

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE ELASTO-PLASTIQUE
D'UN SOUTÈNEMENT
EN PAROI MOULEE

Proposé par :

M. KORDJANI

Etudié par :

R. LAHLOU
Y. BELKACEMI

Dirigé par :

M. KORDJANI



PROMOTION : JANVIER 1984

Remerciements

Nos remerciements les plus sincères à notre promoteur M. KORDJANI pour son attention et son aide efficace tout au long de l'élaboration de notre mémoire.

Nous tenons également à remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

Notre profonde gratitude à toutes les personnes ayant contribué d'une manière ou d'une autre à la réalisation de notre projet, en particulier :

D. BELKACEMI
M. LERARI
M. BOUDJELLAL

Nous exprimons notre reconnaissance au jury qui nous honnera en jugeant notre travail.



Sommaire

	Page
Introduction	1
Méthodes d'exécution de la paroi moulée	3
Présentation du rapport de sol	8
Reprise en sous œuvre	11
Stabilité de la tranchée à la bentonite	13
Méthode d'exécution des tirants d'ancrage	23
Approche théorique de l'équilibre élasto-plastique	25
Diagrammes des contraintes élasto-plastiques derrière le mur	38
Dimensionnement des tirants	47
Stabilité locale du massif	50
Portance, tassement	62
Stabilité d'ensemble	68
Etude au séisme	72
Diagrammes des efforts en différentes phases	82
Vérification du bulbe d'ancrage	100
Disposition finale de l'ouvrage	103
Conclusion	104
Bibliographie	105

Introduction

Notre projet consiste en l'étude d'un mur de soutènement sis à l'îlot Dar-el-ghoula (Casbah).

Ce projet qui s'inscrit dans le cadre de la restauration de la Casbah fait partie d'un ensemble comprenant cinq (5) bâtiments (Polyclinique, foyer de jeunes, centre d'apprentissage, parking, galerie commerciale ...).

Un soutènement des terres du côté de la rue Debbih Cherif s'impose vu les importants travaux de terrassement à exécuter au niveau de l'îlot en question, ceux-ci atteindront une hauteur de dix neuf mètres (19).

Actuellement, il existe un mur de soutènement en maçonnerie d'une hauteur totale de cinq (5) mètres qu'on reprendra en sous-œuvre.

Il est possible de présenter plusieurs méthodes d'exécution, toutefois il convient de retenir celle présentant le minimum de risques possibles. Parmi ces méthodes on peut citer les

Solutions suivantes

- Paroi moulée,
- Battage de palplanches,
- Méthode des pieux sécants,
- Mur de soutènement classique ...

Dans le choix que nous allons faire, nous tiendrons compte de certaines contraintes. C'est ainsi que la circulation au niveau de la rue Debbih Cherif ne saurait être arrêtée vu son importance. Signalons aussi que la précarité des constructions environnantes élimine la solution de battage des palplanches. La solution des pieux sécants est une ancienne méthode, son principal inconvénient est la mauvaise étanchéité (nombre élevé de joints). Dans notre cas, la solution du mur classique est impossible, car on ne peut débayer le côté intéressant la chaussée. La réalisation de la paroi moulée semble la mieux appropriée. Nous détaillerons par la suite sa méthode d'exécution et les avantages qu'elle procure.

Méthodes d'exécution de la paroi moulée

Définition et principe :

On appelle paroi moulée, un écran vertical ou incliné en béton construit sans blindage ni coffrage à partir de la surface du sol par excavation à l'aide de machines appropriées. Au fur et à mesure de l'excavation de la tranchée qui servira de moule à la paroi, on substitue aux déblais une boue spéciale, la bentonite, assurant la stabilité de la tranchée. Quand l'excavation atteint la côte désirée, après mise en place de la cage d'armatures, on procède au bétonnage. Le béton prend progressivement par gravité la place de la boue. La paroi est littéralement moulée dans le sol d'où le nom du procédé. Enfin on procède au recépage de la tête de la paroi car la couche supérieure souillée par la boue sur une cinquantaine de centimètre, présente une résistance insuffisante.

Engins d'excavation :

Parmi les engins d'excavation utilisés pour l'exécution de la tranchée on peut citer :

- Benne guidée
- " à câble
- Foreuse à tête auto-percutante.

Procédés d'excavation :

Le creusement de la tranchée par benne guidée peut se faire au moyen d'une benne excavatrice spéciale qui travaille en avancement vertical de haut en bas. La cuiller excavatrice est guidée verticalement par une

poutre rigide qui descend dans la fouille au fur et à mesure de l'approfondissement de la tranchée.

Le deuxième procédé se fait en utilisant un grappin suspendu à un câble et tombant en chute libre, le guidage étant assuré par des murets guides. C'est le procédé le plus utilisé et s'adaptant à notre cas particulier.

Le troisième procédé consiste en la perforation du terrain par un outil de forme appropriée animé d'un mouvement de rotation et de percussion pouvant faire le déblayage par aspiration.

Notons que quel que soit l'outil utilisé pour l'exécution de la tranchée, celle-ci est constamment pleine jusqu'au ras de sa surface par la boue.

Ferraillage.

Après préfabrication de la cage d'armatures, celle-ci est plongée dans la tranchée pleine de bentonite. Ses dimensions sont fixées par la dimension de la tranchée, des conditions de bétonnage et des efforts de service.

Bétonnage.

Après mise en place de la cage d'armatures, on procède au bétonnage. Le béton est coulé dans la tranchée par une ou plusieurs colonnes dont la base atteint le fond de la fouille et dont la tête est munie d'un entonnoir où le béton frais est déversé. La mise en place du béton dans la boue doit se faire avec soin et d'une manière continue afin d'éviter toute inclusion de bentonite, qui formera une poche de boue, portant un grave préjudice à la résistance du béton. Le béton remonte dans la tranchée en chassant la bentonite qui est

récupéré et finit par la remplir entièrement. La partie de béton qui était constamment en contact avec la bentonite est récupérée et reprise par un béton propre sur une hauteur de cinquante centimètres.

Les phases d'exécution (Excavation + Ferrailage + Bétonnage) se font par panneaux jointifs qui peuvent être obtenus par deux méthodes: a) Méthode continue

b) « alternée.

La méthode continue consiste à creuser un panneau, de reculer la machine et de juxtaposer le suivant, de reculer à nouveau et de continuer l'opération jusqu'à l'obtention du mur complet.

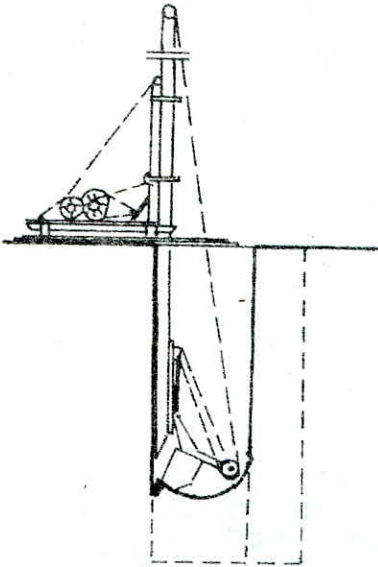
La méthode alternée consiste à exécuter un panneau, de déplacer la machine en laissant un intervalle d'un panneau et d'exécuter le suivant et ainsi de suite jusqu'à terminer le mur.

