de s'écrouler entre les lits d'armatures, et, donner à l'ouvrage la forme voûtée.

Le lieu de traction maximale dans un massif en terre-armée separe le massif en deux zone.

Une "zone active" ou la terre qui tend à glisser vers l'exterieur du massif est retenu par les efforts de frottement mobilisés sur les surfaces d'armature. Ces efforts de frottements sont alors dirigés vers l'interieur du massif et entraînent une augmentation des efforts de traction dans les armatures.

Une "zone résistante" ou l'armature est soumise à la force de traction maximale, tend à glisser vers l'interieur du massif, mobilisant ainsi les efforts de frottements sur ses surfaces de contact avec le sol.



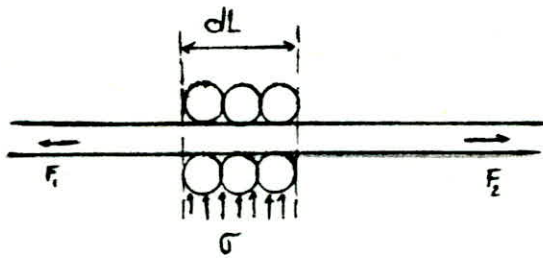
Dans un massif en terre-armée le lieu de traction maximale representent une surface de rupture potentielle pour les armatures. Il est essentiellement variable en fonction de la geométrie du massif, des sollicitations exercées sur le massif, des caracteristiques du matériau de remblai, du frottement sol-armatures.

L'équilibre local d'une armature montre que la contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) exercée sur la surface de l'armature par le sol a pour expression : ( en supposant qu'elle soit la même sur les deux faces ).

$$\tau = \frac{1}{2b} \times \frac{dT}{dL} = f \cdot \sigma_v(l)$$

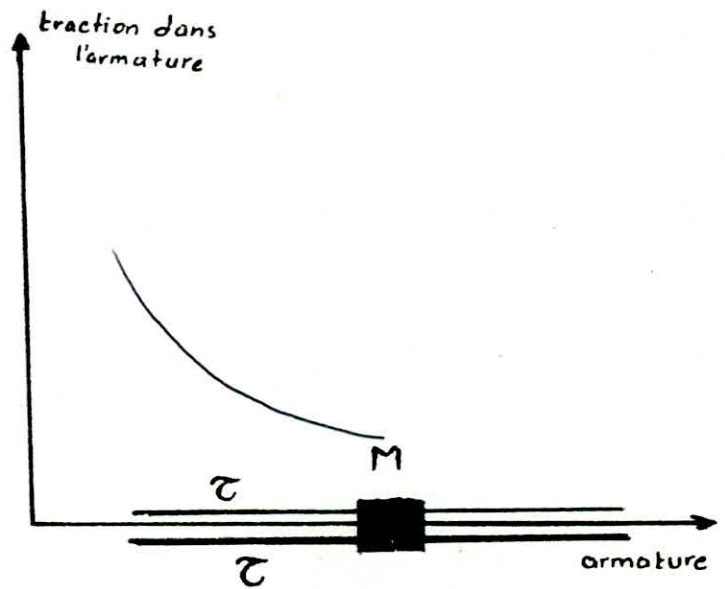
- T : Traction dans l'armature .
- b : Largeur de l'armature .
- L : Abscisse du point considéré sur l'armature .
- $\sigma_v$  : Contrainte verticale exercée par le sol sur l'armature au point considéré .

La mobilisation du frottement entre la terre et les armatures a pour effet de modifier l'état des contraintes et l'état des déformations dans le sol et d'améliorer ainsi nettement les caractéristiques de déformabilités et de résistance du matériau.



$$dF = dF_2 - dF_1$$

$$\tau = \frac{1}{2b} \cdot \frac{dT}{dL}$$



## FROTTEMENT SOL-ARMATURES

Le principe du matériau terre-armée repose sur l'existence d'un frottement entre le sol et l'armature. Ce phénomène de frottement est complexe surtout lorsque les armatures sont des éléments linéaires, comme là est le cas dans la plupart des ouvrages réalisés. Afin de connaître la valeur du coefficient de frottement terre-armatures, plusieurs types d'essais ont été jusqu'à présent utilisés

- 1- Essai à la boîte de cisaillement entre le sol et un morceau d'armature permettant de connaître la loi élémentaire du frottement, la valeur réelle "f" du coefficient de frottement maximal, et, sa valeur résiduelle "f<sub>res</sub>".
- 2- Essai de traction sur des armatures enterrées dans un remblai dans un ouvrage réel en terre-armée où dans un massif en modèle réduit. L'armature est extraite à l'aide d'un verin, et, l'on détermine la corbe traction-déplacement.

Cet essai qui n'est qu'une schématisation du phénomène de frottement entre la terre et les armatures dans les ouvrages en terre-armée ( fig 1 ) ne permet pas de connaître les valeurs réelles du coefficient de frottement.

En effet on ne connaît pas la composante verticale de la contrainte réelle qui s'exerce sur l'armature, et, on détermine donc un coefficient de frottement apparent moyen ( f\* ) en rapportant la contrainte de cisaillement mesurée  $\tau$  à la contrainte verticale due au poids des terres (  $\sigma_v = \gamma h$  ) soit :

$$f^* = \frac{\tau}{\gamma h} = \frac{T}{2b.L.\gamma.h}$$

- T : Effort de traction appliqué sur l'armature.
- b : Largeur de l'armature.
- L : Longueur de l'armature.
- $\gamma$  : Poids volumique du sol.
- h : Hauteur du remblai au dessus de l'armature.

Les essais de traction diffèrent par la géométrie du massif : ( remblai, modèle réduit, ouvrage réel ), ainsi que par l'application de la force de traction.

On peut noter en particulier deux types d'essai de traction:

- Essai de traction sur un groupe d'armatures par translation ou par rotation du parement dans des modèles réduits avec mesure de la force de traction dans chaque armature.

Ce type d'essai permet d'étudier l'influence de la déformation du massif sur la résistance de toutes ses armatures au glissement dans des conditions analogues à celles d'un ouvrage réel.

Aussi, il permet de définir un coefficient de sécurité global (F.S) vis-à-vis de la rupture par défaut d'adhérence ( fig 2 ).

Toute fois il ne permet pas de déterminer le coefficient de frottement apparent ( $f^*$ ) car les efforts ne sont pas entièrement mobilisés sur toutes les armatures .

- Essai d'extraction d'une armature ou d'un groupe d'armature dans un remblai, ou un ouvrage réel, ou un modèle réduit ( fig 3 ) .

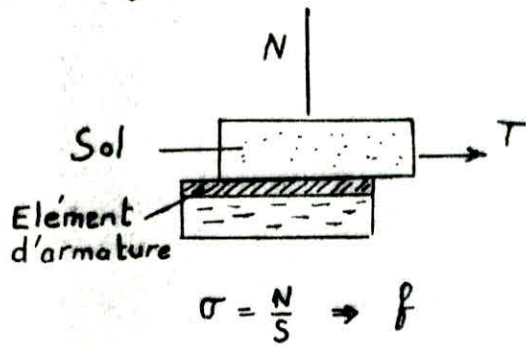
Afin d'étudier l'effet de groupe on a comparé sur des modèles réduits l'effort  $T_g$  nécessaire pour extraire 4 armatures de largeur  $b$ , distante de  $d$ , à la somme des efforts  $T_i$  nécessaire pour extraire chaque une des armatures séparément .

La variation du coefficient d'efficacité  $Coff = T_g / \sum T_i$ , avec le rapport  $d/b$  montre que les ouvrages en vraie grandeur ( $d/b > 8$ ) . il est justifié de considérer qu'il n'y a pas d'interférence entre les armatures et que l'on peut étudier le comportement d'armatures isolées ( fig 4 ).

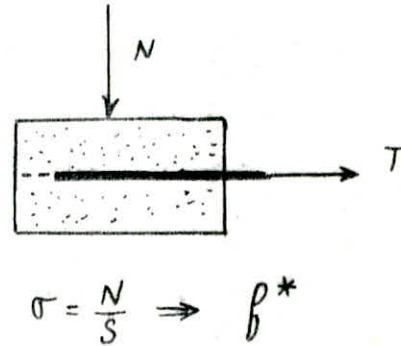
Parmi les paramètres les plus influents sur le coefficient de frottement apparent  $f^*$  les paramètres suivants :

- Influence de l'état de surface des armatures.
- Influence de la nature du remblai.
- Influence des poids des terres.

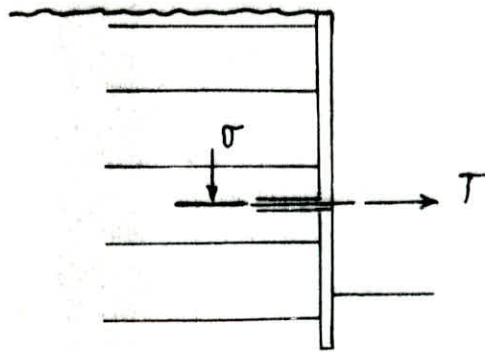
Fig-1 - MESURE DU COEFFICIENT DE FROTTEMENT SOL-ARMATURE



CISAILLEMENT DIRECT

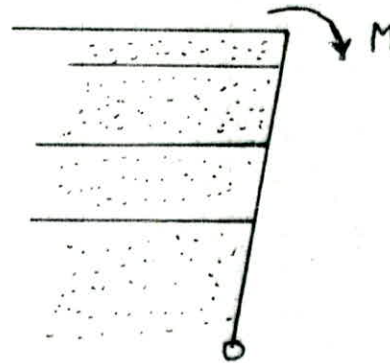


ESSAI DE TRACTION A LA BOITE



ESSAI DE TRACTION SUR MASSIF

COEFFICIENT DE  
FROTTEMENT APPARENT  
 $f^*$   
 $(f^* > f)$



ESSAI DE TRACTION PAR ROTATION



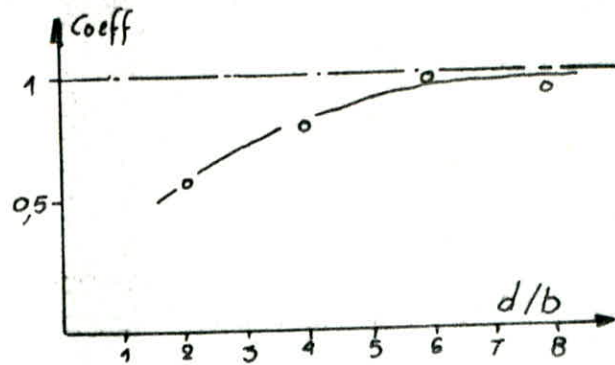


Fig. 4 - Coefficient d'efficacité d'un groupe d'armatures

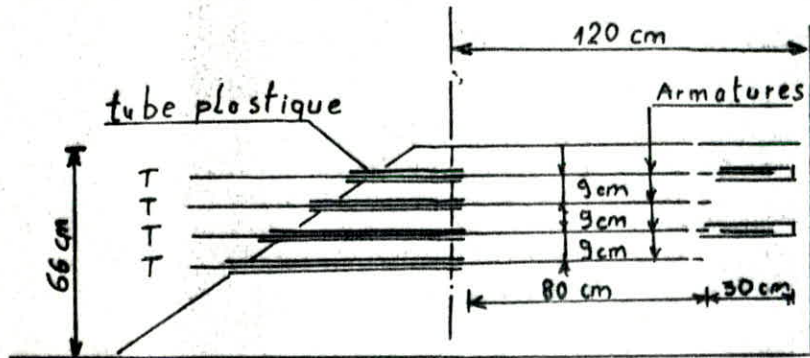


Fig 3 - Essai de Traction sur modele réduit (L.C.P.C., 1977)

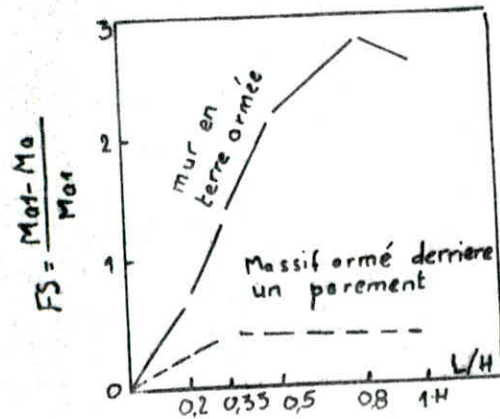
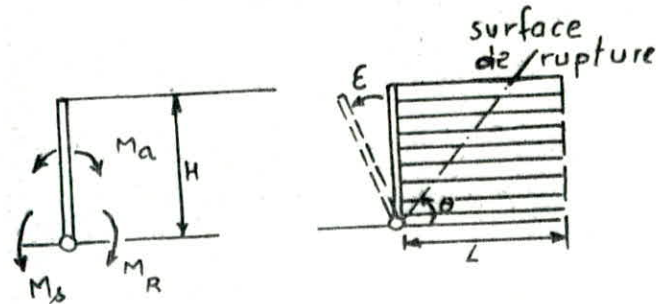


Fig 2 - essai de traction par rotation du parement

$M_a$  - moment appliqué  
 $M_R$  - moment du au renforcement  
 $M_s$  - moment du à la poussée du sol  
 $M_{a2}$  - moment appliqué pour maintenir le massif non armé en équilibre limite

*CHOIX DES MATERIAUX*

## LE REMBLAI

La qualité des matériaux de remblai utilisables pour la terre-armée, répond à des critères bien déterminés.

On distingue parmi ceux-ci :

- D'une part des critères géotechniques.
- D'autre part des critères chimiques ou électrochimiques.

### A-Critères géotechniques

Les matériaux de remblai doivent satisfaire à la fois à un critère mécanique et à un critère de mise en œuvre.

#### 1/ Critère mécanique

La démarche pratique est schématisée par le tableau

PASSANT A 80 $\mu$ .m	$\leq 15\%$	CRITERE MECANIQUE SATISFAIT			
		PASSANT	$\leq 10\%$	CRITERE MECANIQUE SATISFAIT	
	armature H.A			angle de frottement interne $\geq 25^\circ$	critère mécanique satisfait
	10% à 20%		armature H.A	angle de frottement interne $< 25^\circ$	matériau inutilisable en terre-armée
			armature LISSE	angle de frottement interne $\geq 22^\circ$	critère mécanique satisfait
	15 $\mu$ .m	Lisse	angle de frottement interne $< 22^\circ$	matériau inutilisable en terre-armée	
$> 20\%$		Matériau inutilisable en terre-armée			

CRITERES MECANIQUE POUR LE CHOIX D'UN MATERIAU DE REMBLAI

2/ Critère de mise en oeuvre


La dimension des plus gros éléments ne doit pas excéder 250 mm compte tenu de la faible épaisseur des couches ( 0,333 ou 0,375 M ).

B- Critères chimiques et électrochimiques

Les critères chimiques et électrochimiques liés à la durabilité des armatures sont :

- La résistivité.
- l'activité en ions hydrogène ou "PH".
- la teneur en sels solubles.
- La teneur en sulfures.
- Les matières organiques.

Dont les valeurs sont évoquées ci-dessous.

critères	résistivité à l'état saturé	p H	teneur en sels solubles		teneur en sulfure	matière organique
			Cl <sup>-</sup>	SO <sub>4</sub> <sup>2+</sup>		
unités sites	Ω.m					
HORS D'EAU	> 1000	5 à 10	≤ 200	≤ 1000	< 300	
DANS L'EAU DOUCE	> 3000	5 à 10	≤ 100	≤ 500	< 100	≤ 100

CRITERES CHIMIQUES ET ELEMENT ELECTROCHIMIQUES POUR LE CHOIX D'UN MATERIAU DE REMBLAI.

## LES ARMATURES

Les armatures doivent posséder les caractéristiques suivantes:

- Avoir une bonne résistance à la traction, une rupture de type non fragile et présenter de fluage.
- Avoir un bon coefficient de frottement avec le matériau de remblai.
- Avoir une faible déformabilité aux charges de service ( de l'ordre de quelque %)
- Etre suffisamment souples pour ne pas limiter la déformabilité du matériau "terre armée" et pour permettre une mise en oeuvre aisée.
- Avoir une bonne durabilité.
- Etre économiques.

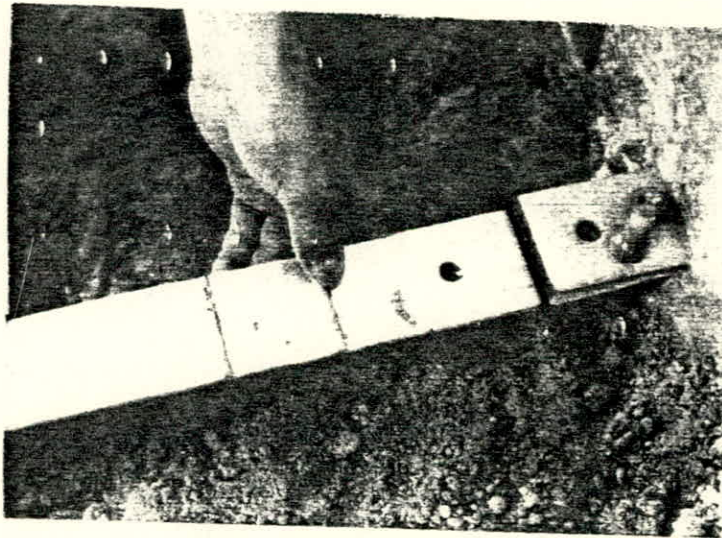
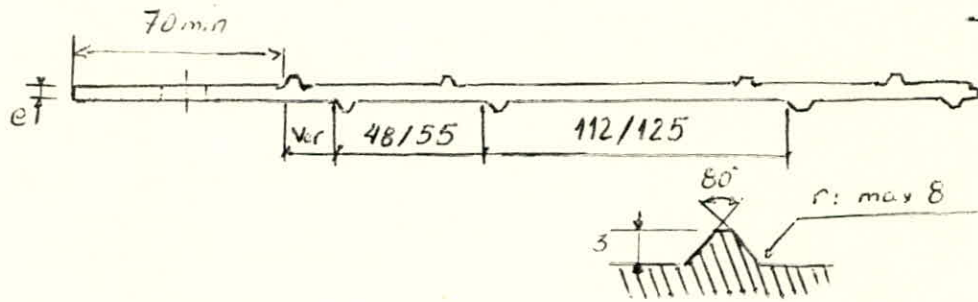
C'est actuellement l'acier galvanisé qui répond le mieux, dans les utilisations courantes, à toutes ces conditions. Dans le cas d'ouvrages en site maritime, on utilise de l'acier doux non galvanisé. Les armatures sont en général des plats de quelques millimètres d'épaisseur et de quelques centimètres de largeur.