Nous pensons que la méthode continue est la mieux adaptée pour notre cas

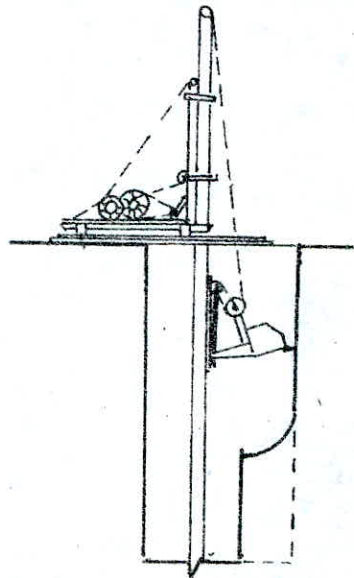
Excavation par benne guidée

Excavation du premier panneau

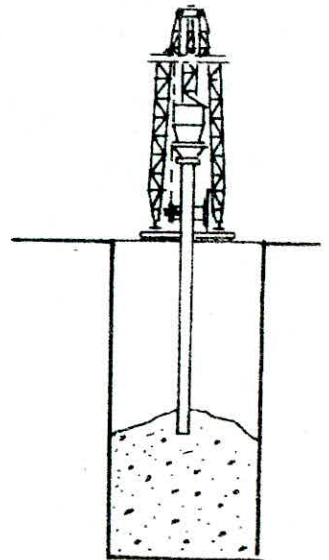
1ere Phase



2em Phase

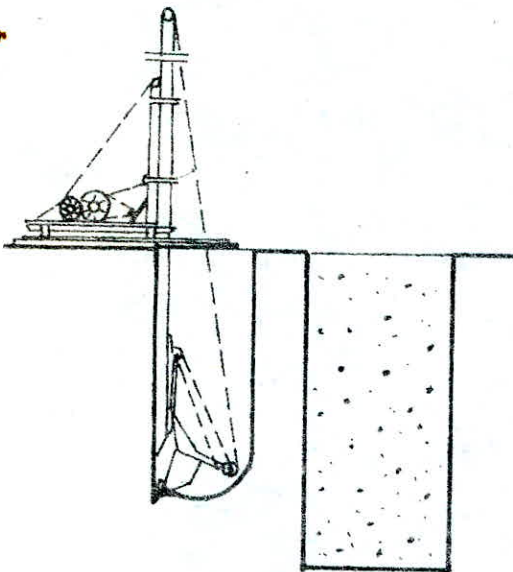


Bétonnage du
1er panneau

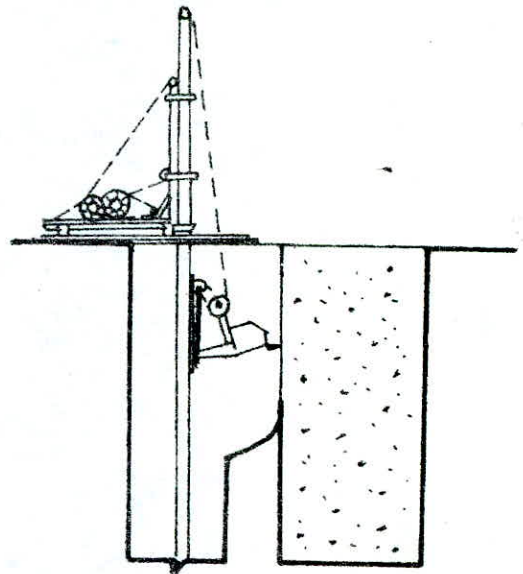


Excavation du panneau suivant

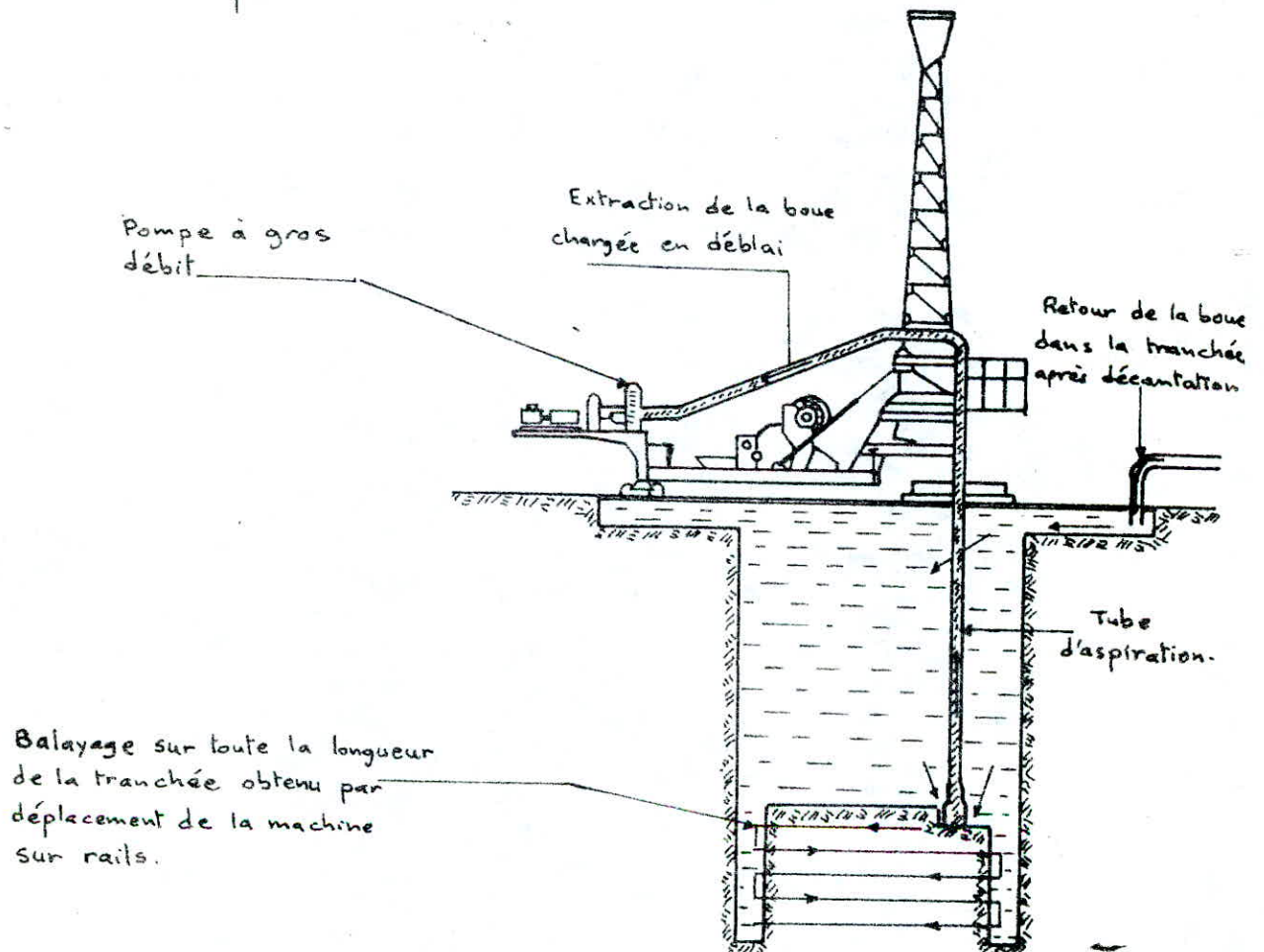
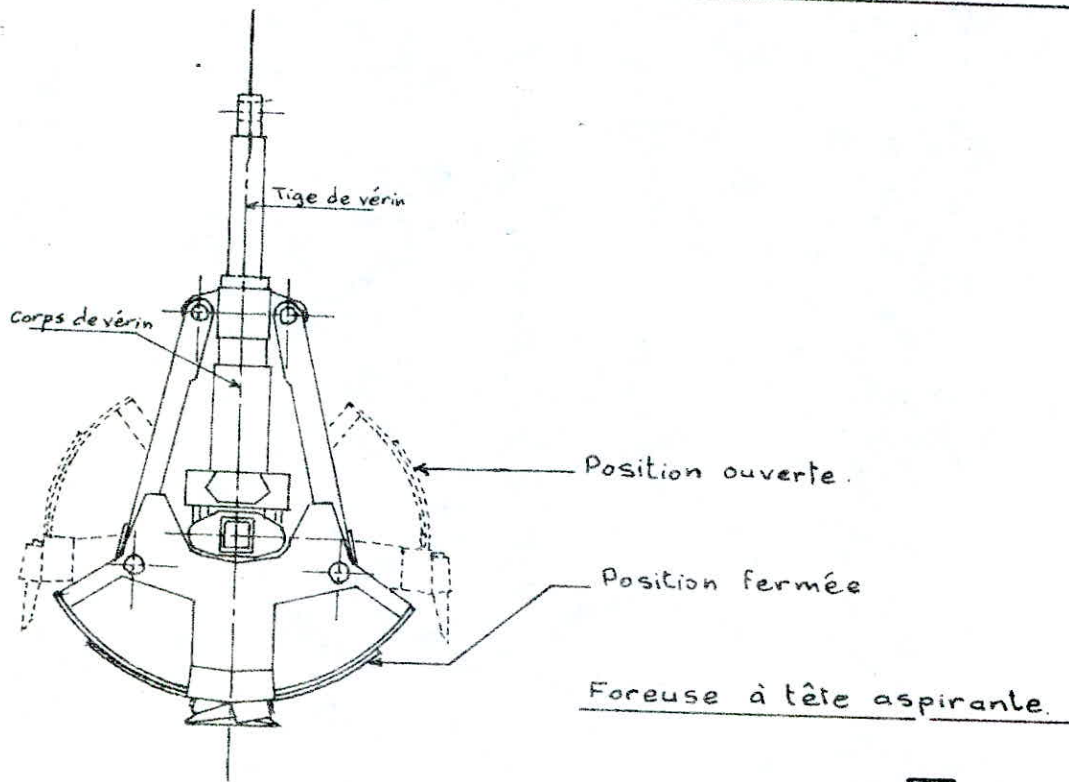
1ere Phase



2em Phase



Excaveur de benne à câble

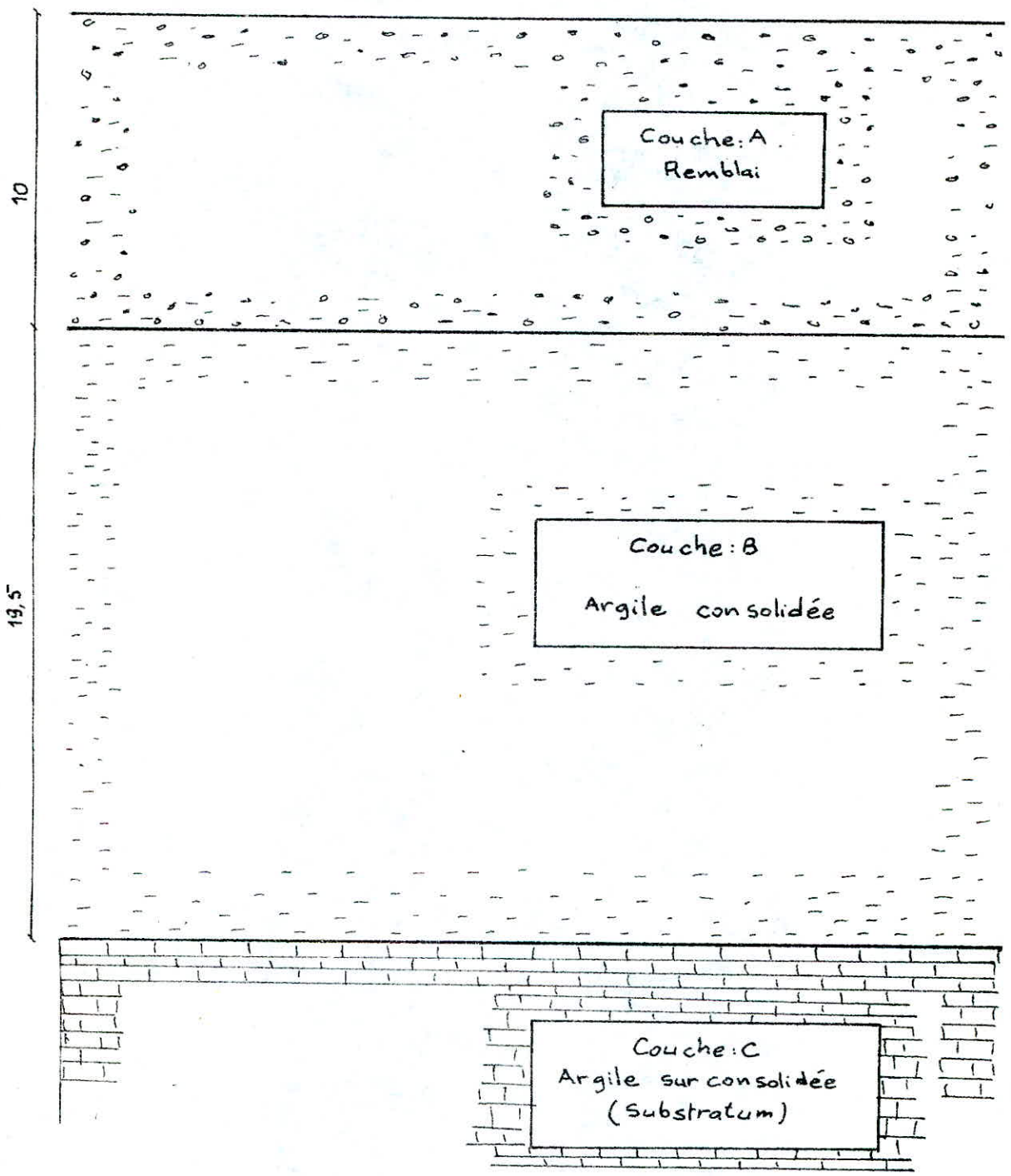


Présentation du rapport de sol

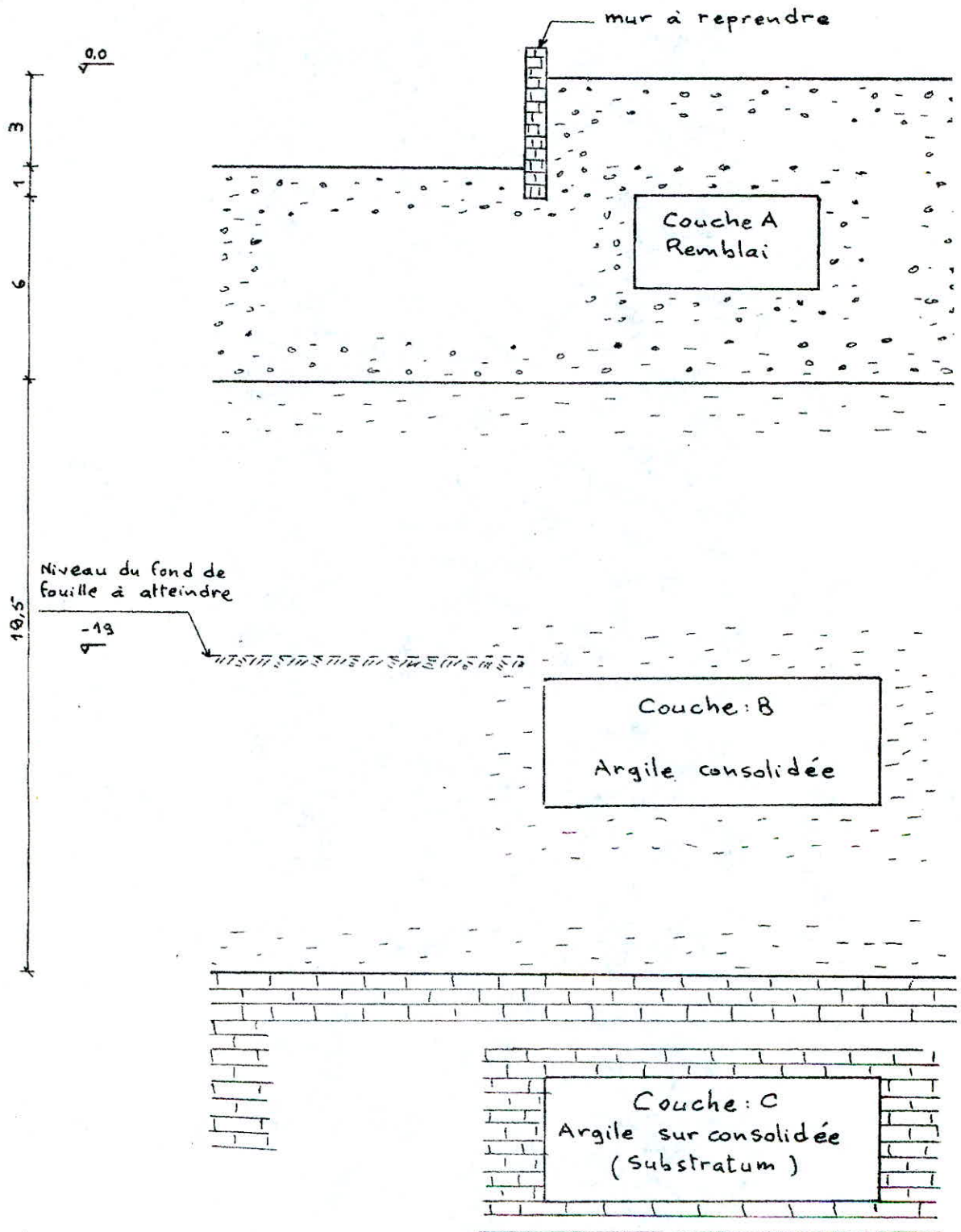
Les coupes géologiques présentant les différentes couches traversées sont données en pages 9 et 10. Dans le tableau ci-après, nous donnons leurs différentes caractéristiques physiques et mécaniques.

Couches	Essais physiques			Essais mécaniques			Essais de compressibilité.			
	w (%)	γ (t/m ³)	N	C (t/m ²)	φ	N	σ'_c (t/m ²)	C_c	C_g	
A	22	1,6	3	1,5	36	-	-	-	-	-
B	38	1,4	11	0	26	6	13	0,3	0,09	4
C	27	1,54	4	10	24	12	17	0,13	0,08	6

Coupe en long du terrain



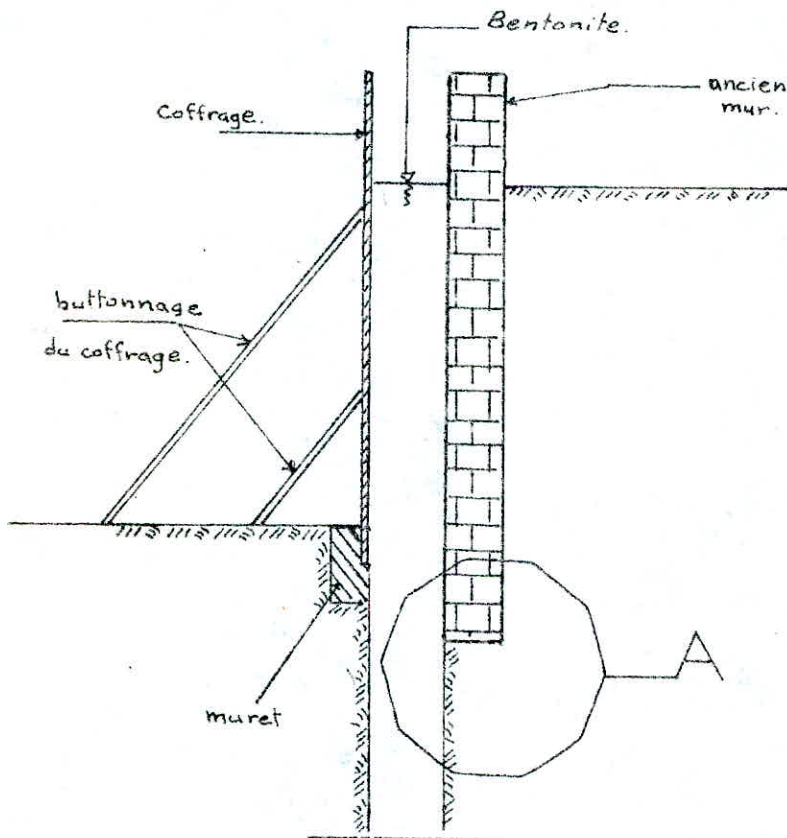
Coupe en travers du terrain.



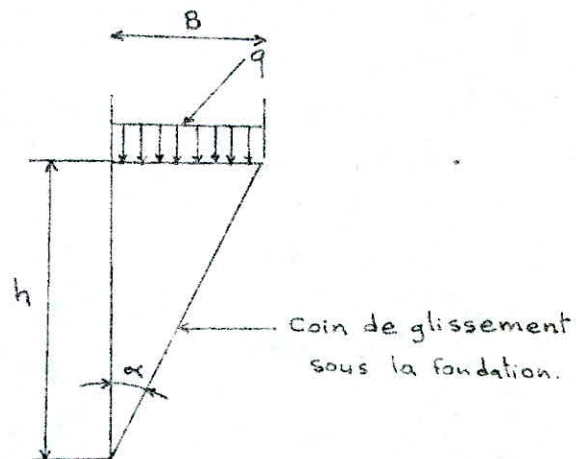
Reprise en sous œuvre

Nous vérifions dans ce qui suit la stabilité de l'ancien mur lors de l'excavation de la tranchée.

Vérification de la fondation.



Détail A :



$$\begin{cases} B = 0,5 \text{ m} \\ \alpha = \frac{\pi}{4} = \frac{45}{2} \\ h = B \cotg \alpha = 0,98 \text{ m} \end{cases}$$

La vérification de la stabilité de la fondation revient à vérifier l'équilibre du coin de glissement.