### Cas du parement métallique

Les armatures sont découpées dans les mêmes tôles que celles utilisées pour la fabrication des éléments du parement. Elles sont en acier doux galvanisé et ont 3mm d'épaisseur en général. Elles ont une largeur de 50 , 60 ou 90 mm.

### Cas du parement en écailles de béton

Les armatures en acier doux galvanisé ont une section de 40x5mm ou de 60x5mm et leur surface est crénelée pour améliorer le frottement sol-armature. Elles sont appelées armatures à haute adhérence. La dimension et l'espacement des crénelures ont été choisis de façon à obtenir le meilleur coefficient de frottement dans la gamme des matériaux utilisés. (fig )



Armature à haute-adhérence

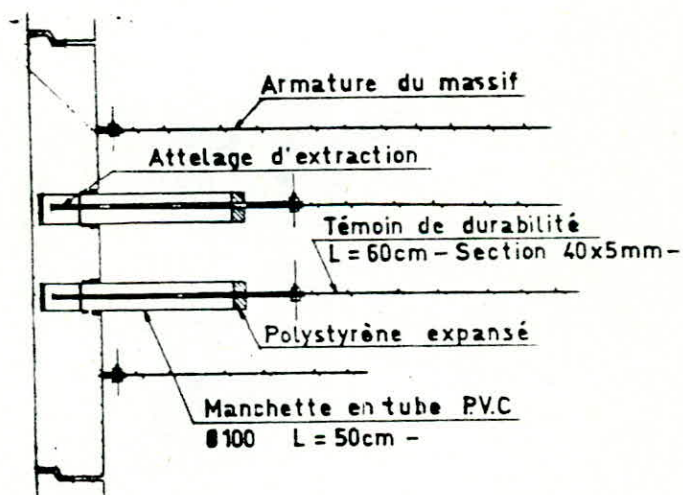
## DISPOSITIF DE CONTROLE DE L'ETAT DES ARMATURES

Dans les ouvrages à haute niveau de sécurité (exemple culé de pont), il convient de contrôler périodiquement l'état des armatures vis à vis des des phénomènes de corrosion. Ce contrôle est organisé à l'avance par la pose des témoins de durabilité au moment de la pose des écailles . .

Les témoins de durabilité sont des échantillons d'armatures de 60 cm de longueur du même type que celles utilisées dans l'ouvrage. Chaque témoin est numéroté et pesé au centigramme près avant sa mise en place, et son emplacement est repéré sur le plan de pose.

Une carte sur laquelle sont gravés les numeros de témoins et leurs poids, est placée dans le tube de l'attelage d'extraction.

Les écailles spéciales réservées à l'extraction des témoins sont munies dans un de leurs coins d'un repère distinctif. L'extraction des témoins necessitent l'emploi d'un petit verin. Chaque écaille spéciale peut être munie de quatre témoins, il faut en général prévoir trois ou quatre écailles par ouvrage.



## LE PAREMENT

Le parement constitue la partie visible du mur, celui-ci qui ne joue mécaniquement qu'un rôle local, empêchant le sol de glisser entre les lits d'armatures, est appelé à accomplir les caractéristiques suivantes :

- 1- Il doit être résistant, car il doit supporter les efforts de poussée au voisinage immédiat de l'extrémité d'ouvrage .
- 2- Il doit être flexible, pour conserver à la terre-armée sa qualité essentielle de souplesse .
- 3- Il doit être esthétique, car l'aspect du parement d'un ouvrage constitue un élément architectural important .
- 4- Il est constitué par des éléments préfabriqués, pour permettre une construction rapide et simple du massif armé .

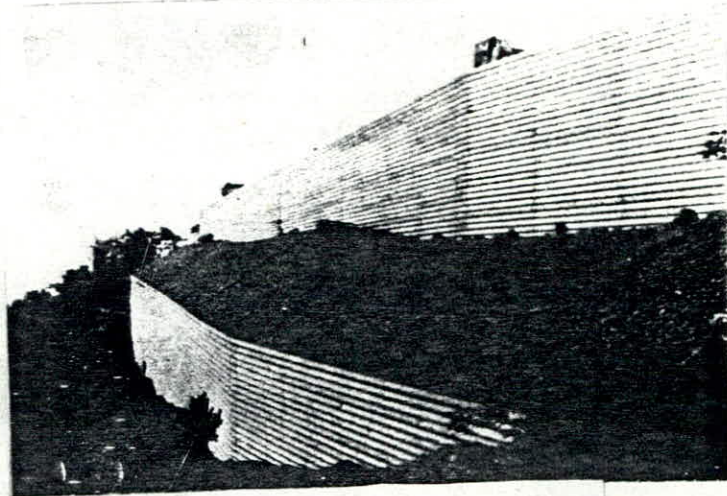
Ce parement est constitué d'éléments préfabriqués, peut être un parement métallique ou un parement en écailles de béton .

### PAREMENT METALLIQUE

Au début, le parement était en acier galvanisé, il se présentait sous la forme de tôles cylindriques dont la partie vue avait une section demi-élliptique, elles sont normalisées de longueur 10M et de largeur 0,33M et pesant 115 Kg .

Les éléments sont percés de trous permettant le boulonnage aux éléments encadrant et aux armatures, entre deux éléments d'un même niveau est placé un couvre joint d'étanchiété (voir fig ) .

Ce type de parement est très flexible, et peut encaissé sans dommage des déformations importantes dans le sens vertical .



Ouvrage à parement métallique

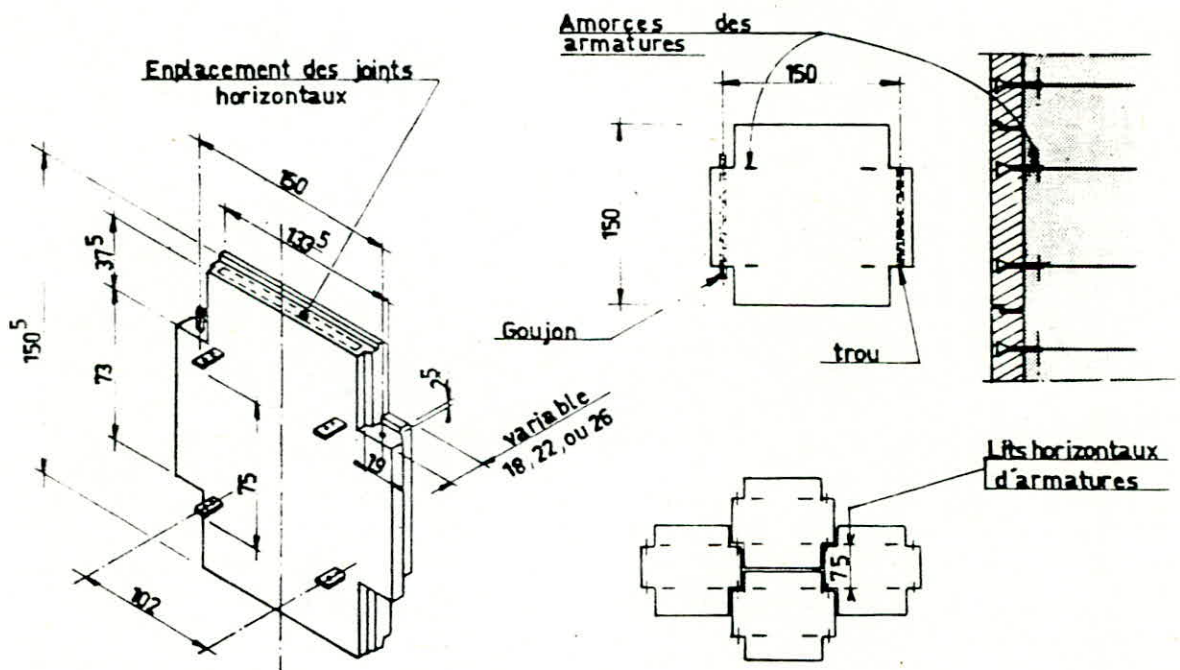


## PAREMENT EN ECAILLES DE BETON

En 1970, ils ont lancé les parements, en écailles de béton, après plusieurs essais dans des stations expérimentales, ils ont abouti à leurs dimensionnement optimum actuel (150 x 150 x 18) CM.

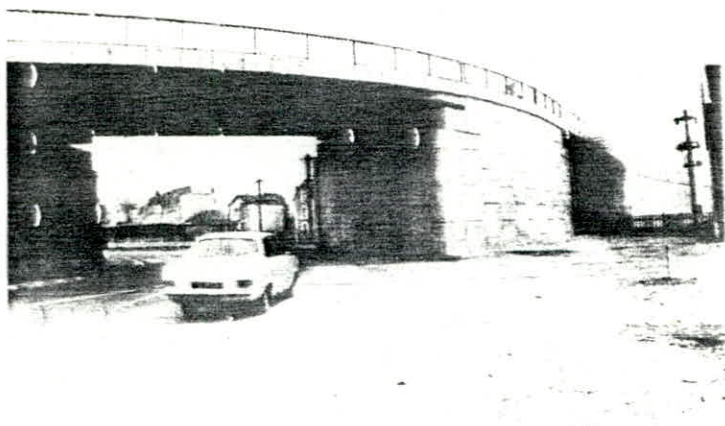
En 1971 a été mis au point le parement avec écailles, qui sont des plaques cruciformes préfabriquées en béton armé ou non, imbriquées les unes dans les autres et assemblées au moyen de goujons; permettant d'assurer la continuité à l'ensemble avec une possibilité de rotation dans le sens horizontal, et une flexion dans le sens vertical. Les ouvrages ainsi réalisés peuvent avoir des rayons de courbure de 20 M minimum.

Ces écailles, dont les joints permettent de grandes déformations sous l'effet de tassements éventuels, conduisent en se mettant en place facilement et sans échafaudage, à des réalisations très esthétiques avec toutes sortes d'effets architecturaux et sont plus économiques que les parements métalliques.

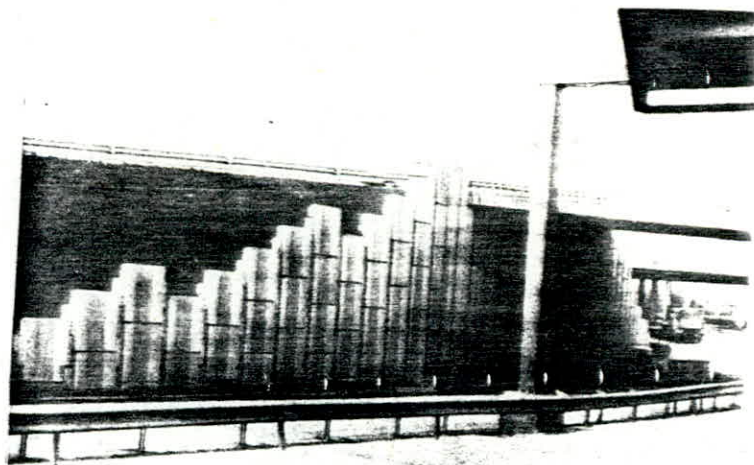


## ESTHETIQUE DES OUVRAGES EN TERRE-ARMEE

Le parement en écailles de béton est actuellement utilisé dans 99 sur 100 des ouvrages, ce parement offre des grandes qualités architecturales. Il permet de réaliser des ouvrages avec des courbures continues en plan, il assure aussi un bon raccordement avec les autres ouvrages en béton.



Culée de Révigny-sur-Ornain



Culée à Lille

MISE EN OEUVRE

## MISE EN OEUVRE

La construction d'un ouvrage en terre-armée doit être organisée comme un chantier de terrassement, le montage du parement étant souvent dépendant des possibilités d'approvisionnement de mise en oeuvre et de compactage des remblai.

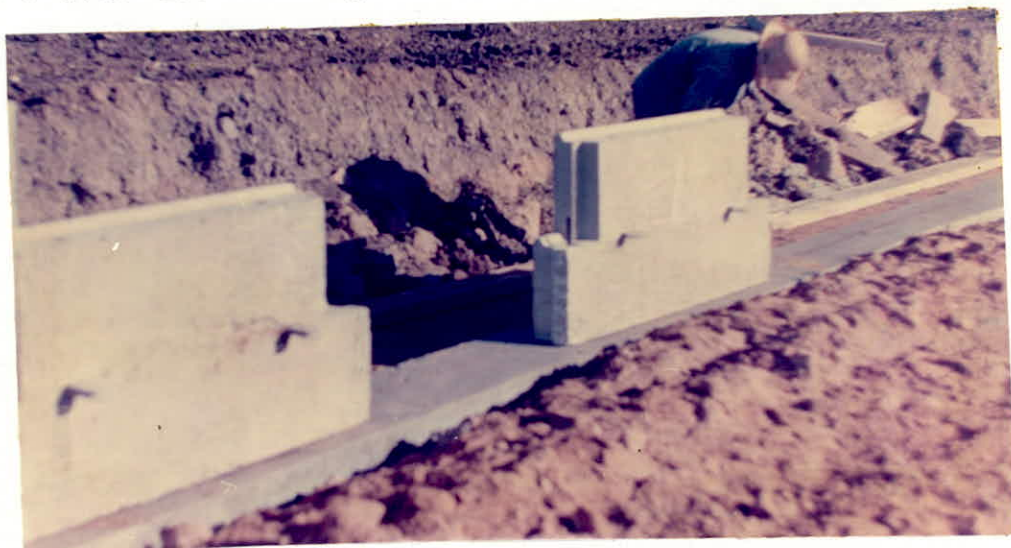
Dans ce chapitre on va voir les différentes phases d'exécution d'une culée de pont à parement écaillés de béton.

Pour la bonne exécution des différentes opérations, il est très important de prévoir sur le chantier un stock d'au moins 48 heures pour les écaillés et une semaine pour les armatures, afin d'éviter un arrêt du chantier à cause d'une irrégularité de livraison.

La semelle située sous le parement est une simple semelle de réglage en béton non armé, qui doit être parfaitement **plane** et horizontale, pour permettre d'implanter parfaitement la première rangée d'écaillés du parement de la culée.

On commence par poser les deux premières demi-écaillés inférieures, en gardant l'éspacement nécessaire à l'aide d'un gabarit de pose, ensuite la mise en place du joint vertical en mousse, et l'écaillé entière entre les deux demi-écaillés, le blocage est assuré par des serre-joint. On place ensuite une autre écaillé entière entre les deux demi, et, ainsi de suite jusqu'à la fin du premier rang.

La stabilité du parement est assurée par des étais provisoires placés du côté extérieure du parement, en pied des grandes écaillés les demi-écaillés sont fixées aux écaillés entières adjacentes à l'aide des serre-joints.



mise en place de deux demi écaillés

La première rangée d'écaillés étant mise en place, on procède maintenant à mettre la première couche de remblai. Les remblais sont réalisés avec les engins de terrassement traditionnels par couches successives de 37,5 cm d'épaisseur. Une fois que le remblai est mis en place, on procède au nivellement, arrosage, puis, compactage. Il faut empêcher les engins lourds de circuler à moins de 1M50 des écaillés. (Ce qui pourrait nuire à leur verticalité). Le compactage ainsi que le nivellement se font parallèlement au parement.



mise en place d'une écaille entière



mise en place d'une couche de remblai

On effectue ensuite la mise en place des armatures perpendiculairement au parement, posées directement sur le remblai entre les pattes de l'amorce.

La fixation des armatures avec les amorces est faite par des boulons écrou en haut, on obtient ainsi un premier lit d'armatures. Par suite, le remblaiement jusqu'au niveau supérieur des demi-ecailles, nivellement, arrosage, et, compactage.



mise en place d'un lit d'armatures



fixation d'une armature à l'écaille

De la même manière que précédemment, on effectue la pose des écailles entières, et, en appliquant les différentes opérations, remblai jusqu'à niveau des amorces, mise en place des armatures, et, ainsi de suite jusqu'à la fin de l'ouvrage.



fin de l'ouvrage



mise en place des poutres

## LES APPLICATIONS

La caractéristique essentielle qui offre à la terre-armée une utilisation vaste dans des différents domaines (ouvrages) étant sa souplesse qui lui permet de s'adapter sans dommage à des déformations notables, du sol, des fondations ou de son environnement

Ce caractère donne à l'ouvrage une résistance aux tremblements de terre. Elle est particulièrement intéressante dans le cas des constructions sur des sols compréssibles ou des pentes instables. Les différents ouvrages auxquels elle est appliquée, actuellement sont .

### A-Les massifs de soutènement routiers

C'est l'application la plus fréquente, soit pour les routes ou les autoroutes de montagnes, soit en ville par manque de place.

### B-Les massifs de soutènement pour chemin de fer ou métro

Ils existent un peu partout, beaucoup au Japon.

### C-Les culées de pont

Beaucoup ont été construites dans le monde, la plupart au dessus des routes et voies ferrées.

En dehors des ouvrages de soutènement routiers et des culées de pont qui constituent plus de 80 % des constructions en terre - armée,

La technique de la terre armée a été utilisée également dans les domaines suivants :

#### a/ Les ouvrages dans l'eau

Ces massifs de terre armée destinés à implanter des routes soit le long des rivières, soit en bordures de mer, et se sont très bien comportés.