Contraintes sous le mur : $q = \gamma_{\text{mur}} \times H_{\text{mur}} = 2,5 \times 5 = 12,5 \text{ t/m}^2$

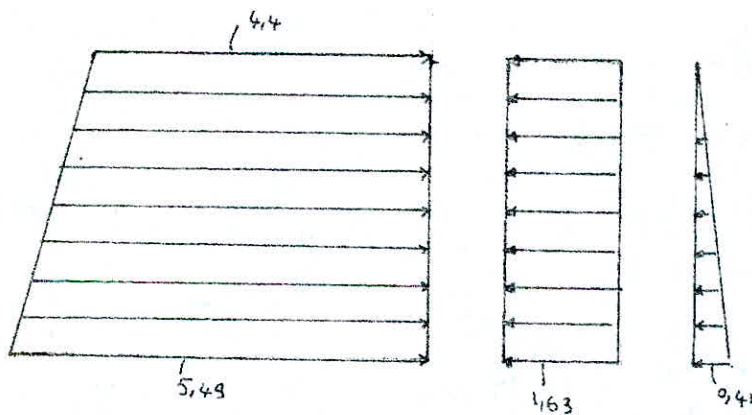
Contraintes horizontales dues au mur : $\sigma = K_a q = 0,26 \times 12,5 = 1,63$

Contrainte maximum due aux poussées des terres :

$$\sigma = K_a \gamma h = 0,26 \times 1,6 \times 0,98 = 0,41 \text{ t/m}^2$$

Contrainte maximum due à la bentonite : $\sigma_b = \gamma_b \times (4+h) = 5,49$

nous avons donc au niveau du coin de glissement



Nous remarquons que les contraintes dues à la bentonite sont largement supérieures aux contraintes destabilisantes. La rupture ne peut avoir lieu.

Stabilité de la tranchée à la bentonite

Historique.

Les boues thixotropiques sont employées dans les sondages pétroliers et autres depuis de nombreuses années.

C'est vers 1906 que pour la première fois, au Texas, on a employé des suspensions colloïdales dans l'eau, d'une certaine argile fine, la montmorillonite, dont le gisement était situé à Fort Benton, d'où le nom de bentonite.

Utilisées pour la réalisations de sondages profonds, les boues remplissent des fonctions complexes telles que soutènement des parois de sondages, la remontée des déblais, le refroidissement des outils de forage ...

Les premières applications de la bentonite dans les travaux de génie-civil datent des environs de 1950 et elle a été utilisée pour la construction de la première paroi moulée exécutée aux USA en 1950 par Aaron D. Rhodes pour protéger des terres de valeur et d'importantes installations industrielles de l'invasion des eaux du pacifique. Rhodes exécuta un diaphragme sous boue bentonitique de 15 m de profondeur sur plusieurs kilomètres.

Caractéristiques des boues thixotropiques.

Les boues bentonitiques présentent 3 propriétés principales :

- Elles sont colloïdales, c'est à dire qu'elles constituent un système de particules très ténues, appelées micelles, en suspension dans un liquide qui est en général de l'eau.
- Elles sont thixotropiques, c'est à dire présentant un phénomène par lequel certains mélanges passent de l'état de gel ou de pseudo-solide au repos, à l'état liquide par une légère agitation mécanique et inversement. Le processus est réversible et peut être répété un nombre infini de fois.
- Elles ont une densité supérieure à 1

Stabilité de La tranchée à La bentonite. 15

L'exécution sans précaution spéciale d'une fouille verticale d'une grande profondeur risque d'entraîner l'effondrement des parois. Pour assurer sa stabilité, celle-ci est remplie de boue bentonitique pendant l'excavation. Lorsque cette boue est dans la tranchée, son eau libre tend à filtrer à travers le terrain. Cette percolation entraîne et accumule sur la paroi de la tranchée les micelles de la suspension et il se forme sur la paroi, un film plastique imperméable, appelé "Cake". La boue agit alors de la même façon qu'un sac en plastique rempli de liquide placé dans la fouille. Grâce à sa densité et à la présence du film, la boue compense les poussées des terres et permet donc le maintien de la fouille ouverte.

Théories relatives à l'étude de La stabilité de La tranchée

Parmi les théories qui ont justifié la stabilité des tranchées remplies de boues on peut citer les suivantes

- Théorie du coin de Nash et Jones
- " de Schneebeli
- " du coin de Kowalewski

Nous donnons dans ce qui suit un résumé sur chaque méthode.

Cette méthode repose essentiellement sur l'équilibre de Rankine. Les poussées des terres sont supposées être équilibrées en totalité par celles de la bentonite. D'après cette méthode, les lignes de glissement sont supposées rectilignes, ce qui est loin des formes constatées lors d'éboulements qui se sont produits. On remarque aussi que dans cette théorie, que les dimensions de la tranchée n'interviennent pas dans le calcul de la stabilité alors que ce sont des facteurs jouant un très grand rôle dans la stabilité. L'expérience montre qu'on accroît cette dernière en raccourcissant la largeur de la tranchée. C'est ce qui explique que cette théorie établie pour des tranchées infinies conduit à des conclusions fausses sur la stabilité de certaines tranchées concrètes.

Théorie de Schneebeli

La théorie de Schneebeli présente un nouveau phénomène intervenant en faveur de la stabilité des tranchées remplies de bentonite : c'est l'effet de voûte. Ce phénomène est la conséquence directe de la prise en compte dans les calculs de stabilité, des dimensions de la tranchée. Après les hypothèses faites par cet auteur, tels : Poids spécifique γ du sol constant (c'est à dire que la nappe phréatique est supposée atteindre la surface du sol)

Il aboutit à la contrainte que doit équilibrer la bentonite :

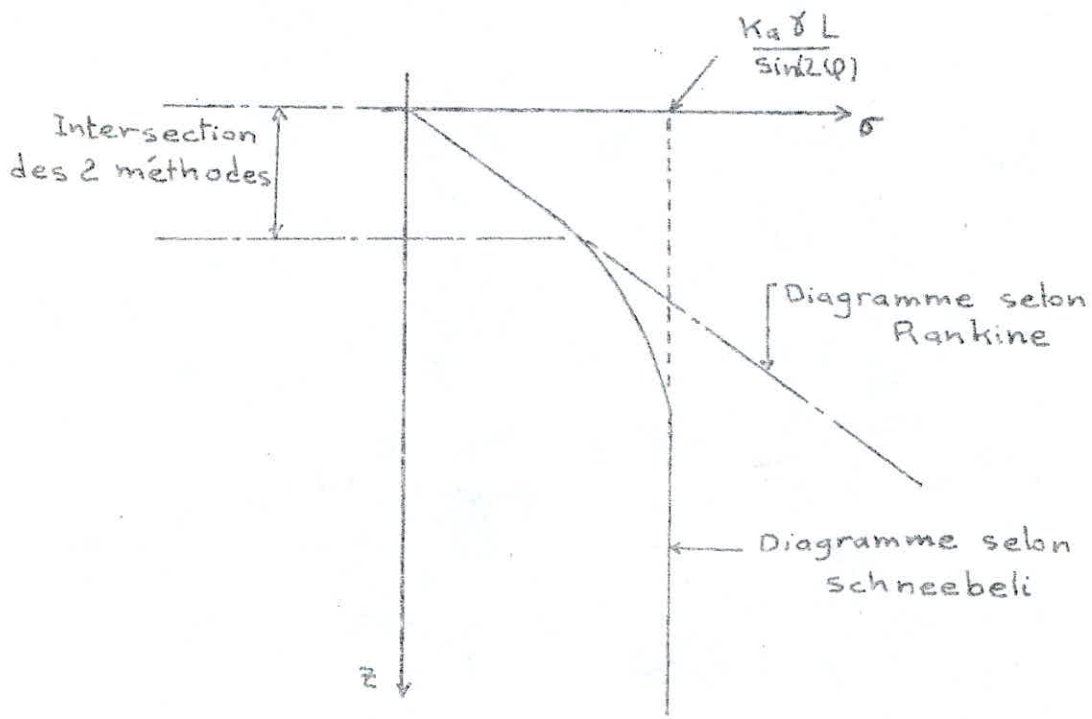
$$\sigma = \frac{K_a \gamma \cdot L}{\sin(2\varphi)} \left\{ 1 - e^{-\sin 2\varphi \left(\frac{z}{L} \right)} \right\}$$

L = Largeur de la tranchée.

On remarque que la contrainte maximum est :

$$\sigma_{\max} = \frac{K_a \times \gamma \times L}{\sin(2\varphi)}$$

On peut tracer le diagramme des contraintes sur la paroi de la tranchée selon Rankine et Schneebeli :



On remarque que les 2 méthodes ont un domaine commun, puis à partir d'une certaine profondeur, elles divergent; La théorie de Rankine donne des contraintes surestimées à partir d'une certaine profondeur.

La théorie de Schneebeli n'a pas été généralisée pour justifier la stabilité des tranchées puisqu'aucune expérience n'a été menée pour confirmer ou infirmer cette théorie.