#### b/ Les digues et les barrages

Ils constituent des applications très importantes de la terre-armée dans la mesure où un barrage en terre classique ne peut jamais être submergé sans risque grave de rupture, et nécessite toujours la construction d'un ouvrage coûteux.



Un barrage en terre armée peut par contre être submergé sans risque à condition que la crête, soit bien protégée.  
Les barrages les plus couramment construits, sont les barrages de versants en terre armée, servant d'évacuateur de crue .

#### c/ Les ouvrages industriels

Ce type de construction peut prendre des formes très variées correspondant aux différents besoins de l'industrie.

1. Murs de soutènement pour les voies d'accès ou pour la limitation des plates formes sur lesquelles sont construits des ateliers; des bâtiments de services ou d'air de stockage et de chargement .
2. Les silos de stockage de pondéreux .

Ce sont des murs de soutènement inclinés pour la constitution de grand stockage de pondéreux. Particulièrement dans les pays miniers .

#### d/ Les ouvrages de protection contre incendie ou les explosions

Ce sont tous des murs de protection réalisés autour des réservoirs de gaz liquéfié ou pour les dépôts de produits explosifs.

Les aménagements et ouvrages militaires de protection font appel très souvent à une solution terre - armée qui présente une bonne résistance vis à vis d'explosions de fortes charges.

#### e/ Les ouvrages liés à l'architecture

Ce type d'ouvrage a été réalisé par des massifs d'implantation de maisons, de parkings, de centres commerciaux, d'ensembles de bureaux, d'école, de caves vinicoles, etc .....

## LES AVANTAGES

La technologie de la terre-armée permet de réaliser des massifs déformable à des cadences, qui ne dépendent que de la mise en place du remblai.

La construction d'un ouvrage en terre-armée peut se faire comme pour un remblai par étapes lorsque le sol de fondation est de faible portance ou par plots lorsque des problèmes de stabilités de fouille se posent.

L'ouvrage de soutènement en terre-armée peut se faire en même temps que le remblement et l'on assure ainsi une continuité dans le comportement mécanique de l'ensemble par suppression de tassements différentiels entre l'ouvrage et le remblai d'accès.

Par ailleurs, un massif en terre-armée réalisé en matériau drainant et placé sur pente joue le rôle d'un masque drainant et peut notamment améliorer la stabilité de cette pente si cette dernière est critique par la présence d'une nappe importante.

L'ensemble de ces conditions a conduit à adapter pour le procédé une technique de réalisation par élément préfabriqués et assemblés sur place.

Cela a permis la standardisation et l'industrialisation d'armatures et d'éléments, et par la suite une facilité de montage.

La résistance aux tremblements de terre d'un ouvrage en terre-armée est bien plus forte que celle d'un ouvrage classique. De ce fait, la terre armée a eu un essor notable dans les zones sismiques.

La figure montre pour différents types d'ouvrages la comparaison entre les solutions classiques et les solutions terre armée qui conduisent dans tous les cas de sols de fondation compressibles, à une économie notable dans les fondations profondes.

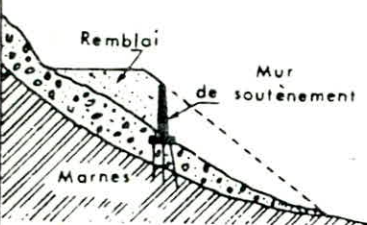
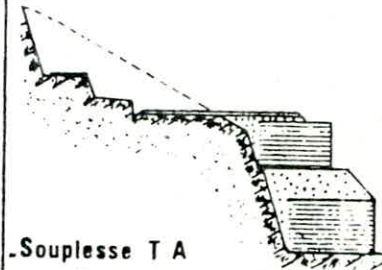
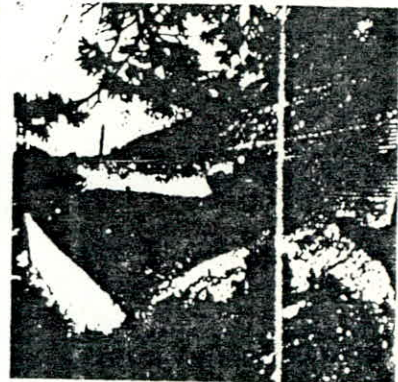
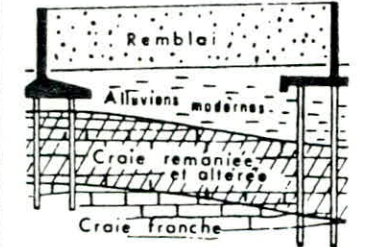
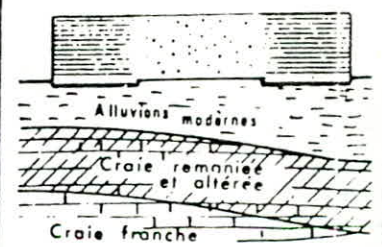
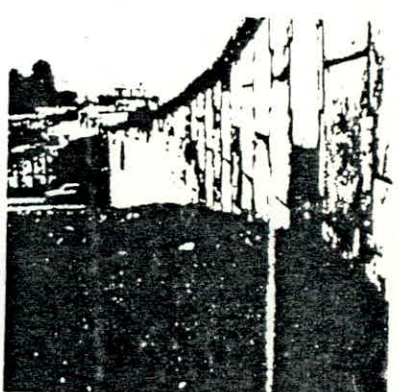
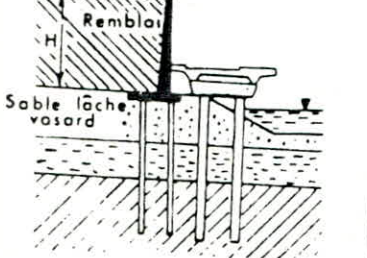
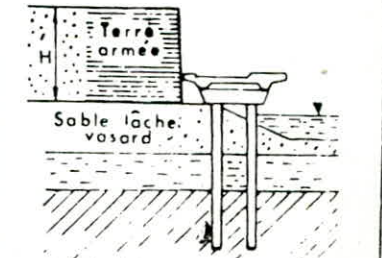
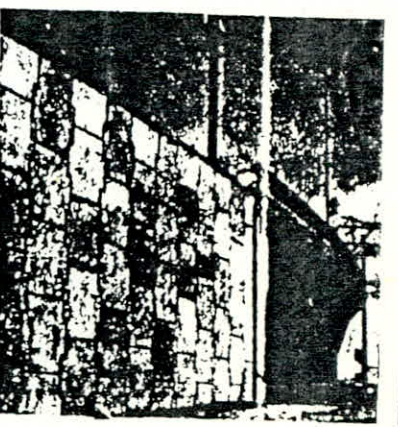
Dans le cas des culées, la solution terre armée porte les avantages suivants :

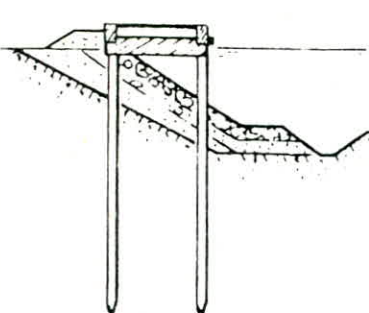
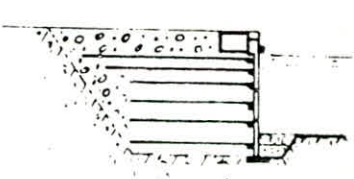
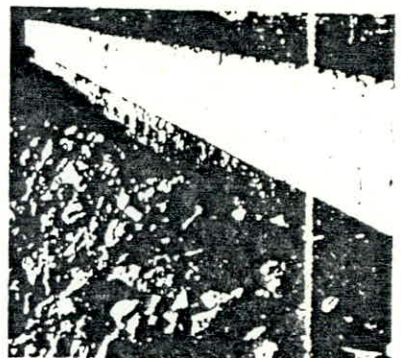
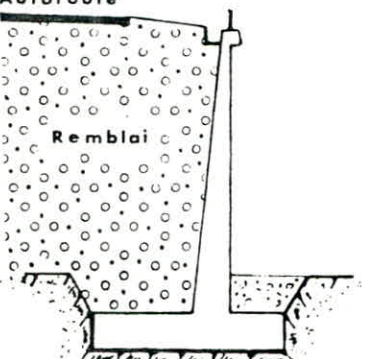
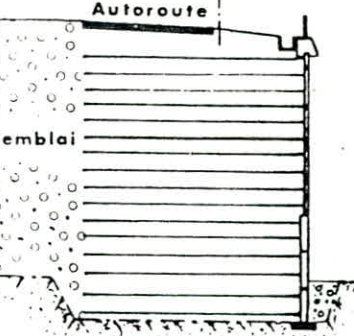
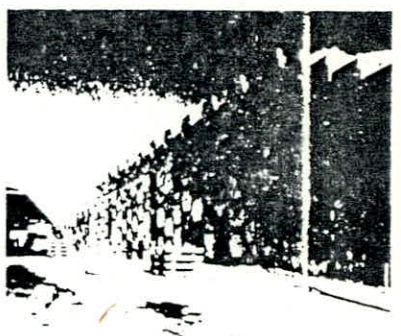
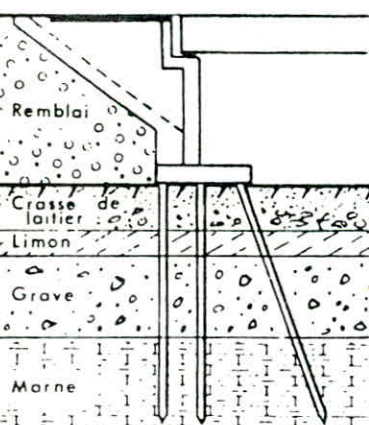
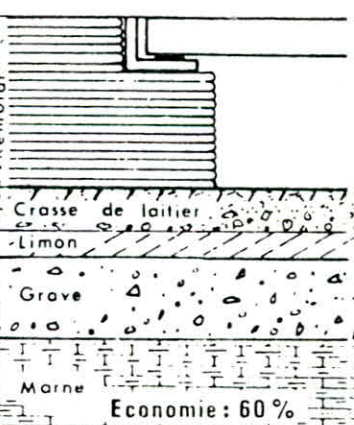
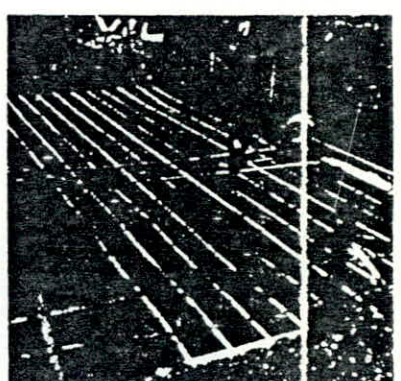
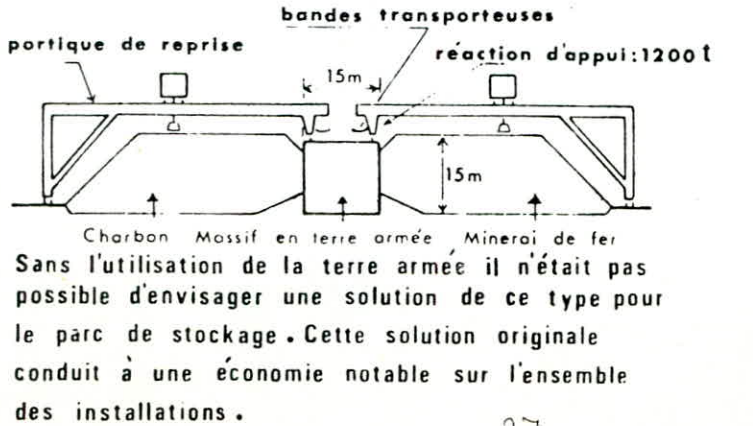
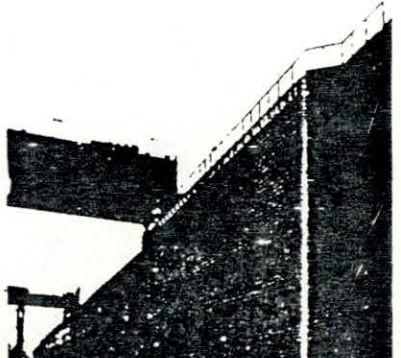
- Aptitude de la culée à supporter de très lourdes charges et à les répartir uniformément sur le sol de fondation .
- Economie des fondations profondes dans le cas de terrains de faible portance .
- Réalisation simultanée et très rapide de la culée et du remblai d'accès dans le même chantier de terrassement .

- Continuité physique entre la culée et les remblais d'accès ce qui permet la suppression de la dalle de transition.
- Excellent comportement vis à vis des vibrations ferrovières et sismiques.
- Doublement ultérieur de la culée de l'ouvrage facilité.

**EXEMPLES D'OUVRAGES TYPES RÉALISÉS EN TERRE ARMÉE  
DANS LE DOMAINE DES SOUTÈNEMENTS**

Tous ces ouvrages ont été réalisés entre 1968 et 1972

Type	Situation de l'ouvrage	Solution classique	Solution Terre Armée	Photographie de l'ouvrage
MURS DE SOUTÈNEMENT DE MONTAGNE	Autoroute A 8 (Roquebrune Vignas II - 1968 - Menton)	 <ul style="list-style-type: none"> <li>- Eboulis instables</li> <li>- Nécessité de fondations profondes mais risque de cisaillement des pieux</li> </ul>	 <ul style="list-style-type: none"> <li>- Souplesse T A vis-à-vis des déplacements des éboulis</li> <li>- Plus de fondations profondes</li> <li>- Economie: environ 30%</li> </ul>	
MURS DE SOUTÈNEMENT URBAINS	RN 187. Raccordement F 18 au PONT de SEVRES - 1971	 <ul style="list-style-type: none"> <li>- Sol de fondation de faible portance</li> <li>- Nécessité de fondations profondes</li> </ul>	 <ul style="list-style-type: none"> <li>- Plus de fondations profondes</li> <li>- Economie: 45%</li> </ul>	
MURS DE SOUTÈNEMENT URBAINS	Echangeur de Sète (CDZ) - 1971	 <ul style="list-style-type: none"> <li>- Sol de fondation de faible portance</li> <li>- Nécessité de fondations profondes</li> </ul>	 <ul style="list-style-type: none"> <li>- Plus de fondations profondes</li> <li>- Economie: environ 50%</li> </ul>	

Type	Situation de l'ouvrage	Solution classique	Solution Terre Armée	Photographie de l'ouvrage
OUVRAGES MARITIMES	MURS DE QUAIS VALRAS (1971)		 <p>Economie: 15 à 20%</p>	
OUVRAGES DE GENIE CIVIL	PALAISEAU (1971)	<p>Autoroute</p>  <p>Remblai</p>	<p>Autoroute</p>  <p>Remblai</p> <p>Economie: 25%</p>	
OUVRAGES DE GENIE CIVIL	CULEE DE THIONVILLE (1972)	 <p>Remblai</p> <p>Crasse de laitier</p> <p>Limon</p> <p>Grave</p> <p>Marne</p>	 <p>Remblai</p> <p>Crasse de laitier</p> <p>Limon</p> <p>Grave</p> <p>Marne</p> <p>Economie: 60%</p>	 <p>EN CONSTRUCTION</p>
OUVRAGES SPECIAUX	Port autonome de DUNKERQUE (1970)	 <p>bande transporteuse</p> <p>portique de reprise</p> <p>réaction d'appui: 1200 t</p> <p>15m</p> <p>15m</p> <p>Charbon Massif en terre armée Minerai de fer</p> <p>Sans l'utilisation de la terre armée il n'était pas possible d'envisager une solution de ce type pour le parc de stockage. Cette solution originale conduit à une économie notable sur l'ensemble des installations.</p>		

ETUDE DE LA STABILITE

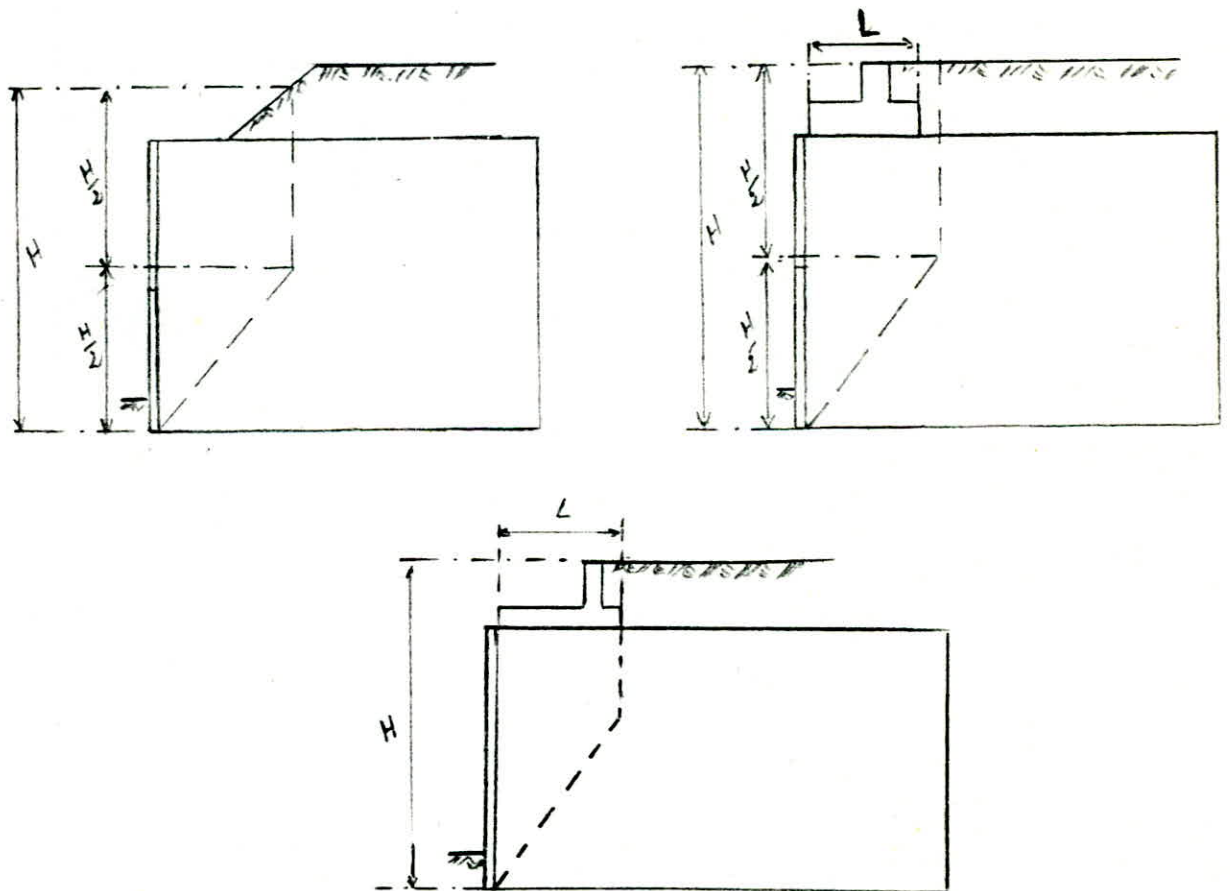
## DIMENTIONNEMENT D'UN OUVRAGE EN TERRE-ARMÉE

Comme il a été indiqué dans le chapitre sur le principe de comportement de la terre-armée, les forces de tractions dans une armature varient d'un point à un autre. Cela est dû au frottement entre le sol et l'armature.

Les constatations sur modèle réduit et sur ouvrages réels ont montré que dans un mur sans surcharges, la distribution des forces des forces de tractions dans les armatures était répartie comme l'indique la figure 80.

Le lieu des tractions maximales qui représente une surface potentielle de rupture est pratiquement vertical dans le haut du mur, dans le cas où celui-ci est limité par une surface libre horizontale. La zone active a par ailleurs un volume plus petit que le coin de coulomb limité par la droite inclinée à  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$  sur l'horizontale.

il convient donc de définir le lieu de tractions maximales dans un massif de terre armée suivant les indications suivantes.



Le dimensionnement d'un ouvrage en terre-armée nécessite d'examiner les possibilités de rupture externe et interne.

### STABILITE EXTERNE

Les mesures des contraintes verticales effectuées à la base d'ouvrages réels en terre armée ont montré que la répartition des contraintes verticales à la base est sensiblement linéaire, les ouvrages en terre armée travaillent comme des ouvrages poids; le dimensionnement externe d'un ouvrage en terre armée suit donc les diverses étapes qui caractérisent le dimensionnement externe d'un ouvrage poids.

L'étude comporte la vérification de la stabilité au:

- Poinçonnement du sol de fondation
- Glissement sous la base
- Grand glissement

#### Stabilité au poinçonnement:

Un ouvrage en terre armée se comporte comme un remblai vis-à-vis de la rupture du sol de fondation. On peut distinguer deux types de rupture du sol de fondation selon la géométrie de l'ouvrage.

- Une première rupture correspondante au glissement d'une partie du sol de fondation selon une surface approximativement circulaire.

Cette rupture s'accompagne d'un basculement du mur (fig 9).

Ce type de rupture apparaît pour des faibles valeurs du rapport  $L/H$ , ( $L < H$ ).

La méthode de MEYERHOF pour les charges inclinées et excentrées qui consiste à supposer une répartition constante suivant une largeur réduite  $B'' = B' - 2r$ , nous permet de calculer la charge portante.

$B'$  : Largeur du massif en terre-armée.

$r$  : Excentricité.

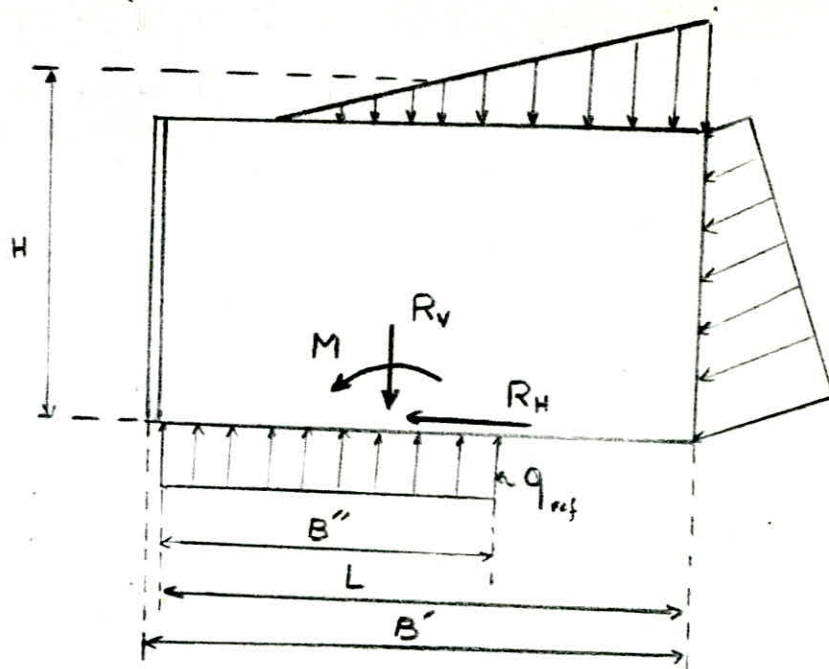
$$R_v = (B' - 2r) \times q_{ef}$$

$$r = \frac{M}{R_v}$$

$R_v$  : effort vertical total.

$M$  : moment de l'effort de poussée par rapport à la base.





- Une deuxième rupture correspondant à des ouvrages dans lesquels les armatures sont longues comparées à la valeur de l'ouvrage ( $L > H$ ). Ce phénomène doit être pris en compte dans les calculs en supposant que les contraintes sont réparties linéairement sous le massif avec la largeur de l'ouvrage égale à sa hauteur  $B'=H$  (fig 10).

$$q_{ref} = \frac{R_V}{L} \left[ 1 + \frac{R_H}{L} \left( 1 - \frac{B'}{2L} \right) \right]$$

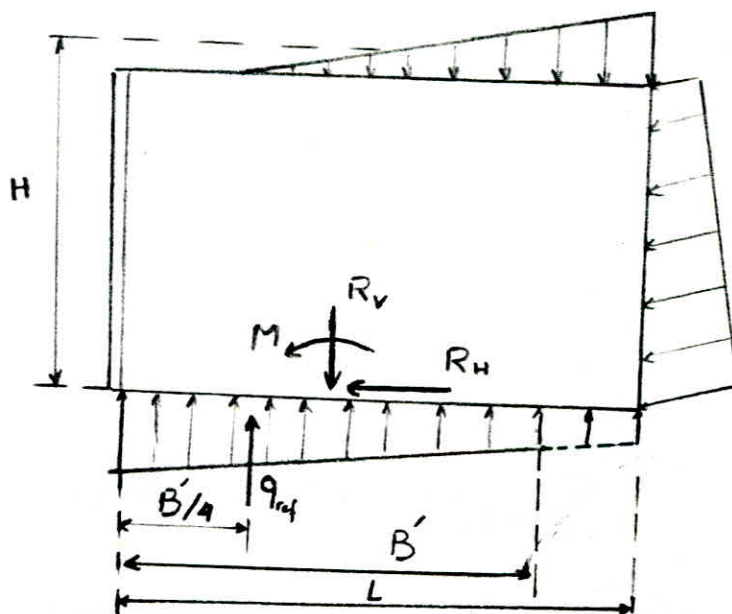


Fig 10 : rupture du sol de fondation par un mur à forte valeur de  $L/H$



Fig 9 : rupture du sol de fondation par un mur à faible valeur de  $L/H$

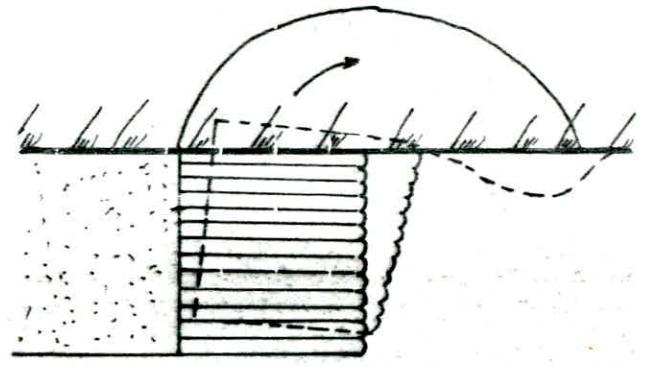
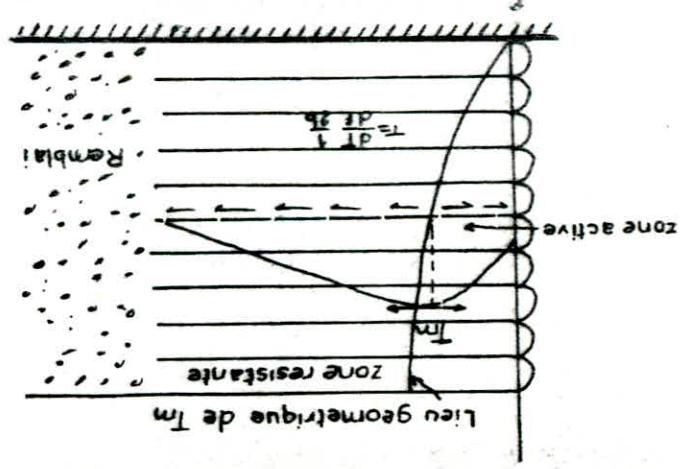


Fig 8 : répartition des tractions le long des armatures



## Stabilité au glissement sous la base

Les forces de poussée, qui s'exercent sur l'ouvrage en terre-armée peuvent entraîner une rupture de l'ouvrage par glissement de la base sur le sol de fondation.

On doit vérifier que l'effort horizontal  $R_H$  auquel est soumis le massif en terre-armée est inférieur à la résistance due au frottement du massif sur le sol de fondation  $\bar{R}_H$ .

$$\bar{R}_H = \frac{1}{F} (f \cdot R_v + c \cdot s)$$

$F$  : Coefficient de sécurité.  
 $f$  : Coefficient de frottement.  
 $c$  : Cohésion du sol de fondation.

## Stabilité au grand glissement

Un ouvrage en terre-armée doit être dimensionné vis-à-vis d'une rupture par grand glissement englobant la masse armée. Le calcul est fait généralement par la méthode de BISHOP en adoptant un coefficient de sécurité  $F_c = 1,5$  et en considérant des cercles de ruptures passant en dehors de la masse armée. La surface de rupture considérée est un cylindre à la base circulaire, le coin en rupture est subdivisé en tranches verticales de telle sorte que dans chaque tranche il n'y ait qu'une armature au plus recoupant la surface de rupture. Hypothèse faite par PHAN en 1979. (fig 11).

$$U + N' - (W + V_{n-1} - V_{n+1}) \cos \alpha + (H_{n-1} - H_{n+1}) \sin \alpha - \frac{T_n}{F} \sin \alpha = 0$$

$$\frac{1}{F} (c' + \sigma' \tan \phi) \frac{ab}{\cos \alpha} - (W + V_{n-1} - V_{n+1}) \sin \alpha - (H_{n-1} - H_{n+1}) \cos \alpha + \frac{T_n}{F} \cos \alpha = 0$$

Par ailleurs, le moment, par rapport au centre du cercle, de toutes les forces appliquées à la zone en rupture donne l'équation:

$$\sum_n W_n R \sin \alpha_n = \sum_n (R \cdot T_n + \frac{T_n}{F} R \cdot \cos \alpha_n)$$

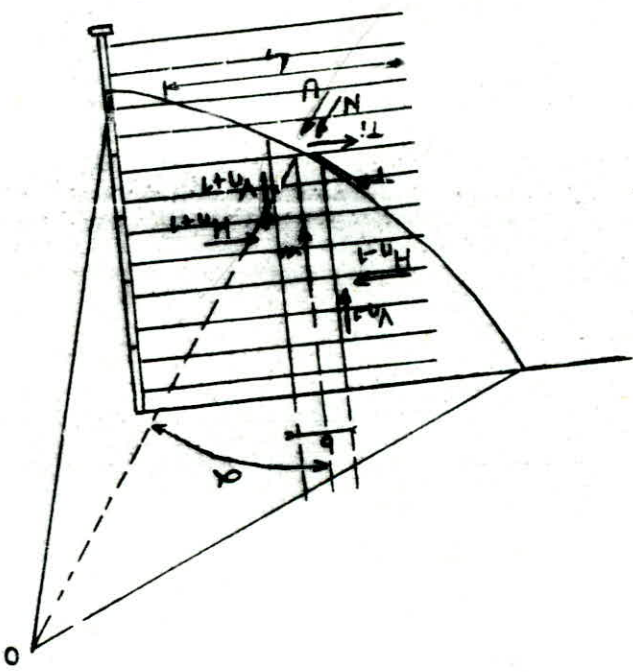
En faisant l'hypothèse de BISHOP  $V_{n-1} - V_{n-1} = 0$ , on obtient la valeur de "F" pour le cercle considéré.

$$F = \frac{\sum [(W_n - Ub) \operatorname{tg} \phi' + C'b]}{(\cos \alpha_n + \operatorname{tg} \phi' \frac{\sin \alpha_n}{F}) \sum W_n \sin \alpha_n} + \frac{\sum T_n \cdot \cos \alpha_n}{\sum W_n \cdot \sin \alpha_n}$$

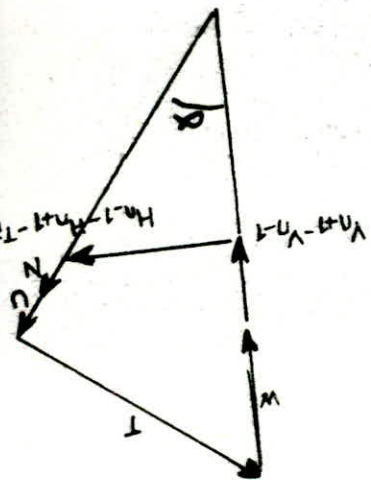
IL s'agit donc de la méthode simplifiée de BISHOP où "F" s'obtient par itérations successives.

Méthode par tranches

Figure 11



Résultante des forces sur une tranche



## STABILITE INTERNE :

Pour établir des règles de justification des ouvrages en terre-armée, il est nécessaire de connaître les modèles de rupture de tels ouvrages.

Les méthodes de dimensionnement d'ouvrage en terre-armée à la rupture consistent à étudier successivement :

- Rupture par cassure d'armatures .
- Rupture par défaut d'adhérence .

### Rupture par cassure d'armatures :

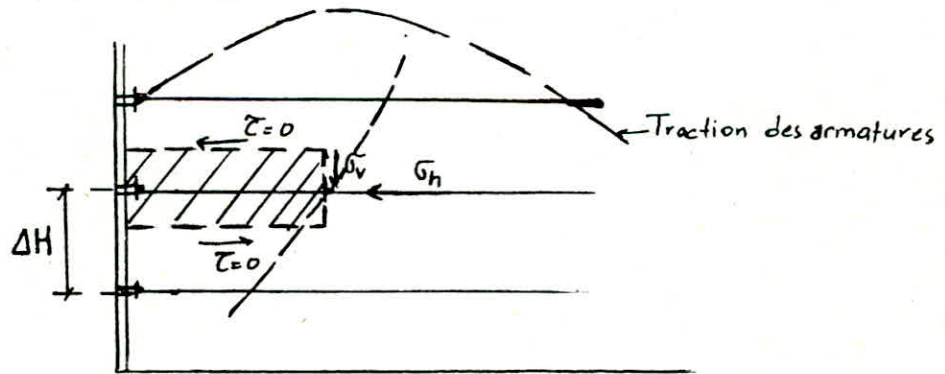
La rupture d'un ouvrage par cassure des armatures résulte d'une résistance insuffisante de ces dernières . Cette insuffisance peut être due à un sous dimensionnement ou à un niveau de sollicitation plus élevé que prévu. Des essais réalisés au LCPC sur des modèles réduits bidimensionnels de murs en terre-armée, chargés en tête jusqu'à la rupture par cassure des armatures, ont montrés que lors du chargement, la zone active localisée sous la semelle de glissement est mise progressivement en rotation, cette rotation entraîne le développement d'une surface de glissement potentiel dans le sol. Pour assurer la durée du service requise de l'ouvrage on considère qu'une partie de l'épaisseur de l'armature ( $\Delta t$ ) est sacrifiée à la corrosion. Par conséquent l'épaisseur de l'armature à prendre en compte est  $t_n = t_0 - \Delta t$  ou  $t_0$  est l'épaisseur totale initiale de l'armature . On obtient ainsi l'effort limité auquel les armatures sont soumises.

$$\bar{T}_{\max} = \frac{1}{f_r} \cdot R \cdot t_n/t_0$$

$f_r$  : Coefficient de sécurité  $\left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ pour les murs} \\ 1,65 \text{ pour les culées} \end{array} \right.$   
 $R$  : Charge de rupture.

## Rupture par défaut d'adhérence

La rupture par défaut d'adhérence se produit lorsque le coefficient de frottement sol-armature n'est pas suffisant en égard à la longueur des armatures pour équilibrer l'effort de traction auquel elles sont soumises le calcul de l'effort de traction maximale  $T_{\max}$  dans une armature se fait en considérant l'équilibre horizontal d'une tranche horizontale de hauteur  $\Delta H$  centrée sur le lit d'armatures et limitée d'une part par le parement et d'autre par la ligne des tractions maximales.