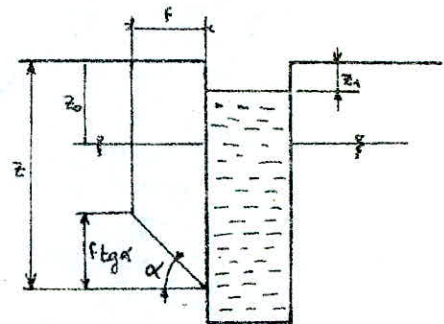
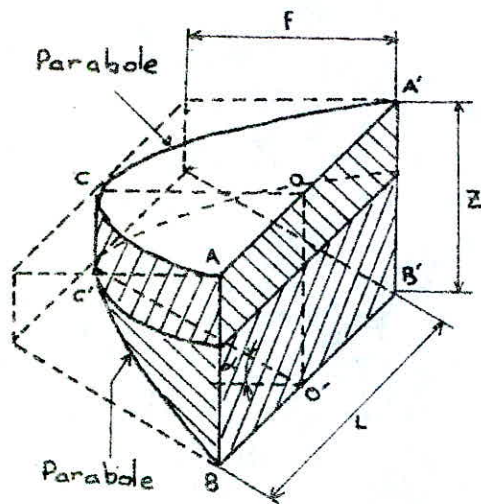
Pour cette raison, nous avons opté pour la théorie de Kowalewski.

Coin de Kowalewski

Cette théorie donne la forme de rupture du massif.

L'existence de l'effet de voûte au sein du massif conduit, lors d'un éboulement de la tranchée, à des formes de rupture assez différentes de celles du traditionnel coin de Coulomb.

La figure suivante donne l'allure de la masse de terre qui est sujette au glissement.



Géométriquement, le coin dépend de 4 paramètres:

- Longueur de la tranchée L .
- Hauteur " " " Z
- Epaisseur " " " F
- Angle entre la base du coin et l'horizontale α .

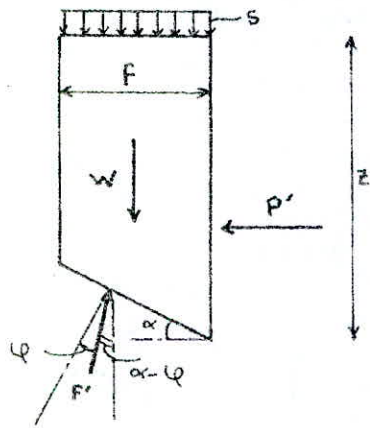
Mécaniquement, le coin dépend aussi de 4 paramètres:

- Profondeur de la nappe phréatique z_0
- Poids volumique du terrain au dessus de la nappe γ
- " " déjaugé du terrain sous la nappe γ'
- Angle de frottement interne du sol φ .

Equilibre du coin:

On s'intéresse à l'équilibre du coin. Pour cela il faut faire l'inventaire des forces en présence. Kowalewski admet qu'il n'y a pas de forces latérales sur la surface verticale du cylindre parabolique limitant le coin. On peut admettre donc que lors du glissement, il n'y a pas de contact le long de cette surface, entre le coin et le reste du terrain.

On peut écrire l'équilibre des forces d'après le schéma suivant :



s = surcharge

W = Poids du massif

P' = Poussée latérale à équilibrer.

$$P' = \left\{ W + s \times \frac{2}{3} f \times L \right\} \operatorname{tg}(\alpha - \varphi)$$

$$\frac{2}{3} f \times L = \text{Surface de la parabole ACA'}$$

$$W = \gamma \left\{ \frac{2}{3} f L (z - f \operatorname{tg} \alpha) + \frac{2}{5} f^2 L \operatorname{tg} \alpha \right\}$$

$$W = \gamma \left\{ \frac{2}{3} f L z - \frac{4}{15} f^2 L \operatorname{tg} \alpha \right\}$$

D'où

$$P' = \left\{ \frac{2}{3} f L z - \frac{4}{15} f^2 L \operatorname{tg} \alpha + \frac{2}{3} s \cdot f \cdot L \right\} \operatorname{tg}(\alpha - \varphi)$$

On obtient $P' = P'(f, \alpha)$.

Grâce à des considérations théoriques, Kowalewski trouve

que $f = \frac{L}{2} \cotg \varphi$.

finalement on a :

$$P' = \frac{L^2 \operatorname{tg}(\alpha - \psi)}{3 \operatorname{tg}(\psi)} \left\{ \gamma \left(z - \frac{L \operatorname{tg} \alpha}{5 \operatorname{tg} \psi} \right) + S \right\}$$

Pour déterminer la valeur maximale de la poussée P' , il suffit de dériver P' par rapport à α avec z constant.

L'équation $\frac{dP'}{d\alpha} = 0$ doit être résolue pour différentes valeurs de z

Dimensionnement de La densité de bentonite

21

L'étude de la stabilité de la tranchée permet de déduire la densité de la bentonite. Cette stabilité est obtenue en écrivant la condition d'équilibre relative aux poussées des terres et de la bentonite. On aboutit à l'inéquation:

$$\gamma_b(z-z_1) \geq K_a' \gamma z.$$

K_a' = coefficient de poussée de Kowalewski.

Le coefficient de poussée diminue avec la profondeur. C'est ce qui permet la tenue des tranchées profondes. Grâce à des tables donnant K_a' en fonction de $\frac{z}{L}$, on obtient la densité de bentonite adéquate.

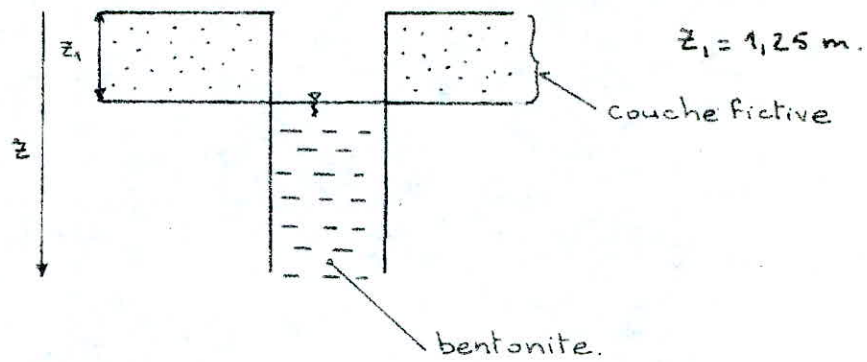
Application:

On tiendra compte d'une surcharge au voisinage de la tranchée. Celle-ci peut être assimilée à une couche de terrain.

$$\text{Si } \begin{cases} s = \text{surcharge (2 t/m}^2\text{)} \\ \gamma = \text{poids spécifique (remblai: } \gamma = 1,6 \text{ t/m}^3\text{)} \\ h = \text{hauteur fictive de la surcharge} \end{cases}$$

$$\text{on a : } h = \frac{s}{\gamma} = \frac{2}{1,6} = 1,25 \text{ m.}$$

En vérifiant la stabilité aux premiers mètres (pour lesquels K_a' est max), on est assuré de la stabilité en profondeur.



$$\gamma_b \geq \frac{K'_a \gamma z}{z - z_1}$$

Généralement on exécute une préfouille de 1m de profondeur pour guidage. Donc on peut admettre que $z_{\min} \approx z_1 + 1 = 2,25$

Si on adopte une largeur de tranchée de 3 m.

$$\text{On a alors : } z/L = \frac{2,25}{3} = 0,75$$

$$K'_a \approx 0,246$$

$$\text{D'où : } \gamma_b \geq \frac{0,246 \times 1,6 \times 2,25}{2,25 - 1,25} = 0,9.$$

On prend

$$\gamma_b = 1,1$$

Conception des tirants d'ancrage

Rôle des tirants d'ancrage.

Une paroi étant toujours soumise à la poussée des terres, un butonnage est nécessaire pour assurer sa stabilité. Les tirants d'ancrage constituent un moyen très pratique pour assurer cette fonction.

Procédés d'exécution.

On distingue trois types de tirants :

1°/ Tirants simples : obtenus par des barres enrobées de ciment injecté. Ces tirants ont l'inconvénient de permettre un déplacement relativement important du mur du fait de l'allongement de la barre et des glissements successifs.

2°/ Tirants tendus : ont les mêmes caractéristiques que les tirants simples mais subissent une mise en tension préalable.

3°/ Tirants précontraints : obtenus par une mise en tension de câbles d'ancrage. Les effets de l'application de l'effort dans l'ancrage sont compensés uniquement par la détente du massif de terre précomprimé et mis en butée sans que la tension dans le câble varie sensiblement. Ce procédé a pour but de réduire le déplacement du mur et de redresser le plan de glissement, ce qui est avantageux pour la stabilité. C'est pour cette raison que nous avons opté pour ce genre de procédé.