On suppose que les contraintes de cisaillement horizontales s'exerçant sur les deux plans horizontaux limitant la tranche considérée sont nulles. Pour chaque armature on obtient ainsi la traction maximale.

$$T_{\max} = \sigma_h \cdot \Delta H \cdot L$$

ou :  $\sigma_h = K \sigma_v + \Delta \sigma_h$

$\Delta \sigma_h$  : supplément de contrainte horizontale

$K$  : coefficient empirique dépendant de la profondeur

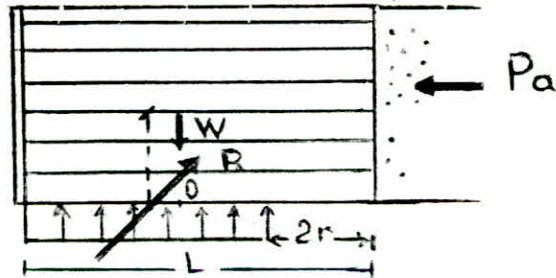
$$\left\{ \begin{array}{l} K = K_0 \left( K_c - K_a \right) \frac{z}{z_0} \quad \text{si } z \leq z_0 = 6m \\ K = K_a \quad \text{si } z > z_0 \end{array} \right.$$

$K_c = 1 - \sin \phi$  : coefficient de poussée au repos

$K_a = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$  : coefficient de poussée active.

La contrainte verticale ( $\sigma_v$ ) au niveau (z) de l'armature considérée est calculée par la répartition de MAYERHOF en considérant l'équilibre du volume du massif en terre-armée situé au dessus du plan de l'armature.

a / Dans le cas d'un mur rectangulaire à surface libre horizontale les forces s'exerçant sur le volume sont:



- La poussée du remblai derrière le mur  $P_a = 1/2 K_a \gamma z^2$
- Le poids du volume  $W = \gamma ZL$
- La réaction de la partie inférieure du massif avec une composante normale  $R_v(z)$  et une composante tangentielle  $R_H(z)$

Les trois équations d'équilibre sont

$$\begin{aligned} \sum F_x = 0 &\implies R_H(z) = 1/2 K_a Z \\ \sum F_y = 0 &\implies R_v(z) = W = \gamma ZL \\ \sum M/O = 0 &\implies R_v(z) \cdot r = M(z) \quad r = \frac{M(z)}{R_v(z)} \end{aligned}$$

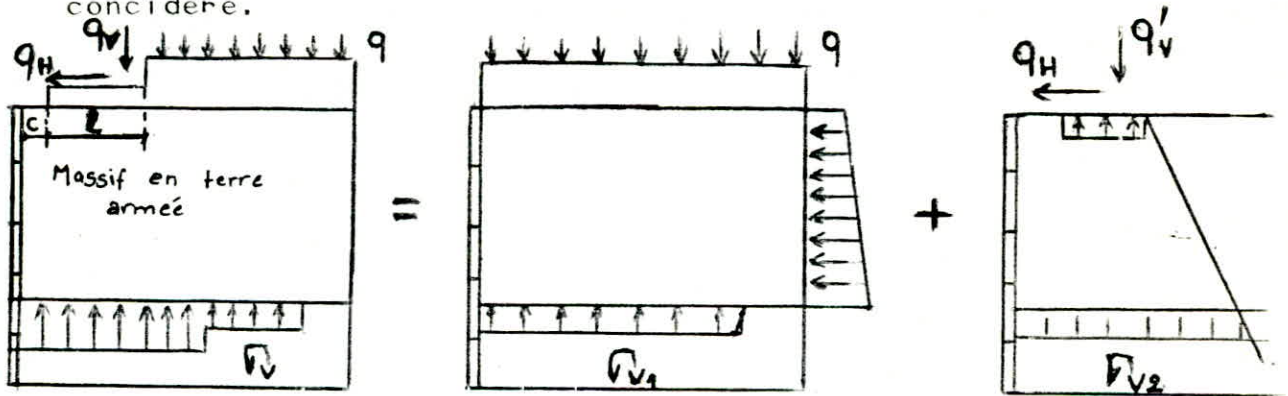
La contrainte ( $\sigma_v$ ) est déterminée par la méthode de MEYERHOF, en considérant une répartition des contraintes uniformément sur une largeur réduite ( $L - 2r$ ).

$$\sigma_v(z) = \frac{R_v(z)}{L - 2r}$$

$$\sigma_v = \frac{R_v(z)}{L - 2 \cdot \frac{M(z)}{R_v(z)}}$$



b/ Pour une culée de pont la contrainte verticale ( $\sigma_v$ ) est déterminée par la superposition des efforts de toutes les charges s'exerçant sur la partie du massif au dessus du lit d'armatures considéré.



Il suffit donc de vérifier que l'effort de traction maximal  $T_{max}$  dans chaque lit d'armatures reste inférieur à  $\bar{T}_f$  donné par

$$\bar{T}_f = \frac{1}{F_g} \cdot 2b \int_{L-La}^{La} f^* \cdot \sigma_v(z) dz$$

$F$  : coefficient de sécurité  
 $L^g$  : longueur d'adhérence  
 $b^a$  : largeur de l'armature  
 $f$  : coefficient de frottement apparent.

$$f^* = f_o^* - (f - t_g \phi) \frac{z}{z_o} \quad \text{pour } z \leq z_o = 6m$$

$$f^* = t_g \phi \quad \text{pour } z > z_o = 6m$$

$$f_o^* = 1,2 + \log CU \quad CU = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$\begin{cases} L_a = (L - 2r) - L_o & \text{si } r > 0 \\ L_a = (L - L_o) & \text{si } r < 0 \\ L_o = 0,3H & \text{si } z \leq H/2 \\ L_o = (H - z) \cdot 0,6 & \text{si } z > H/2 \end{cases}$$

$$\sigma_v = \sigma_{v1} + \sigma_{v2}$$

## TASSEMENTS ADMISSIBLES:

Les ouvrages en terre-armée constituent des ouvrages souples et beaucoup moins sensibles aux tassements différentiels. ces derniers ne peuvent entraîner des dommages que sur le parement. C'est pour cette raison que les deux types de parement utilisés sont avant tout flexibles et déformables.

Si des tassements différentiels importants se développent en cours de montage; les joints en tête de mur risquent de se fermer ou de s'ouvrir, il peut-être alors difficile de placer les acailles supérieures, surtout pour les murs hauts.

Il faut donc décaler les parements de différentes tranches, ou réaliser des joints de coupure.

Le tassement différentiel admissible est fonction de la hauteur du mur.

- 1% pour les parements acailles de béton de 15 M de hauteur.
- 2% pour les parements métalliques de 15 M de hauteur.

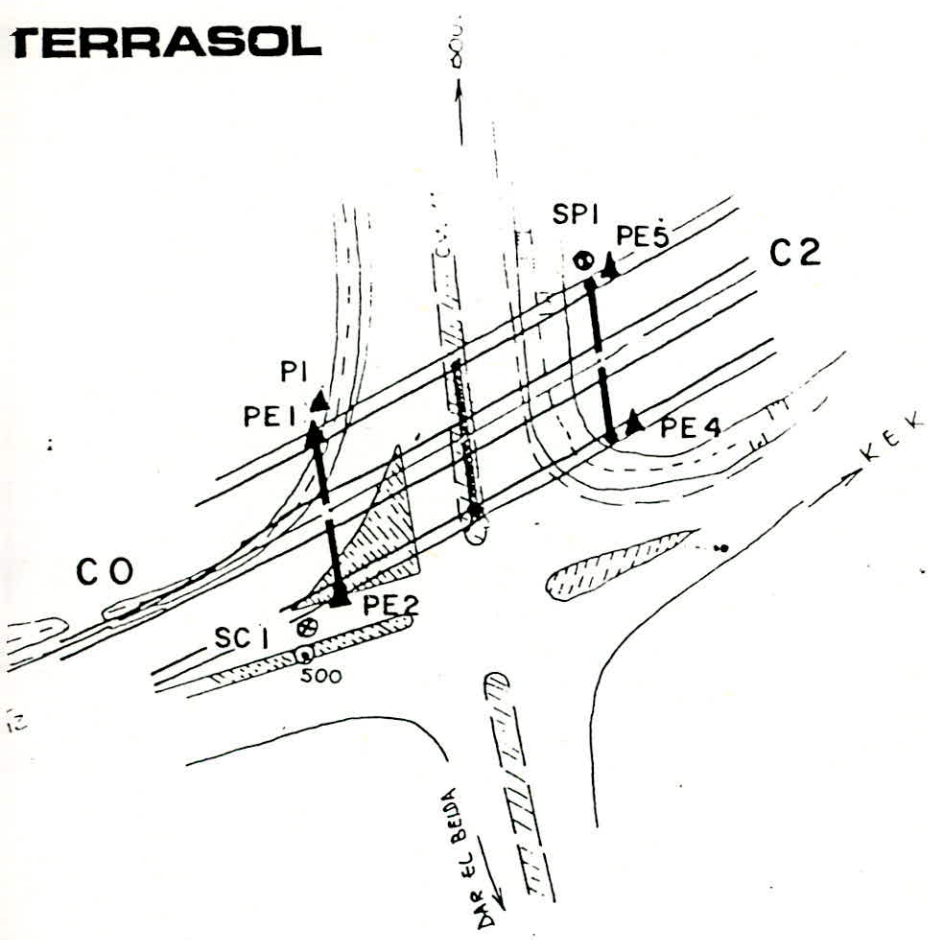
Pour les culées de ponts ces mêmes indications sont valables, mais il faut étudier les tassements du sol de fondation susceptibles de se produire à partir de la pose du tablier.

Pour des sols peu compressibles et assez perméables, les tassements postérieures à l'exécution du tablier sont faibles par rapport aux tassements totaux.

- Pour les ouvrages isostatiques, ces tassements ont une incidence mécanique limitée, il faut s'assurer que les caractéristiques du profil en long restent acceptables.
- Pour les ouvrages hyperstatiques, il faut que ces tassements restent faibles à partir de la construction en phase hyperstatique. il y a lieu de tenir compte de ces tassements dans le calcul du tablier.

CALCUL D'UNE CULÉE  
DE PONT

# TERRASOL



ECHANGEUR CW149 - CW1'