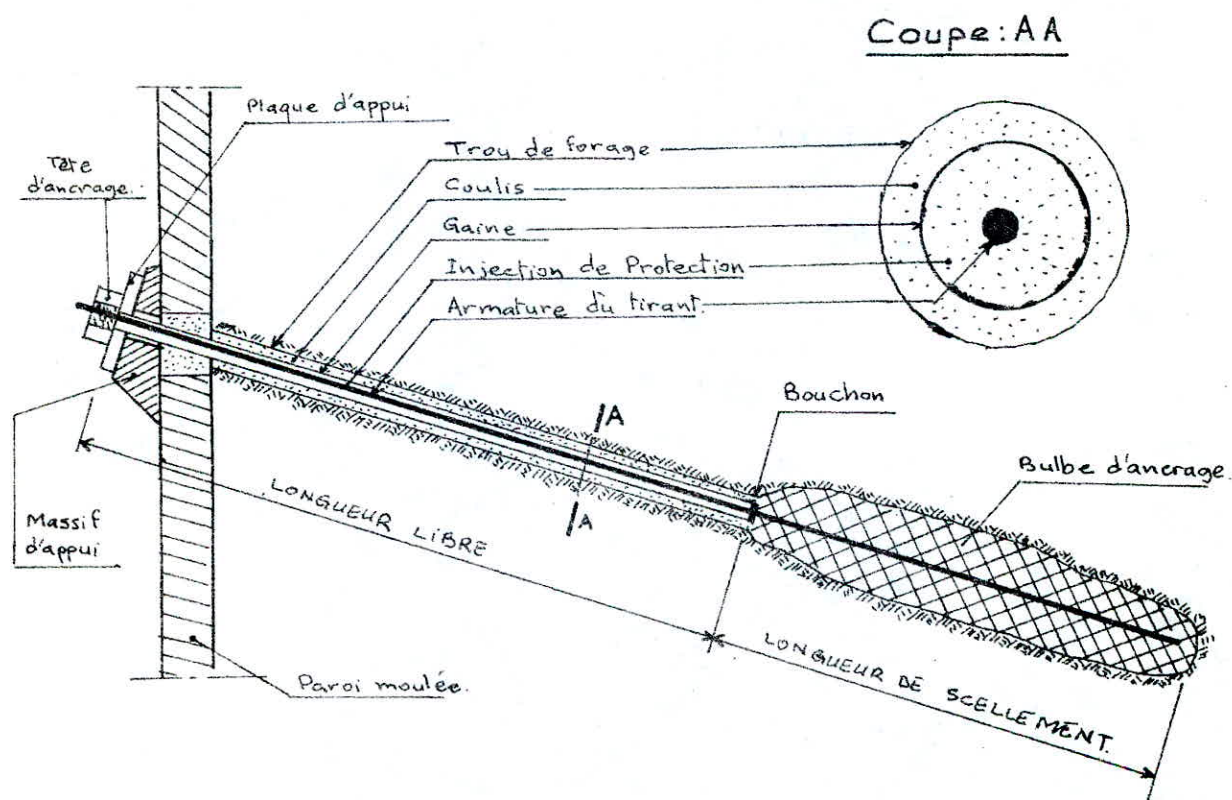
La mise en place est la même pour les trois procédés. Elle se fait au fur et à mesure de l'avancement du terrassement à travers la paroi moulée et comprend les étapes suivantes :

- Forage du trou dans lequel sera mis en place le tirant.
- Mise en place de l'armature.
- Accrochage du tirant au sol.
- Mise en tension du tirant.
- Protection du tirant contre la corrosion.

Constitution d'un ancrage.

Un ancrage est constitué par un tirant comportant trois parties distinctes :

L'ancrage proprement dit obtenu en général par scellement d'une armature dans le terrain au moyen d'injection de ciment, sur l'écran une tête de mise en charge ou culot et entre les deux une armature de liaison. La partie scellée dans le terrain représente une longueur active alors que l'armature de liaison a un simple rôle de transmission.



Approche théorique de l'équilibre élasto-plastique

Nous nous intéressons dans cette partie à l'étude de l'équilibre de la paroi moulée. Pour cela, nous baserons nos calculs sur la méthode exposée par M^r Schneebeli dans son livre intitulé "Les parois moulées dans le sol".

Cette méthode s'inspire de la théorie générale de la poutre continue reposant sur fondation élastique permettant d'écrire une proportionnalité entre la contrainte et la déformation en un point donné. Cet équilibre élastique ne peut régner sur toute la hauteur de la paroi moulée, il est irrémédiablement raccordé par un équilibre plastique (équilibre limite).

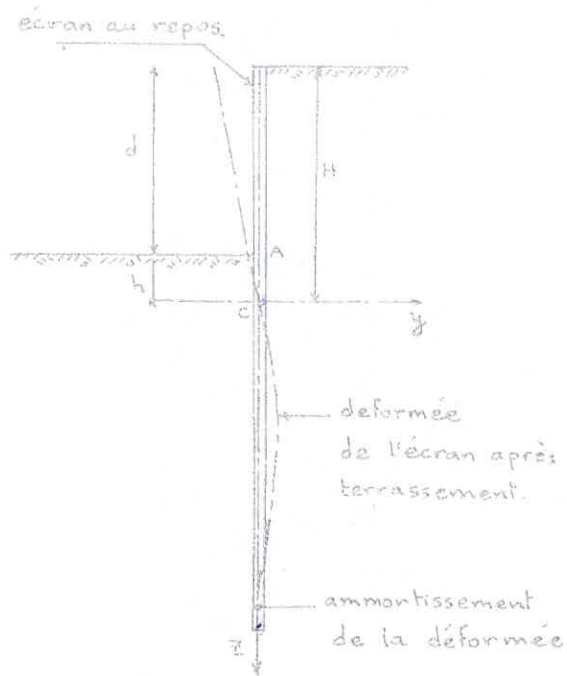
Cette étude nous permettra donc en plus de différencier ces deux domaines. C'est pourquoi on peut dire que l'équilibre derrière l'écran est un équilibre élasto-plastique.

I/ Passage d'un équilibre poussée-butée à un équilibre élastique

Ce cas se présente à la première phase de terrassement (Paroi sans tirant, libre). La partie fichée offre l'encastrement nécessaire pour assurer l'équilibre de la paroi (on dit que la paroi est auto-stable).

A partir d'un certain point qu'on appellera C, l'équilibre limite

au dessus de ce point (dû au déplacement du mur), se raccorde à un équilibre élastique au dessous de ce même point.



On écrira donc au point C, frontière de l'état plastique et de l'état élastique, que la contrainte élastique déduite des équations qu'on définira plus loin, est égale au plus à la contrainte plastique. Pour déterminer la distribution des efforts et des contraintes au dessous du point C, il suffit d'isoler la partie du mur au dessus et d'appliquer en ce point un moment M_c et un effort tranchant T_c . C'est à dire que ceci revient à l'étude d'un écran libre soumis en tête aux efforts M_c et T_c .

Ia/ Etude d'un écran soumis en tête aux efforts M_c et T_c en phase élastique.

On démontre dans le cas d'écrans flexibles que la déformation y à la profondeur z est liée à la réaction $q(z)$ du sol

par la relation: $EI \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + b q(z) = 0$.

comme on est en domaine élastique on a: $q(z) = ky$.

on aboutit à l'équation différentielle, pour une largeur $b = 1\text{m}$

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + ky = 0 \Leftrightarrow \frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{k}{EI} y = 0.$$

En faisant le changement de variable

$$x = \frac{z}{L}$$

où L a les dimensions d'une longueur

L'équation précédente s'écrit:

$$\frac{d^4 y}{dz^4} + 4 \left(\frac{k}{4EI} \cdot L^4 \right) y = 0.$$

On peut choisir L de telle sorte que le terme entre parenthèse soit égal à 1: $\Rightarrow L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k}}$

L est appelé longueur élastique ou longueur de transfert.

On aboutit finalement à l'équation différentielle suivante:

$$\boxed{\frac{d^4 y}{dz^4} + 4y = 0}$$

La solution générale de cette équation est de la forme:

$$y = e^{-x} (A \cos x + B \sin x) + e^x (C \cos x + D \sin x)$$

Comme la déformée est nul à grande profondeur

$$\lim_{x \rightarrow \infty} y = 0 \Rightarrow C = D = 0$$

D'où finalement:

$$\boxed{y = e^{-x} (A \cos x + B \sin x)}$$

Les constantes d'intégration sont déterminées par les conditions aux limites (à l'origine) où l'effort tranchant et le moment doivent être égaux à la force T_0 et au moment M_0 qui s'exerce en tête.

Puisque : $M(z) = EI \frac{d^2 y}{dz^2}$ et $T(z) = \frac{dM}{dz}$, on arrive tout calculs faits aux résultats :

$$y(z) = \frac{2T_c}{k \cdot L} \theta\left(\frac{z}{L}\right) + \frac{2M_c}{kL^2} \psi\left(\frac{z}{L}\right)$$

$$M(z) = T_c L \xi\left(\frac{z}{L}\right) + M_c \varphi\left(\frac{z}{L}\right)$$

$$T(z) = T_c \psi\left(\frac{z}{L}\right) - \frac{2M_c}{L} \xi\left(\frac{z}{L}\right)$$

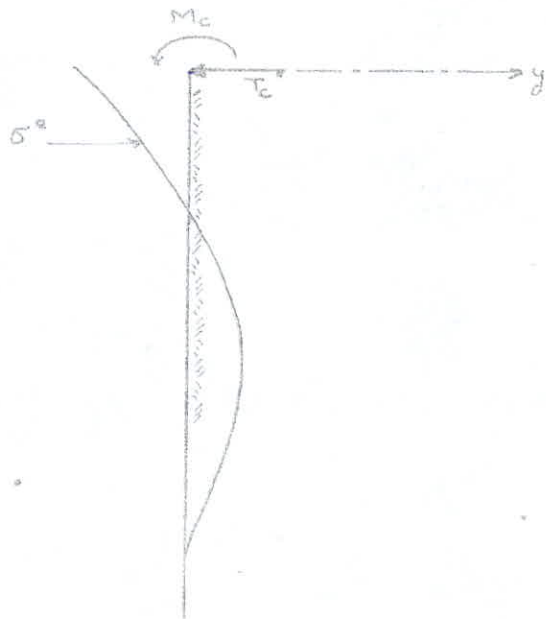
avec

$$\theta\left(\frac{z}{L}\right) = e^{-x} \cos x$$

$$\psi\left(\frac{z}{L}\right) = e^{-x} (\cos x - \sin x)$$

$$\xi\left(\frac{z}{L}\right) = e^{-x} \sin x$$

$$\varphi\left(\frac{z}{L}\right) = e^{-x} (\cos x + \sin x)$$

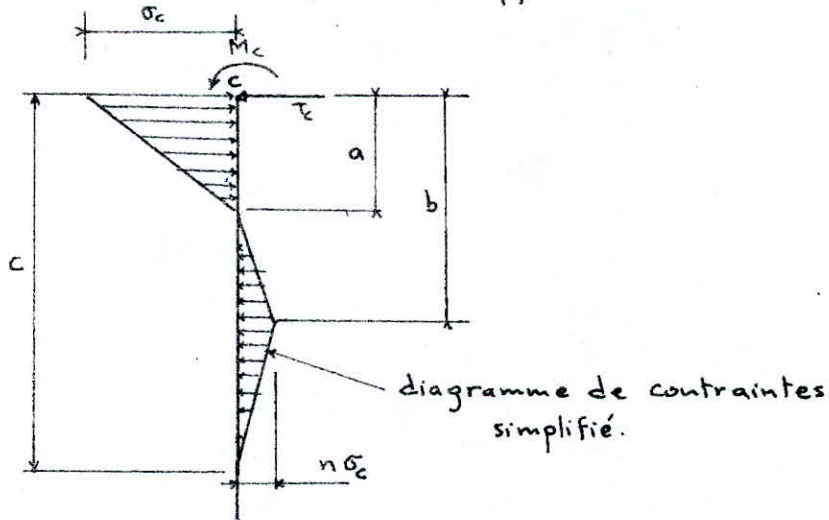


Dans ce qui suit, nous donnons une répartition des contraintes représentée par des segments de droites. Cette simplification constitue comme même une bonne approximation et facilite énormément les calculs.

La déformée étant $y(z) = \frac{2T_c}{kL} \theta\left(\frac{z}{L}\right) + \frac{2M_c}{kL^2} \psi\left(\frac{z}{L}\right) \Rightarrow$

La contrainte est : $\sigma(z) = \frac{2T_c}{L} \theta\left(\frac{z}{L}\right) + \frac{2M_c}{L^2} \psi\left(\frac{z}{L}\right)$

Nous admettrons la répartition approchée suivante:



Calcul des profondeurs a , b , c , et du coefficient n :

$$\begin{cases} T_c = \frac{1}{2} \sigma_c \times a - \frac{1}{2} (n\sigma_c) (c-a) \\ M_c = \frac{1}{2} n\sigma_c \left\{ (b-a) \left(b - \frac{b-a}{3} \right) + (c-b) \left(b - \frac{c-b}{3} \right) \right\} - \frac{1}{2} \sigma_c \frac{a^3}{3} \end{cases}$$

Les équations précédentes donnent:

$$\begin{cases} n = \frac{a - \frac{2T_c}{\sigma_c}}{c-a} \\ n = \frac{\frac{6M_c}{\sigma_c} + a^2}{(c-a)(a+b+c)} \end{cases} \Rightarrow a+b+c = \frac{\frac{6M_c}{\sigma_c} + a^2}{a - \frac{2T_c}{\sigma_c}}$$

1^{er} Cas : $M_c = 0 \Rightarrow \sigma_c = \frac{2T_c}{L} \theta\left(\frac{z}{L}\right) + \frac{2M_c}{L^2} \psi\left(\frac{z}{L}\right) = \frac{2T_c}{L} \Rightarrow$

$$\frac{2T_c}{\sigma_c} = L$$

D'où :

$$a+b+c = \frac{a^2}{a-L} \quad \text{soit} : \frac{1}{a} = \frac{1}{L} - \frac{1}{b+c}$$

$$\text{et} \quad n = \frac{a-L}{c-a}$$

Compte tenu des valeurs que prend la fonction $\theta\left(\frac{z}{L}\right)$

nous posons

$$\begin{cases} c = 3,5L \\ b = 2,5L \end{cases} \quad \text{d'où} \quad \begin{cases} \frac{L}{a} = \frac{5}{6} \Rightarrow a = 1,2L \\ n = \frac{1,2-1}{3,5-1,2} = 0,087 \end{cases}$$

2^e cas :

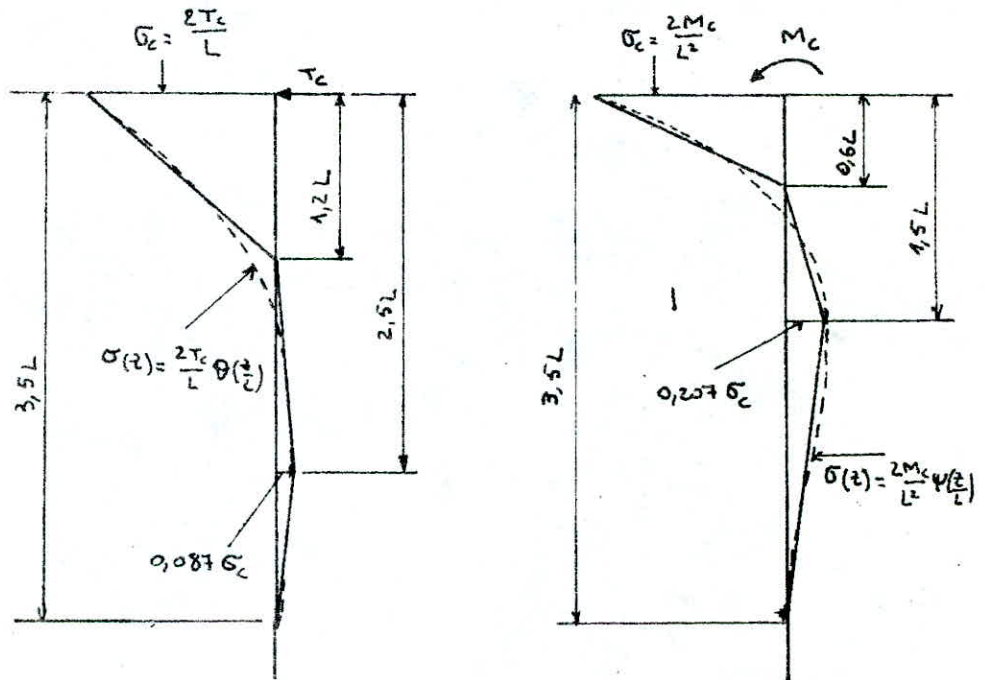
$$T_c = 0 \Rightarrow \sigma_c = \frac{2T_c}{L} \theta\left(\frac{z}{L}\right) + \frac{2M_c}{L^2} \psi\left(\frac{z}{L}\right) = \frac{2M_c}{L^2} \Rightarrow \frac{6M_c}{\sigma_c} = 3L^2$$

$$a+b+c = \frac{3L^2+a^2}{a} \quad \text{soit} \quad a = \frac{3L^2}{b+c}, \quad n = \frac{a}{c-a}$$

Compte tenu de l'allure de la fonction $\psi\left(\frac{z}{L}\right)$, on donne:

$c = 3,5L$ et $b = 1,5L$; d'où

$$\begin{cases} a = \frac{3}{5}L = 0,6L \\ n = \frac{0,6}{2,9} = 0,207 \end{cases}$$



Calcul de M_c , T_c et position du point c

Au point A, la butée est entièrement mobilisée, et à fortiori la poussée. Le passage à l'équilibre élastique a lieu au dessous de ce point. Dans cette zone, la paroi est encaissée dans le sol, et les contraintes élastiques agissent sur les deux côtés de

de la paroi. En un point de deflexion y on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{côté butée: } \sigma_p = m\delta h + ky \\ \text{" poussée: } \sigma_a = -n\delta H + ky \end{array} \right.$$

La résultante est donc:

$$\sigma = \sigma_p + \sigma_a = \delta(mh - nH) + 2ky.$$

où: m, n sont des coefficients de poussée au repos compris entre K_a et K_p

Convention de signe: $\left\{ \begin{array}{l} \sigma > 0 \Rightarrow \text{état de butée} \\ \sigma < 0 \Rightarrow \text{" " contre butée.} \end{array} \right.$

A partir d'une certaine profondeur, on peut supposer que le terrassement n'a pas modifié le terrain et l'on peut avoir

$$mh - nH = 0 \Rightarrow \sigma = 2ky$$

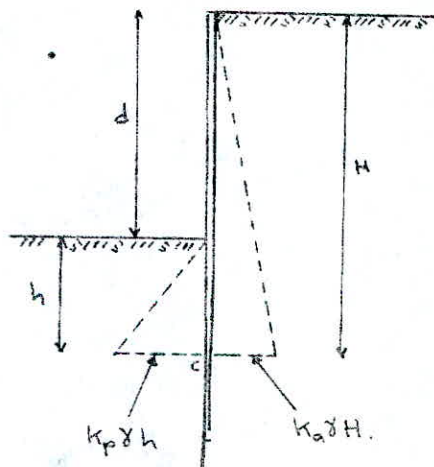
Le coefficient de réaction du sol sera double de ce que nous avons considéré. La longueur élastique dans la partie encastree

sera donc: $L' = \sqrt[4]{\frac{4EI}{2k}} = \sqrt[4]{\frac{1}{2}} L = 0,84L$

$$\boxed{L' = 0,84L}$$

L = Longueur élastique dans la partie libre.

Considérons dans ce qui suit le domaine ou l'état limite est atteint:



D'après les diagrammes précédents, nous pouvons écrire :

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \delta (K_p h - K_a H) \\ T_c &= \frac{\delta}{2} (K_a H^2 - K_p h^2) \\ M_c &= \frac{\delta}{6} (K_a H^3 - K_p h^3)\end{aligned}$$

L'équilibre élastique sera du type exposé précédemment à partir du point c et la contrainte élastique σ_c^e en fonction de T_c et M_c est :

$$\sigma_c^e(z) = \frac{z T_c}{L} \theta\left(\frac{z}{L}\right) + \frac{z M_c}{L^2} \psi\left(\frac{z}{L}\right)$$

En remplaçant T_c et M_c par leur expressions précédentes nous aboutissons à l'équation :

$$\sigma_c^e(z) = \frac{\delta}{2L} (K_a H^2 - K_p h^2) \theta\left(\frac{z}{L}\right) + \frac{\delta}{6L^2} (K_a H^3 - K_p h^3) \psi\left(\frac{z}{L}\right)$$

Recherche du point c.