O.A. 25/1

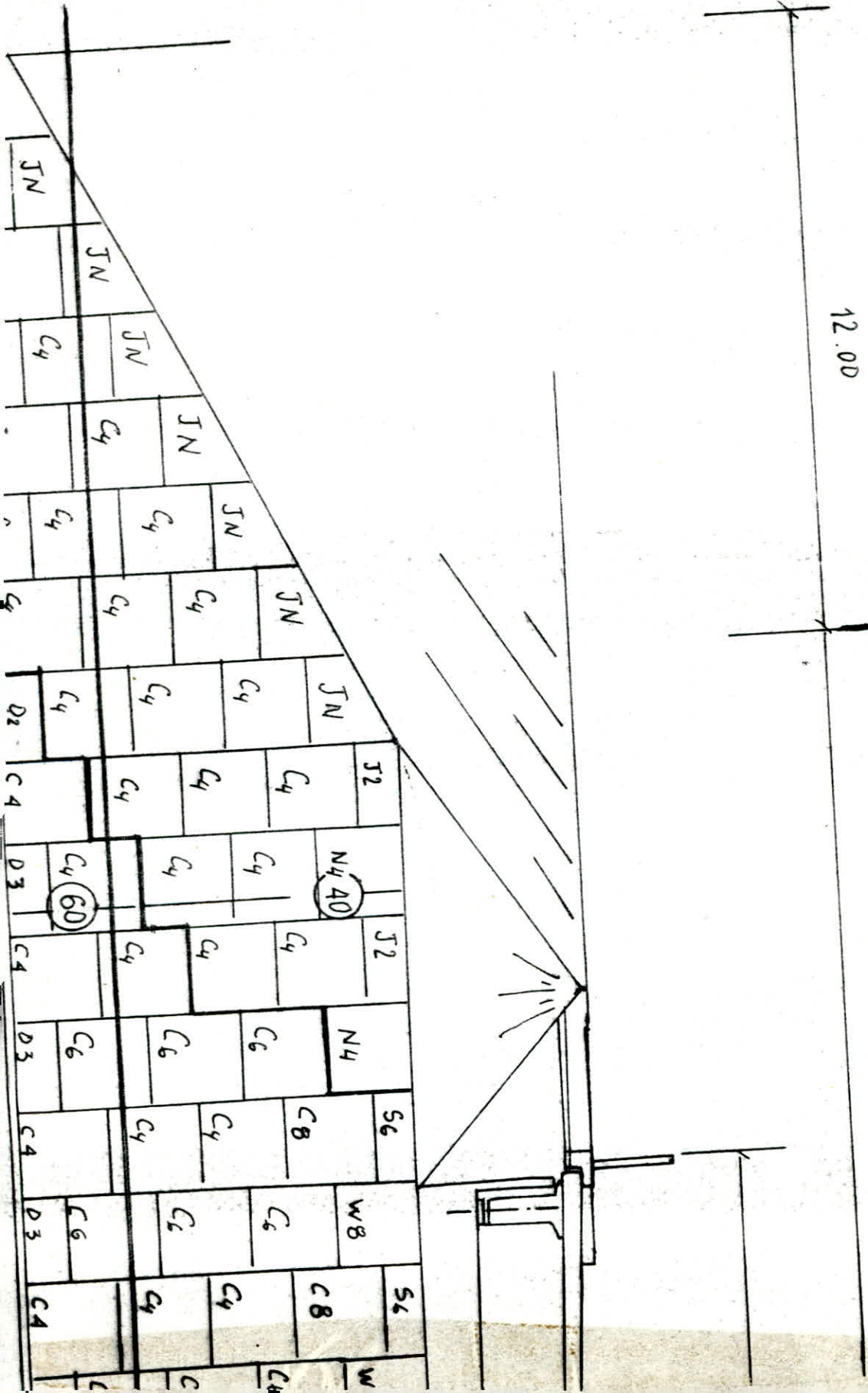
PENETROMETRES: PE , P

PRESSIOMETRE: SP

SONDAGE CAROTTE: SC

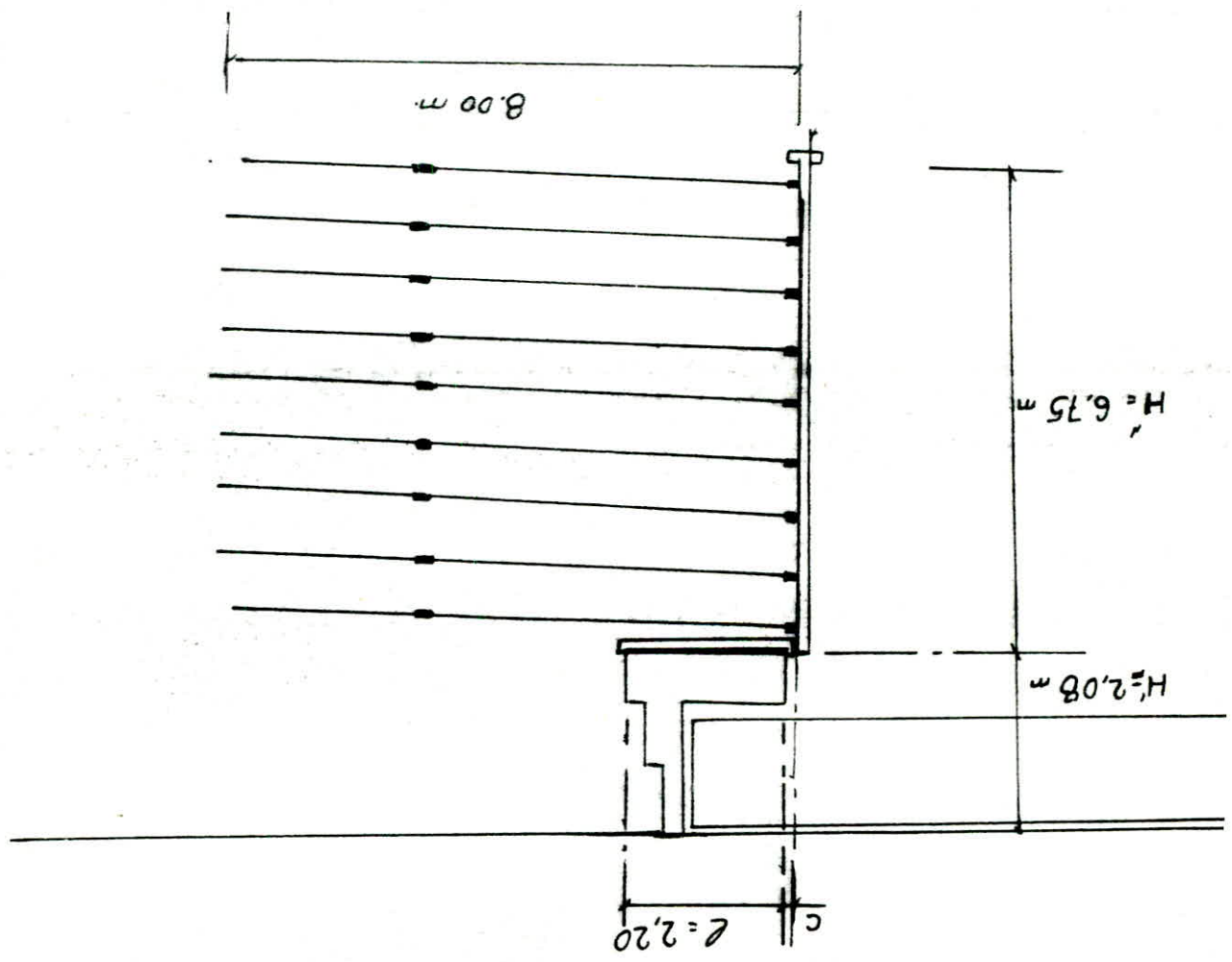
6.75

12.00

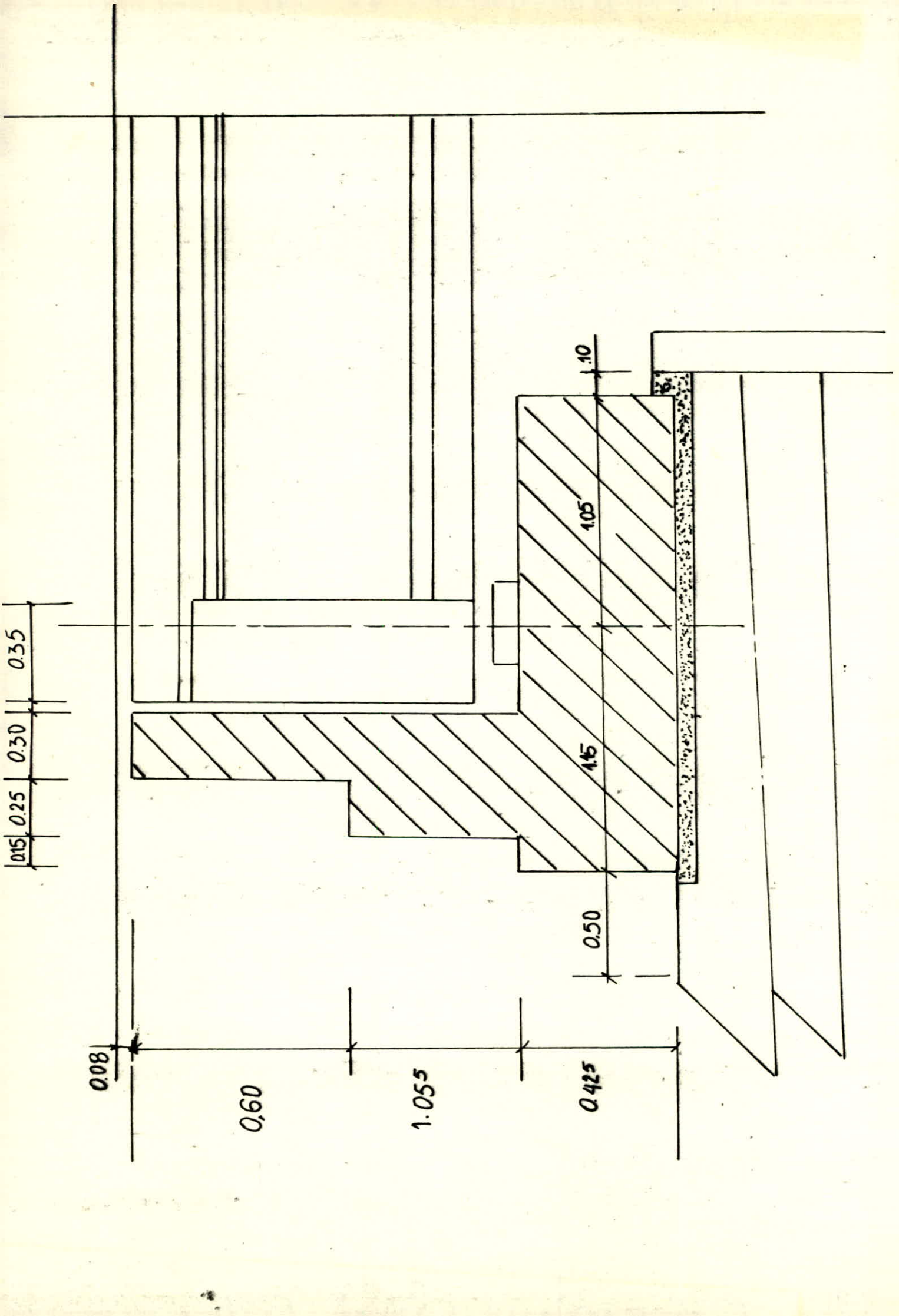












# 1 / CARACTERISTIQUE DU PROJET

## - Classification

Ouvrage à haut niveau de sécurité, permanent à durée de service minimum de 100ans terrestre et hors d'eau.

## - Remblai

- Massif armée :

$$\begin{aligned}\gamma &= 20 \text{ KN/M}^3 \\ \gamma_{1max} &= 18 \text{ KN/M}^3 \\ \phi_1 &= 36^\circ ; \quad t_g \phi_1 = 0,726 \\ K_o &= 1 - \sin \phi_1 = 0,412 \\ K_a &= t_g^2 ( \pi/4 - \phi_1/2 ) = 0,26\end{aligned}$$

## - Granulometrie

$$\begin{aligned}D_{10} &= 0,2 \text{ mm} & D_{60} &= 2,8 \text{ mm} \\ C_u &= D_{60} / D_{10} = 14 \\ f_o^* &= 1,2 + \log C_u = 2,34\end{aligned}$$

Une partie concernant le remblai derriere et sur le massif .

$$\begin{aligned}\gamma_{2max} &= 20 \text{ KN/M}^3 \\ \gamma_{2min} &= 18 \text{ KN/M}^3 \\ \phi_2 &= 30^\circ\end{aligned}$$

Poussée du remblai

$$K = t_g^2 ( \pi/4 - \phi_2/2 ) = 0,33$$

## - Les armatures

Armatures en acier galvanisée ( H.A ) épaisseur  $t_o = 5\text{mm}$   
Épaisseur sacrificier à la corrosion  $\Delta t = 1,5\text{mm}$   
Épaisseur de calcul  $t_n = t_o - \Delta t = 3,5\text{mm}$

- Armatures 40 x 5 : Charge minimale de rupture  $R = 69,3 \text{ KN}$

- Effort de traction :  $T_{max} \leq \frac{1}{F_r} \cdot R \cdot \frac{t_n}{t_o} = \frac{1}{1,65} \cdot 69,3 \cdot \frac{3,5}{5} = 29,4 \text{ KN} = \bar{T}_{max}$

- Armatures 60 x 5 : Charge minimale de rupture  $R = 105,3 \text{ KN}$

- Effort de traction :  $T_{max} \leq \frac{1}{F_r} \cdot R \cdot \frac{t_n}{t_o} = 44,67 \text{ KN} = \bar{T}_{max}$

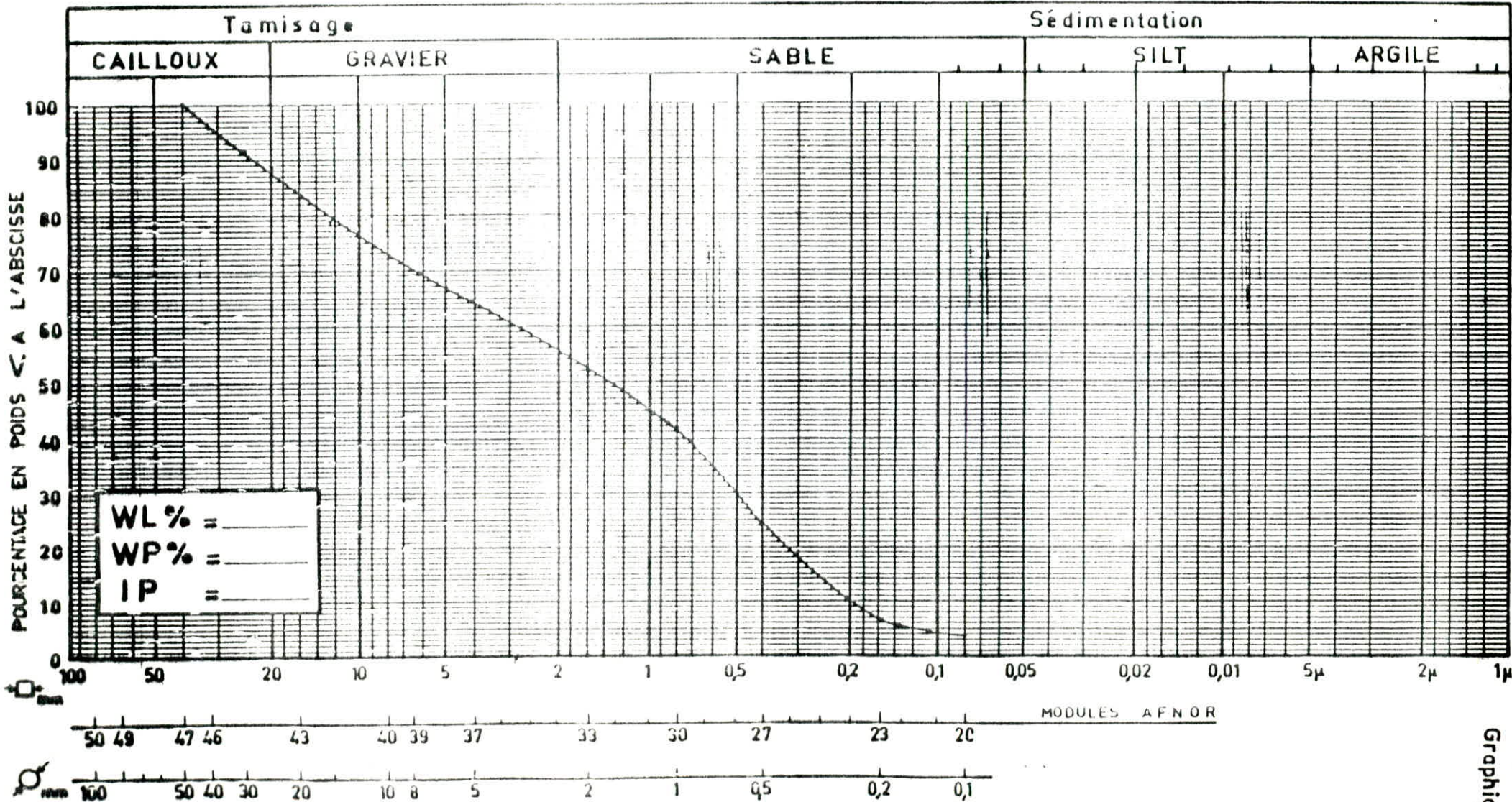
C.E.B.T.P.

# ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Sondage : \_\_\_\_\_

Echantillon : \_\_\_\_\_

Profondeur : \_\_\_\_\_



## 2 / COMBINAISONS D' ACTIONS

Il existe trois combinaisons déterminantes pour une culée

- 1<sup>ère</sup> combinaison : I

C'est celle qui cumule les efforts défavorables des poids et des poussées . Elle est considérée pour la stabilité externe ( poiçonnement ) , et stabilité interne ( critère d'adhérence ) .

- 2<sup>ème</sup> combinaison : II

C'est celle qui associe les efforts défavorables , des efforts du pont et des poussées à l'arrière du massif . Elle est considérée pour la stabilité externe ( poiçonnement ) , et stabilité interne ( adhérence , résistance mécanique ) .

- 3<sup>ème</sup> combinaison III

C'est celle qui sert à vérifier que le sommier d'appui sous les seules charges permanentes ne sollicite pas le massif à plus de 200 KN/M<sup>2</sup> . Elle sert aussi à déterminer la contrainte à considérer pour le calcul des tassements.

*réaction*  
réaction d'appui ( par culée )

- Verticales :

- Charge permanente : 5620 KN soit 184,52 KN/ml

- Charge de circulation : 3880 KN soit 127,42 KN/ml :

- Horizontales :

- Freinage : 300 KN soit 9,85 KN/ML

### Poids propre du sommier

( Le centre de gravité est pris par rapport à l'arrière du parement )

- Sommier :  $27,45 \times 0,425 \times 2,20 \times 25 = 641,64 \text{ KN}$

- garde grève :  $( 0,55 \times 0,85 + 0,3 \times 0,9 ) \cdot 30,45 \times 25 = 561,42 \text{ KN}$

- Murette :  $2 \times \frac{2,08 + 0,6}{2} \times 3,42 \times 0,35 \times 25 = 80,2 \text{ KN}$

	Effort KN	Bras ( m )	Moment KNm
Sommier	641,64	1,20	769,97
Garde grève	561,42	1,83	1027,39
Murette	80,2	3,83	307,16
	$\Sigma = 1283,26$	$\bar{z} = 1,64$	$\Sigma = 2164,52$

$$\bar{z} = \frac{\Sigma \text{ moment}}{\Sigma \text{ effort}} = 1,64$$

$$q = \frac{\Sigma \text{ effort}}{30,45} = 42,14 \text{ KN/ml}$$

Calcul des efforts

	Sollicitation	Efforts KN / ml			Bras m	Moment KNm : ml		
		I	II	III		I	II	III
Charges Verticales	Poids propre du pont 184,56 x 1,35	249,16	249,16	249,16	1,15	286,53	286,53	286,53
	Poids propre du sommier 42,14 x 1,35	56,889	56,889	56,889	1,64	93,29	93,29	93,29
	Charge du pont 127,42 x 1,60	203,87	203,87	—	1,15	234,45	234,45	—
	$Q_v =$	509,91	509,91	306,05	$M(Q_v)$	614,27	614,27	379,82
Charges horizontales	Poussé du remblai derriere le sommier $\frac{1}{2} KH^2 \cdot \gamma_{max} \cdot 1,35$ $\frac{1}{2} KH^2 \cdot \gamma_{min} \cdot 1,35$	19,45 —	17,05	19,45 —	0,69	13,42 —	11,76	13,42 —
	Poussée de la charge du remblai derrier le sommier $K \cdot H' \cdot 10 \cdot 1,6$	11,08	—	—	1,04	11,52	—	—
	Freinage : 9,85 . 1,6	15,76	15,76	—	0,79	12,45	12,45	—
	$Q_{H_1} =$	46,29	32,81	19,45	$M(Q_{H_1}) =$	37,39	24,21	13,42

Calcul de la charge réduite  $Q'_v$  définie par :

$$Q'_v = Q_v - (\gamma_2 H' + q)(1 + c)$$

Le moment dû à  $Q'_v$  est :

$$M(Q'_v) = M(Q_v) - M(QH) - (\gamma_2 H' + q) \frac{(1 - c)^2}{2}$$

La contrainte sous le sommier

$$q' = \frac{Q'_v}{l'} \quad l' = 2 \left( \frac{M(Q'_v)}{Q'_v} - c \right)$$

Combinaison I :

$$Q'_v = 509,91 - (1,35 \cdot 20 \cdot 2,08 + 10 \cdot 1,6)(2,3) = 343,94 \text{ KN/ml}$$

$$M(Q'_v) = 614,27 - 37,39 - (1,35 \cdot 20 \cdot 2,08 + 10 \cdot 1,6) \frac{(2,3)^2}{2} = 386,02$$

$$l' = 2 \left( \frac{386,02}{343,94} + 0,1 \right) = 2,04 \text{ m}$$

$$q' = \frac{343,94}{2,04} = 168,59 \text{ KN/m}^2$$

Combinaison II

$$Q'_v = 509,91 - (1,60 \cdot 18 \cdot 2,08) \cdot 2,3 = 423,78 \text{ KN/ml}$$

$$M(Q'_v) = 614,27 - 24,21 - (1 \cdot 18 \cdot 2,08) \frac{2,3^2}{2} = 491,03 \text{ KN/m}$$

$$l' = 2 \left( \frac{491,03}{423,78} - 0,1 \right) = 2,12 \text{ m}$$

$$q' = \frac{423,78}{2,12} = 199,9 \text{ KN/m}^2$$

Combinaison III

$$Q'_v = 306,05 - (1,35 \cdot 20 \cdot 2,08) \cdot 2,3 = 176,88 \text{ KN/ml}$$

$$M(Q'_v) = 379,82 - 13,42 - (1,35 \cdot 20 \cdot 2,08) \frac{2,3^2}{2} = 217,86$$

$$l' = 2 \left( \frac{217,86}{176,88} - 0,1 \right) = 2,26 \text{ m}$$

$$q' = \frac{176,88}{2,26} = 78,27 \text{ KN/m}^2$$

Pression totale sous le sommier sans charge permanente

$$q' + 1,35 \cdot \gamma_2 \cdot H' = 78,27 + 1,35 \cdot 20 \cdot 2,08 = 134,43 \text{ KN/m}^2 < 200$$

Diffusion de la charge réduite : ( calcul de  $\sigma_{v_2}$  )

$H'' = 6,75 \text{ m}$  , la longueur du sommier =  $30,45 \text{ m}$

$$3/4 \cdot 30,45 = 22,84 > 6,75 \text{ m}$$

Donc la diffusion est à  $1/4$  uniquement .

$$S + \frac{1}{2}H'' = 30,45 + \frac{1}{2} \cdot 6,75 = 33,83 \text{ m} < 47,5 \text{ m} \text{ ( distance entre les angles )}$$

Donc la diffusion n'est pas affectée par les ailes .

La surface de diffusion à la profondeur  $Z - H'$  . Pour la profondeur perpendiculaire au parement est :

$$l'_1 = l' + c + \frac{Z - H'}{2}$$

Pour la largeur parallèle au parement est :

$$l'_2 = d + \frac{Z - H'}{2} \quad d = 30,45 \text{ m}$$

$$\sigma_{v_2} = d \cdot \frac{Q'v}{l'_1 \cdot l'_2}$$

$H - Z$	$Z - H'$	$l'_2$	(I) $Q'v = 343,94$ $c' = 2,04$	(II) $Q'v_2 = 423,78$ $c' = 2,12$	$\sigma_{v_2}$	$\sigma_{v_2}$
			$l'_1$		$l'_2$	$\sigma_{v_2}$
0,00	6,75	33,82	5,51	56,20	5,59	68,26
0,39	6,36	33,63	5,32	58,53	5,4	71,06
1,14	5,61	33,25	4,94	63,76	5,03	77,16
1,89	4,86	32,88	4,57	69,69	4,65	84,40
2,64	4,11	32,5	4,195	76,91	4,28	92,77
3,39	3,36	32,13	3,82	85,32	3,9	103
4,14	2,61	31,76	3,44	95,85	3,53	115,1
4,98	1,86	31,38	3,07	108,7	3,15	130,55
5,64	1,11	31,01	2,69	125,55	2,78	149,69
6,39	0,36	30,63	2,32	147,37	2,4	175,55



Stabilité externe :

Les efforts provenant du massif

Charges verticales

SOLLICITATION	Effort			bras	Moment KNm/ml		
	I	II	III		I	II	III
Poids propre du massif							
L. H". $\gamma_1 = 1,35$	1458	—	1458	4	5832	—	5832
L. H". $\gamma_{min} = 1,00$	—	972	—		—	3888	—
Charge permanente sur le massif							
L. H'. $\gamma_2 = 1,35$	449,28	—	449,28	4	1797,12	—	1797,12
L. H'. $\gamma_{2min} = 1$	—	299,52	—		—	1198,1	—
Charge de circulation							
L. 10. 1,6	128	—	—	4	517	—	—
Charge reduct $Q'_{vi}$	343,94	423,78	17688		386,02	491,03	217,86
$R_v$	2373,22	1695,3	2084,16	$M(R_v)$	8527,14	5577,13	7846,98

Charges horizontales

SOLLICITATION	EFFORT KN/mL			bras (m)	Moment KNm/mL		
	I	II	III		I	II	III
Poussée du remblai derrière le massif.							
$K(H' \cdot \gamma_2 \cdot H'')$ 1,35	126,23	—	126,23	$H'/2 = 3,37$	425,4	—	425,4
$1/2 K \cdot \gamma_2 \cdot H''^2$ 1,35	202,98	—	202,98	$H''/3 = 2,25$	456,71	—	456,71
$K \cdot H' \cdot \gamma_{2 \text{ min}} \cdot H''$ 1,35	—	112,58	—	$H''/2 = 3,37$	—	379,4	—
$1/2 \cdot K \cdot \gamma_{2 \text{ min}} \cdot H''^2$ 1,35	—	182,68	—	$H''/3 = 2,25$	—	411,03	—
Poussée due à la circulation							
$K \cdot H'' \cdot 10$ 1,6	35,64	35,64	—	$H/2 = 3,37$	120,11	120,11	—
Charge transmise par le sommet							
$Q_H$	46,29	32,81	19,45	$H'' = 6,75$	312,46	221,47	131,29
$R_H$	411,14	363,71	348,66	$M(R_H)$	1314,7	1132,01	1013,4

## Etats limites de poinçonnement

La longueur  $L$  des armatures étant inférieure à la hauteur  $H$  de l'ouvrage .

$$L = 8 \text{ m} \quad H = 8,83 \text{ m}$$

La contrainte de référence  $q_{ref}$  comparé la contrainte de rupture du sol de fondation est donnée d'après l'hypothèse de MEYERHOF par :

$$q_{ref} = \frac{R_v}{B' - 2r}$$

$$M = M(R_v) - M(R_H)$$

$$B' = L$$

### Combinaison I

$$M = 8527,14 - 1039,61 = 7487,53 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\frac{M}{R_v} = \frac{7487,53}{2379,22} = 3,14 ; \frac{L}{2} - r \quad r = 0,85$$

$$q_{ref} = \frac{2379,22}{8 - 2 \cdot 0,85} = 377,65 \text{ KN} / \text{m}^2$$

### Combinaison II

$$M = 5577,13 - 1132,01 = 4445,12 \text{ KNm} / \text{ml}$$

$$\frac{M}{R_v} = \frac{4445,12}{1695,3} = 2,62 = \frac{L}{2} - r \quad r = 1,37$$

$$q_{ref} = \frac{1695,3}{8 - 2 \cdot 1,37} = 319,86 \text{ KN} / \text{m}^2$$

### Combinaison III

$$M = 7846,98 - 1013,4 = 6833,58 \text{ KN.m} / \text{ml}$$

$$\frac{M}{R_v} = \frac{6833,58}{2084,16} = 3,27 = \frac{L}{2} - r \quad r = 0,72 \text{ m}$$

$$q_{ref} = \frac{2084,16}{8 - 2 \cdot 0,72} = 317,82 \text{ KN} / \text{m}^2$$

il faut vérifier que :

$$q_{ref} < \bar{q} = q_0 + \frac{\frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B' \cdot N_s + q_0 (N_q - 1) + C N_c}{F_s}$$

$$q_0 = 17 \text{ kN/m}^2$$

$$F_s = 1,5$$

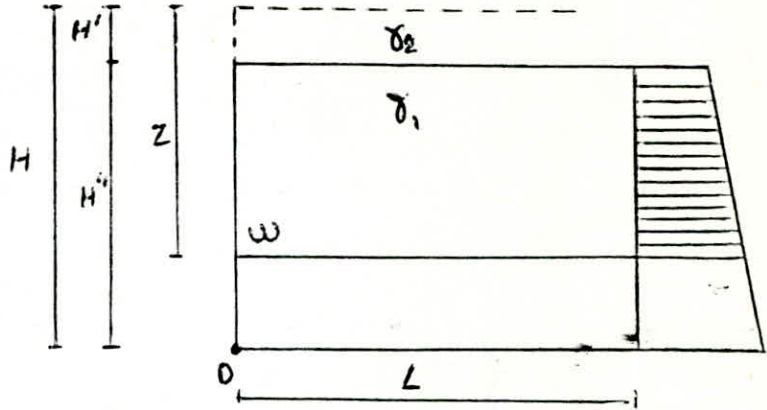
$$\frac{\frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B' \cdot N_s + q_0 (N_q - 1) + C N_c}{F_s} = \frac{600}{1,5} \text{ kN/m}^2$$

$$\bar{q} = 17 + \frac{600}{1,5} = 417 \text{ kN/m}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour les 3 combinaisons.

Stabilité interne

- Calcul de  $\sigma_{v_1}$  dans le massif ( sans le pont )



← Somme des efforts verticaux

$$Q_v = (R_v - Q'_v) - (H - Z) \cdot L \cdot \gamma_1$$

- Moment de  $Q_v$

$$M(Q_v) = M(R_v) - M(Q'_v) - (H - Z) \frac{L^2}{2} \gamma_1$$

- Effort horizontal

$$Q_H = (R_H - Q_{H_1}) - K(\gamma_2 H'' + \gamma_2 H' + \rho)(H - Z) + \frac{1}{2} K \cdot \delta_2 (H - Z)^2$$

- Moment de  $Q_H$

$$M(Q_H) = M(R_H) - M(Q_{H_1}) - (R_H - Q_{H_1})(H - Z) + K(\gamma_2 H'' + \gamma_2 H' + \rho) \cdot \frac{(H - Z)^2}{2} - \frac{1}{6} K \cdot \delta_2 (H - Z)^3$$

- moment des efforts par rapport à  $\omega$  :

$$M = M(Q_v) - M(Q_H)$$

$$\sigma_{v_1} = \frac{Q_v}{L - 2r}$$

$$L - 2r = 2 \frac{M(Q_v) - M(Q_H)}{Q_v}$$

$$L_0 = 0,3 H \quad \text{Si } Z < H/2$$

$$L_0 = 0,6(H + Z) \quad \text{Si } Z > H/2$$

$$L_a = (1 - 2r) - L_0$$

- Combination I

H-Z	Z	Q <sub>v</sub>	M(Q <sub>v</sub> )	M(Q <sub>m</sub> )	M	L-2r	σ <sub>v</sub>	L <sub>0</sub>	L <sub>a</sub>
0,39	8,44	1951,04	7804,16	1141,31	6652,84	6,83	285,65	0,23	6,59
1,14	7,69	1789,04	7156,16	914,41	6241,72	6,97	256,67	0,68	6,29
1,89	6,44	1627,04	6508,16	727,64	5780,52	7,10	229,16	1,13	5,97
2,64	6,19	1465,04	5860,16	579,27	5280,89	7,20	203,47	1,58	5,62
3,39	5,44	1303,04	5212,16	464,85	4747,31	7,28	178,98	2,034	5,25
4,14	4,69	1141,04	4564,16	380,6	4183,56	7,33	155,6	2,48	4,85
4,89	3,94	979,04	3916,16	380,1	3536,06	7,22	135,6	2,65	4,57
5,64	3,14	817,04	3268,16	302,20	2965,96	7,26	112,554	2,65	4,61
6,39	2,44	655,04	2620,16	271,28	2348,88	7,17	91,36	2,65	4,62

52

Combinaison II

H-z	Z	M(Qv)	M(Qv)	M(QH)	M	L-2r	$\sqrt{V_1}$	L <sub>0</sub>	L <sub>a</sub>
0,39	8,44	1215,36	4861,46	984,46	3877	6,38	190,49	0,23	6,15
1,14	7,69	1107,36	4429,46	778,03	3651,43	6,59	168,03	0,68	5,91
1,89	6,94	999,36	3997,46	609,23	3388,23	6,78	147,33	1,13	5,65
2,64	6,19	891,36	3565,46	474,69	3090,77	6,93	128,62	1,58	5,35
3,39	5,44	783,36	3133,46	371,00	2762,46	7,05	111,11	2,034	5,02
4,14	4,69	675,36	2701,46	294,78	2406,68	7,13	94,72	2,48	4,65
4,89	3,94	567,36	2269,46	242,62	2026,84	7,15	79,35	2,65	4,50
5,64	3,19	459,36	1837,46	211,15	1626,31	7,08	64,88	2,65	4,43
6,39	2,44	351,36	1405,46	196,97	1208,39	6,88	51,07	2,65	4,23
m	m	KN/m	KNm/ml	KNm/ml	KNm/ml	m	$\frac{KN}{m^2}$	m	m

Verification des armatures

- N : Le nombre d'armatures par metre lineaire au niveau Z  
 n : Le nombre d'armatures par metre carré du parement .  
 $\Delta H$  : espacement de deux lits d'armatures  $\Delta H = 0,75$  .

$$n = \frac{N}{\Delta H} = \frac{N}{0,75}$$

Résistance mécanique des armatures

$$k\sigma_v = K (\sigma_{v_1} + \sigma_{v_2})$$

$$\begin{cases} K = K_0 - (K_0 - K_a) \cdot Z/6 & \text{si } Z \leq 6 \text{ m} \\ K = K_a & \text{si } Z > 6 \text{ m} \end{cases}$$

Diffusion de l'effort  $Q_{H_1}$  transmis par le sommier

$$\Delta\sigma_M = \frac{Q_{H_1}}{(1' + c)} \left[ 1 - \frac{Z - H'}{2(1' + c)} \right]$$

$$T_{\max} = \frac{K\sigma_v + \Delta\sigma_M}{n} = \frac{K\sigma_v + \Delta\sigma_M}{N} \cdot 0,75$$

$$T_{\max} = \frac{\sigma_v + \Delta\sigma_v}{3N} \cdot 2,25$$

Il faut vérifier que  $T_{\max} \leq \overline{T_{\max}}$

$$\overline{T_{\max}} = 44,67 \text{ KN} \quad \text{pour les armatures de } 60 \times 5$$

Combinaison I

H-Z	Z	$\sigma_{v_1}$	$\sigma_{v_2}$	$\sigma_{v_1} + \sigma_{v_2}$	K	$K\sigma_v$	$\Delta\sigma_M$	$\sigma_v + \Delta\sigma_M$	3N b.t.	$T_{\max}$
0,39	8,44	285,65	58,53	344,18	0,26	89,49	0	89,49	5x60x5	40,27
1,14	7,69	256,67	63,76	320,43	0,26	83,31	0	83,31	5x60x5	37,43
1,89	6,94	229,16	69,69	298,85	0,26	77,70	0	77,70	5x60x5	34,97
2,64	6,19	203,47	76,91	280,38	0,26	72,89	1,18	74,07	5x60x5	33,33
3,39	5,44	178,98	85,32	264,30	0,27	71,36	4,91	76,27	5x60x5	34,32
4,14	4,69	155,6	95,85	251,45	0,29	72,92	8,65	81,57	5x60x5	36,71
4,89	3,94	135,6	108,4	244,00	0,31	75,62	12,38	88,02	7x60x5	28,29
5,64	3,19	112,55	125,55	238,10	0,33	78,57	16,11	94,68	8x60x5	26,62
6,39	2,44	91,36	147,37	238,73	0,35	83,56	19,84	103,4	10x60x5	23,26
m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>		KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	$\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$	$\frac{\text{mm} \times \text{mm}}{\text{mm}}$	KN
					54					



Combinaison II

H-Z	Z	$\sqrt{V_1}$	$\sqrt{V_2}$	$\sqrt{V_1 + V_2}$	k	$k\sqrt{V}$	$\Delta\sqrt{V}$	$k\sqrt{V} + \Delta\sqrt{V}$	3.N.b.t <sub>c</sub>	T <sub>max</sub>
0,39	8,44	190,49	71,06	261,55	0,26	68,00	0	68,00	5 x 60 x 5	30,6
1,14	7,69	168,03	77,16	245,19	0,26	63,74	0	63,74	5 x 60 x 5	28,68
1,89	6,94	147,39	84,40	232,79	0,26	60,52	0	60,52	5 x 60 x 5	27,23
2,64	6,19	128,62	92,77	221,39	0,26	57,56	0,84	58,40	5 x 60 x 5	26,28
3,39	5,44	111,11	103,00	214,11	0,27	57,81	3,48	61,29	5 x 60 x 5	27,28
4,14	4,69	94,72	115,10	209,82	0,29	60,85	6,18	66,98	5 x 60 x 5	30,14
4,89	3,94	79,37	113,55	209,9	0,31	65,07	8,77	73,84	7 x 60 x 5	23,73
5,64	3,19	64,88	149,69	214,57	0,33	70,81	11,42	82,23	8 x 60 x 5	23,13
6,39	2,44	51,07	175,54	226,61	0,35	79,31	14,06	93,37	10 x 60 x 5	21,01
m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>		KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	U: mm x m	KN

Resistance d'adhérence

Calcul de  $\overline{T}_f$  ( effort limite d'adhérence par armature )

$$\overline{T}_f = \frac{1}{F_g} \cdot 2b \cdot \int_{L-L_a}^L f^* \cdot \sqrt{V(z)} dz$$

$$f^* = \begin{cases} f_0^* - (f_0^* - t_g \varphi_1) \cdot z/6 & ; z \leq 6 \text{ m} \\ t_g \varphi_1 & ; z > 6 \text{ m} \end{cases}$$

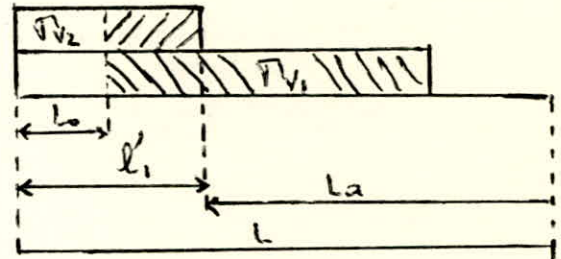
$$f_0^* = 2,34$$

$$f^* = \begin{cases} 2,34 - (2,34 - 0,726) \cdot z/6 \\ 0,726 \end{cases}$$

$$f^* = \begin{cases} 2,34 - 1,61z \\ 0,726 \end{cases}$$

$$f^* = \begin{cases} 2,34 - 1,61z \\ 0,726 \end{cases}$$

$$\int_{L-La}^L f^* \overline{V}_z dz = f^* [\overline{V}_1 L_a + \overline{V}_2 (l'_1 - L_0)]$$



Il faut vérifier que :  $\overline{T}_f \gg \overline{T}_{max}$

### Combinaison I

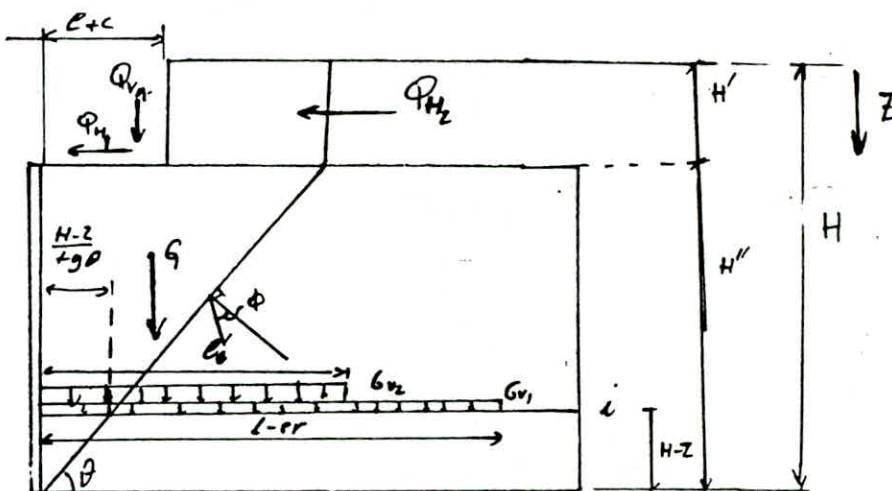
H-z	z	$\gamma_{V_1}$	$L_a$	$\overline{V}_z$	$l'_1 - L_0$	$f^*$	$f^* \int \overline{V}_z dz$	3M.b.L	$\overline{T}_f$	$T_{max}$
0,39	8,44	285,65	6,59	58,53	4,64	0,726	1563,81	5.60.5	124,79	40,27
1,14	7,69	256,67	6,29	63,76	4,26	0,726	1369,28	5.60.5	109,26	37,49
1,89	6,94	229,16	5,97	69,69	3,44	0,726	1167,27	5.60.5	93,14	34,91
2,64	6,19	203,47	5,62	76,91	2,61	0,726	915,91	5.60.5	77,87	33,33
3,39	5,44	178,98	5,25	85,32	1,78	0,87	949,61	5.60.5	75,78	34,32
4,14	4,69	155,6	4,85	95,85	0,96	1,07	905,94	5.60.5	72,23	36,71
4,89	3,94	135,6	4,57	108,4	0,42	1,28	851,48	7.60.5	61,94	28,29
5,64	3,19	112,55	4,61	125,15	0,04	1,48	775,33	8.60.5	61,87	26,62
6,39	2,44	91,36	4,52	147,37	—	1,68	699,89	10.60.5	55,85	23,26

## Combinaison II

H-z	z	$\bar{V}_1$	$L_a$	$\bar{V}_2$	$l_1 - l_2$	$f^*$	$f^* \bar{V}_1 dz$	3N.b.t.	$\bar{T}_f$	$T_{max}$
0,39	8,44	190,49	6,15	71,06	5,17	0,726	1117,24	5.60.5	89,16	30,6
1,14	7,69	168,03	5,91	77,16	4,35	0,726	964,64	5.60.5	76,98	28,68
1,89	6,94	147,39	5,65	84,40	3,52	0,726	820,26	5.60.5	65,46	27,68
2,64	6,19	128,62	5,35	92,77	2,7	0,726	681,42	5.60.5	54,38	26,28
3,39	5,44	111,11	5,02	103,00	1,87	0,87	652,83	5.60.5	52,10	27,58
4,14	4,69	94,72	4,65	115,10	1,05	1,07	600,53	5.60.5	47,93	30,14
4,89	3,94	79,35	4,50	130,55	0,5	1,28	540,61	7.60.5	43,14	23,73
5,64	3,19	64,88	4,43	149,69	0,13	1,48	454,18	8.60.5	36,24	23,13
6,39	2,44	51,07	4,23	175,54	—	1,68	362,92	10.60.5	28,96	21,01

## Verification par la methode dite par coin

Cette methode consiste à envisager des plans de rupture potentiels, qui forment un angle  $\vartheta$  avec l'horizontale.



$$G = \frac{1}{2} \gamma_1 \frac{(Z - H')^2}{\tan \vartheta} + \gamma_2 \left[ \frac{(Z - H')^2}{\tan \vartheta} - (L + c) \right] \cdot H'$$

Soit  $\Sigma \bar{T}_i$  : Somme des efforts de traction developpés sur les armatures

$$\Sigma \bar{T}_i = Q_{H_1} + (G + Q_{v_1}) \tan(\vartheta - \varphi)$$

$$\bar{T}_i = \min(\bar{T}_{\max}, \bar{T}_f)$$

Pour les armatures 60x5  $T_{\max} = 44,67 \text{ KN}$

$$\bar{T}_f = \frac{1}{F_0} \cdot 2b \cdot f^* \int \bar{V} dz$$

$$= \frac{1}{F_0} 2b f^* \left[ \bar{V}_1 \left( L - 2r - \frac{Z - z}{\tan \vartheta} \right) + \bar{V}_2 \left( l_1 - \frac{Z - z}{\tan \vartheta} \right) \right]$$

Il faut vérifier que  $\frac{\sum nT_i}{\sum T_i} \geq 1,25$

On considère 3 cas

- 1<sup>er</sup> cas :

Coin passant par le pied du parement et l'arrière du  
sommier

$$Z = H = 8,83 \text{ m}$$

$$\lg \theta = \frac{H''}{l+c} = \frac{6,75}{2,3} = 2,93 \Rightarrow \theta = 71,18.$$

Combinaison I

$$G = \frac{1}{2} \gamma \times \frac{(z-H)^2}{\gamma \theta} = 210 \text{ KN/mL}$$

$$Q_{V1} = 509,91 \text{ KN/mL}$$

$$Q_{H1} = 46,29 \text{ KN/mL}$$

$$\Sigma T_i = 553,75$$

H-z	3N.b. L <sub>0</sub>	L-2r	L-r- $\frac{z-b}{f_{90}}$	$\sigma_{V1}$	$l'$	$l'-\frac{z-b}{f_{90}}$	$\sqrt{V_2}$	$f^*$	$\bar{T}_f$	$\bar{T}_{max}$	$n \bar{T}_i$
0,39	5.60.5	6,83	6,63	285,65	5,32	5,18	58,53	0,126	128,58	44,67	74,45
1,14	5.60.5	6,97	6,58	256,65	4,94	4,55	63,76	0,726	114,9	44,67	74,45
1,89	5.60.5	7,10	6,45	229,16	4,57	3,92	69,63	0,726	101,7	44,67	74,45
2,64	5.60.5	7,20	6,29	203,47	4,19	3,28	76,91	0,726	88,98	44,67	74,45
3,39	5.60.5	7,28	6,12	178,98	3,82	2,66	85,32	0,87	92,03	44,67	74,45
4,14	5.60.5	7,33	5,91	155,6	3,44	2,02	95,85	1,07	95,29	44,67	74,45
4,89	7.60.5	7,22	5,55	135,6	3,07	1,40	108,4	1,28	90,43	44,67	104,2
5,64	8.60.5	7,26	5,33	112,55	2,69	0,76	125,55	1,48	82,32	44,67	119,12
6,39	10.60.5	7,17	4,98	91,32	2,32	0,139	147,37	1,68	63,87	44,67	148,9

$$\frac{\Sigma n \bar{T}_i}{\Sigma T_i} = \frac{818,95}{553,75} = 1,478 > 1,25$$

Combinaison II

$$G = 139,95$$

$$Q_{V1} = 509,91$$

$$Q_{H1} = 32,81$$

$$\Sigma T_{L1} = 490,89 \text{ KN}$$

H-2	3N.d.L <sub>0</sub>	L-2r	L-2r - $\frac{t_1}{2}$	$\sqrt{V_1}$	$e_1$	$e_1' - \frac{2-b}{4g}$	$\sqrt{V_2}$	$f^*$	$\bar{T}_f$	$T_{max}$	$n_i \bar{T}_L$
0,39	5.60.5	6,38	6,24	190,49	5,4	5,26	71,06	0,726	90,74	44,67	74,45
1,14	5.60.5	6,59	6,20	168,03	5,03	4,64	77,16	0,726	81,30	44,67	74,45
1,89	5.60.5	6,78	6,13	147,39	4,65	4,00	84,40	0,726	72,08	44,67	74,45
2,64	5.60.5	6,93	6,03	128,62	4,28	3,37	92,77	0,726	63,20	44,67	74,45
3,39	5.60.5	7,05	5,89	111,11	3,9	2,74	103,00	0,87	65,19	44,67	74,45
4,14	5.60.5	7,13	5,71	94,72	3,53	2,11	115,10	1,07	67,08	44,67	74,45
4,89	7.60.5	7,15	5,48	79,35	3,15	1,48	130,55	1,28	64,31	44,67	104,25
5,64	8.60.5	7,08	5,15	64,88	2,78	0,85	149,69	1,48	54,62	44,67	119,12
6,39	10.60.5	6,88	4,69	51,07	2,4	0,22	175,54	1,68	37,38	44,67	124,6

$$\frac{\Sigma n_i \bar{T}_L}{\Sigma T_{L1}} = \frac{794,66}{490,89} = 1,62 > 1,25$$

2<sup>ème</sup> Cas :

Coiv passant par le milieu du parement et l'arrière du larmier.

$$Z = H' + \frac{H''}{2} = 2,08 + \frac{6,75}{2} = 5,45 \text{ m.}$$

$$k_{ps} = \frac{6,75^2}{2 \cdot 13} = 1,46 \Rightarrow \theta = 55,68^\circ$$

Combinaison I :  $G = 105,02 \text{ KN}$

$$Q_{Hi} = 509,91, \quad Q_{Vi} = 46,29$$

H <sub>i</sub>	3 <sup>ème</sup> ét.	L <sub>2x</sub>	L <sub>2x</sub> $\frac{23}{100}$	Q <sub>Vi</sub>	L <sub>i</sub>	$\frac{L_i^2 \cdot 23}{4 \cdot 100}$	G <sub>2x</sub>	F <sup>*</sup>	T <sub>F</sub>	T <sub>max</sub>	n <sub>i</sub> T <sub>i</sub>
0,39	Sxboxs										
1,14	Sxboxs										
1,89	Sxboxs										
2,64	Sxboxs										
3,39	Sxboxs	7,28	7,01	128,98	3,82	3,48	85,32	0,87	107,9	44,67	24,45
4,14	Sxboxs	7,33	6,45	155,6	3,44	2,44	95,85	1,07	105,9	44,67	24,45
4,89	Sxboxs	7,22	5,32	135,6	3,07	1,43	106,4	1,25	95,77	44,67	24,23
5,64	Sxboxs	7,26	5,45	122,55	2,69	0,88	125,55	1,48	85,70	44,67	19,12
6,39	Sxboxs	7,17	4,84	91,32	2,32	✓	147,37	1,68	56,94	44,67	10,9

$$\frac{\sum n_i T_i}{\sum T_i} = \frac{529,15}{266,22} = 1,95 > 1,25$$



## Combinouson II

$$G = 70,21$$

$$Q_{V1} = 509,91$$

$$Q_{H1} = 32,81$$

$z_{-H}$	$3N b l_0$	$L-zr$	$L-zr - \frac{z-3}{198}$	$\sqrt{v_1}$	$l_1'$	$\sqrt{v_2}$	$l_1 - \frac{z-3}{198}$	$f^*$	$\bar{T}_f$	$\bar{T}_{max}$	$n_i \bar{T}_i$
0,39	5.60.5										
1,14	5.60.5										
1,89	5.60.5										
2,64	5.60.5										
3,39	5.60.5	7,05	6,78	111,11	3,9	103	3,63	0,87	78,45	44,67	74,45
4,14	5.60.5	7,13	6,35	94,72	3,53	115,1	2,75	1,07	78,58	44,67	74,45
4,89	7.60.5	7,15	5,85	79,36	3,15	130,55	1,85	1,28	72,26	44,67	104,23
5,64	8.60.5	7,08	5,27	64,88	2,78	149,69	0,97	1,48	57,67	44,67	119,12
6,39	10.60.5	6,88	4,56	51,07	2,4	175,54	0,078	1,68	33,14	44,67	110,46

$$\frac{\sum n_i T_i}{\sum T_i} = \frac{482,71}{240,29} = 2 > 1,25$$

3<sup>eme</sup> Cas

Coin passant par le pied du parement et faisant un angle de 60° avec l'horizontale.

$$Z = H = 8,83$$

$$\theta = 60^\circ; \lg \theta = 1,73$$

Combinaison I

$$G = 445,5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{V1} = 509,91$$

$$Q_{H1} = 46,29$$

$$\Sigma T_i = 471,66 \text{ KN/ml}$$

H-Z	3Nbt <sub>0</sub>	L.2r		$\bar{V}_1$	$l'$		$\bar{V}_2$	$f^*$	$\bar{T}_f$	$\bar{T}_{max}$	$T_{ini}$
0,39	5.60.5	6,83	6,60	285,65	5,32	5,1	58,53	0,126	126,8	44,67	74,45
1,14	5.60.5	6,97	6,31	256,65	4,94	4,28	63,76	0,726	109,9	44,67	74,45
1,89	5.60.5	7,10	6,00	229,16	4,57	3,48	69,69	0,126	93,9	44,67	74,45
2,64	5.60.5	7,20	5,67	203,47	4,19	2,66	76,91	0,126	78,88	44,67	74,45
3,39	5.60.5	7,28	5,32	178,98	3,82	1,86	85,32	0,87	77,31	44,67	74,45
4,14	5.60.5	7,33	4,94	155,6	3,44	1,05	95,85	1,07	74,41	44,67	74,45
4,89	7.60.5	7,22	4,4	135,6	3,07	0,25	108,4	1,25	62,37	44,67	74,45
5,64	8.60.5	7,26	4,00	112,55	2,69	—	125,55	1,48	53,3	44,67	74,45
6,39	10.60.5	7,17	3,48	91,32	2,32	—	147,37	1,68	42,7	44,67	142,33

$$\frac{\sum n_i T_i}{\sum T_i} = \frac{737,93}{471,66} = 1,56 > 1,25$$

### Combinaison II

$$G = 296,71$$

$$Q_{vi} = 509,91$$

$$Q_{H1} = 32,81$$

$$\sum T_i = 392 \text{ KN/ml}$$

H-Z	3N.b.L	L-2r		$\sigma_{vi}$	$l_i$		$\sigma_{v2}$	$f^*$	$\bar{T}_f$	$\bar{T}_{max}$	$n_i \bar{T}_i$
0,39	5.60.5	6,38	6,15	190,49	5,4	5,17	7106	0,726	89,38	44,67	74,45
1,14	5.60.5	6,59	5,93	168,03	5,03	4,37	77,16	0,726	77,45	44,67	74,45
1,89	5.60.5	6,78	5,68	147,39	4,65	3,56	84,40	0,726	66,07	44,67	74,45
2,64	5.60.5	6,93	5,40	128,62	4,28	2,75	92,77	0,726	55,15	44,67	74,45
3,39	5.60.5	7,05	5,1	111,11	3,9	1,94	103	0,87	53,35	44,67	74,45
4,14	5.60.5	7,13	4,74	94,72	3,53	1,14	115	1,07	49,66	44,67	74,45
4,89	7.60.5	7,15	4,32	79,35	3,15	0,32	130,55	1,28	39,37	44,67	91,86
5,64	8.60.5	7,08	3,82	64,88	2,78	—	149,69	1,48	29,34	44,67	78,24
6,39	10.60.5	6,88	3,19	51,07	2,4	—	175,54	1,68	21,89	44,67	72,96

$$\frac{\sum n_i \bar{T}_i}{\sum T_i} = \frac{689,76}{392} = 1,76 > 1,25$$

ETUDE ECONOMIQUE

## ETUDE ECONOMIQUE

### I INTRODUCTION

Le développement d'un réseau routier entraîne la construction d'un nombre important d'ouvrage d'ar.;  
Les entreprises du secteur disposent des techniques classiques de constructions largement maîtrisées.  
Il n'en demeure pas moins que pour les ponts, qui doivent répondre à un trafic de plus en plus lourd, les techniques sont plus évolutives.

Le choix de celle la plus adaptée se fait par conséquent, au prix d'analyses très poussées avant de décider des investissements nécessaires.

A partir du point sensible constitué par les fondations de pont, la technique terre-armée que l'entreprise projette dans son processus de développement et pour la première fois dans le pays.

L'étude technico-économique est basée sur un projet réel (construction de cinq ponts dans la wilaya de boumèrdèse).

### II - ETUDE COMPARATIVE

L'étude menée concerne le projet "Construction de cinq ponts dans la wilaya de boumerdes".

I°/ Projet de base : (variation de l'administration)

Les quantités mises en oeuvres, tirées de cette variante pour les culées : massive traditionnelle sont:

Designation des prix	U	Q	P.U	Total
Remblai de fouille	M <sup>3</sup>	4700	70	329 000
Remblai fouille	M <sup>3</sup>	2200	80	176 000
Béton pour pieux	M <sup>3</sup>	2532	2960	7 494 720
Semelles	M <sup>3</sup>	1850	1400	2 590 000
Voiles	M <sup>3</sup>	2595	1600	4 152 000
Acier				
Pieux	T	250	11 50	2 875 000
Semelles	T	130	11 50	1 495 000
Voiles	T	184	11 50	2 116 000
				21 227 720

2°/Variante (terre-armée, proposée l'entreprise)

Designation	U	Q	P.U	Total
Deblai fouille	M <sup>3</sup>	0	—	0
Remblai fouille	M <sup>3</sup>	0	—	0
Remblai selectionné	M <sup>3</sup>	37 000	125	4 625 000
<u>Béton pour :</u>				
Semelle réglage	M <sup>3</sup>	34	1400	47 600
Sommier culée	M <sup>3</sup>	865	1600	1 384 000
Ecailles	M <sup>3</sup>	656	3629	2 380 624
<u>Acier galvanisé</u>				
Section 40x5 mm	ml	12.112	40	484 480
Section 60x5 mm	ml	65.286	55	3 590 730
				12 512 434

L'économie réalisée par la solution terre-armée est évidente. En effet, du point de vue quantité, on constate que dans cette situation, <sup>quatre</sup> quatre fois moins d'acier sont mise en oeuvre.

L'étude des deux modes de réalisations ressort une économie de :

$$\frac{21\ 227\ 720 - 12\ 512\ 434}{12\ 512\ 434}$$

70% En faveur de la terre-armée.

## CONCLUSION

La terre armée apparait comme un matériau composite, relativement homogène, fortement anisotrope est susceptible de supporter des efforts de traction importants. Le mécanisme de sa rupture dépend sensiblement de la loi de comportement de l'armateur, dont la limite élastique peut être atteinte bien avant que le sable ne soit mis en état de rupture.

L'étude de ce projet nous a permis de connaître de près ce nouveau matériau et de voir ses avantages.

Actuellement trois ouvrages en terre-armée entrent en service chaque jour quelque part dans le monde, ce nombre important d'ouvrages réalisés démontre l'intérêt de ce nouveau matériau.

Grâce à ses bonnes caractéristiques, la terre armée a permis des solutions économiques intéressantes dans le domaine des ouvrages de soutènement et des culées de pont, notamment ceux fondés sur des sols de faible portance.

## BIBLIOGRAPHIE

1. Cours pratiques de MDS T.2 songlerat et J.costel  
Ed : Dunod
2. Problèmes pratiques de MDS T.2 songlerat et J.costel  
Ed : Dinod
3. Bulletin des liaisons du LPC : janv.fevr. : 1979 n° 99  
janv.fevr. : 1986 n° 104
4. Les ouvrages en terre-armée : Recomandation et regles de l'art SETRA
5. Cours des mécaniques des sols : ( enseignement spéci lisé 14 )  
tome 3 les soutènements
6. Revue générale des routes et des aérodromes ( n° 635.Novembre 86)
7. Terre-armée : livre MDS. 6 - 76 de E.S.G.M . chapitre XIII