Au point c, origine des contraintes élastiques et fin des contraintes plastiques nous pouvons écrire :

$$\sigma_c^p = \sigma_c^e$$

au point c, $z=0$ et $\left. \begin{array}{l} \theta(0)=1 \\ \psi(0)=1 \end{array} \right\} \Rightarrow$

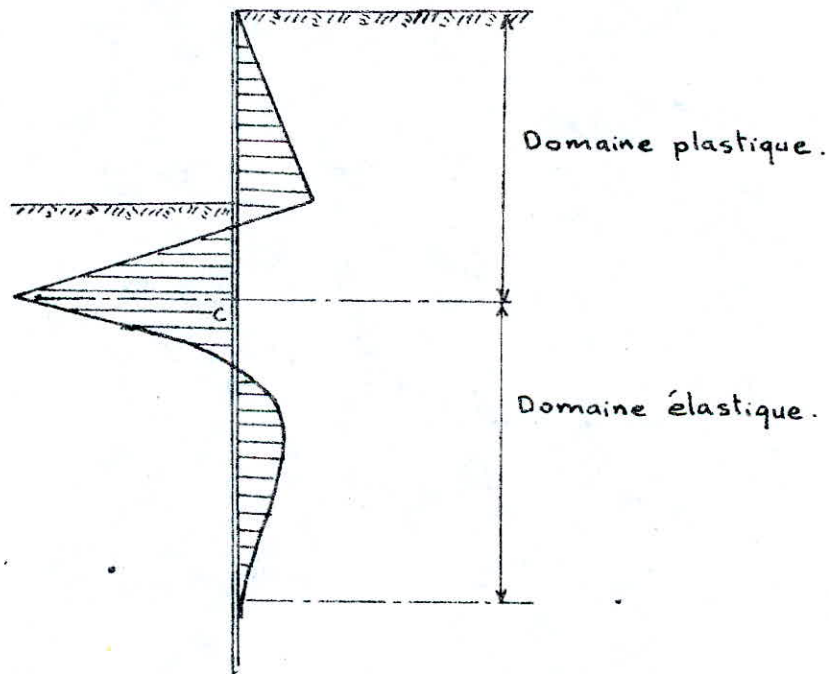
$$\delta(K_p h - K_a H) = \frac{\delta}{2L} (K_a H^2 - K_p h^2) + \frac{\delta}{6L^2} (K_a H^3 - K_p h^3).$$

on aboutit finalement à l'équation suivante :

$$\frac{K_p - K_a}{3 K_a L^3} h^3 + \left(\frac{K_p}{K_a} - 1 - \frac{d}{L} \right) \frac{h^2}{L^2} + \left\{ \frac{K_p}{K_a} - \left(1 + \frac{d}{L} \right)^2 \right\} \frac{h}{L} + \left\{ \left(\frac{d}{L} \right)^3 + \left(\frac{d}{L} \right)^2 + \frac{d}{L} \right\} = 0$$

L'équation précédente nous permet de déterminer la position du point c en imposant par exemple des phases d'excavation (d) progressive. On peut ainsi déterminer la profondeur de fouille optimale tout en ayant une paroi auto-stable, au delà de laquelle un buttonnage (dans notre cas un ancrage) est nécessaire pour poursuivre le procédé d'excavation afin d'atteindre la profondeur de fouille désirée.

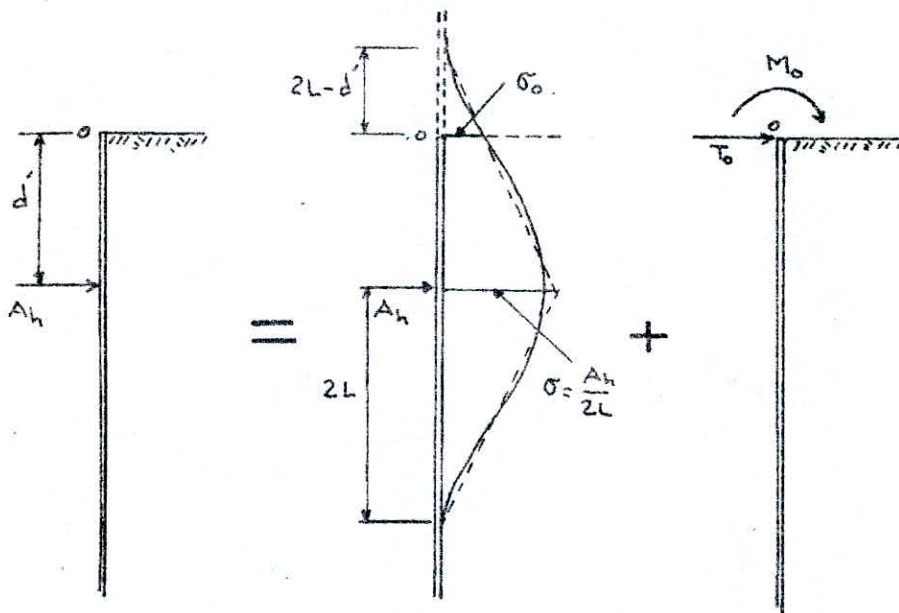
On peut donc donner l'allure du diagramme des contraintes pour la 1^{re} phase de terrassement.



II Etude d'un écran semi indéfini soumis à la distance d' de la tête à une force concentrée A_h .

La fiche ne pouvant équilibrer à elle seule les efforts, lors de la poursuite de l'excavation, il est nécessaire de faire intervenir un butonnage. Celui-ci fait intervenir des contraintes permettant l'équilibre de la paroi. On obtient alors un écran encastré et ancré.

Du point de vue calcul le problème est le suivant: Nous considérons d'abord que l'écran est indéfini et soumis à une force A_h .



Les contraintes au delà du point O n'existent pas réellement. Il faudra donc annuler leur effet. Cela est possible en faisant agir au point O , un moment M_0 et un effort tranchant T_0 fictifs.

D'après le diagramme des contraintes élastiques au dessus du point O , nous avons:

$$\begin{cases} T_0 = \sigma_0 \times \frac{2L-d'}{2} \\ M_0 = T_0 \times \frac{2L-d'}{3} = \sigma_0 \frac{(2L-d')^2}{6} \end{cases}$$

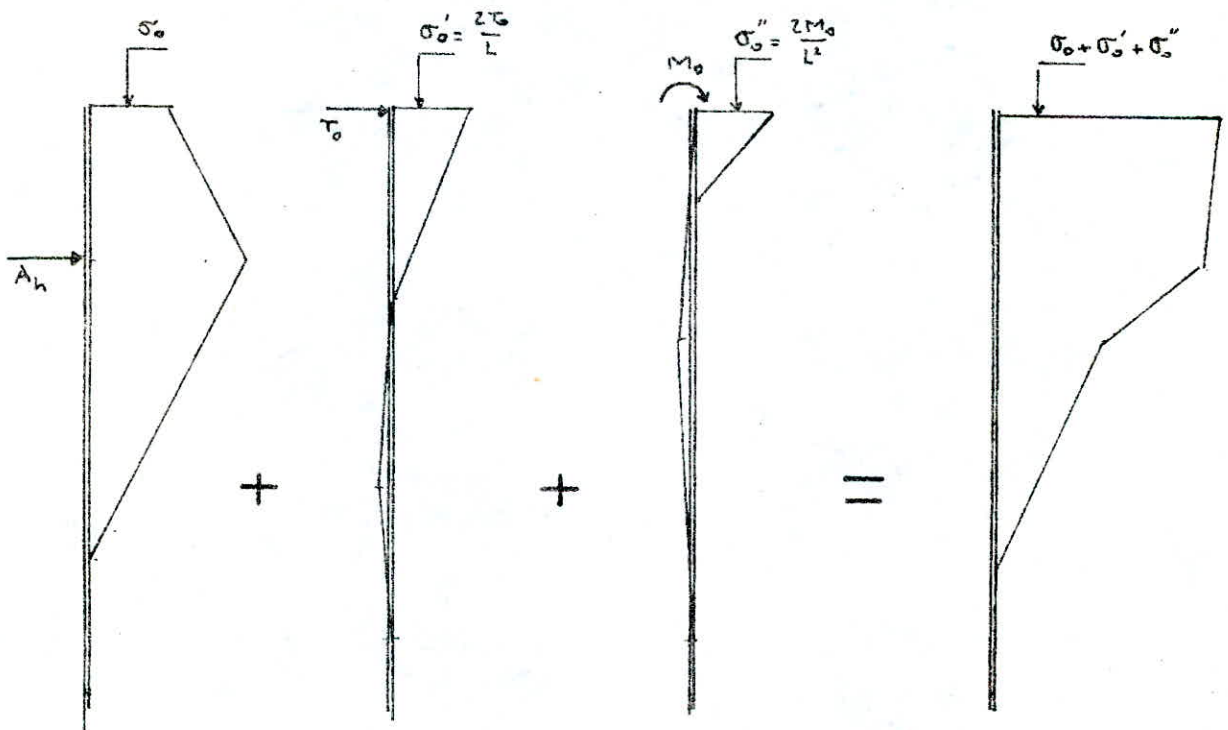
nous avons : $\frac{\sigma_0}{2L-d'} = \frac{\sigma}{2L} = \frac{A_h}{4L^2} \Rightarrow \sigma_0 = A_h \left(\frac{2L-d'}{4L^2} \right)$

d'où

$$T_0 = A_h \times \frac{(2L-d')^2}{8L^2}$$

$$M_0 = A_h \times \frac{(2L-d')^3}{24L^2}$$

On retrouve donc le problème de l'écran semi-indéfini soumis en tête à un moment M_0 et un effort tranchant T_0 . Les contraintes dues à M_0 et T_0 sont à superposer à celles de A_h .



contraintes
dûes à A_h

contraintes
dûes à T_0

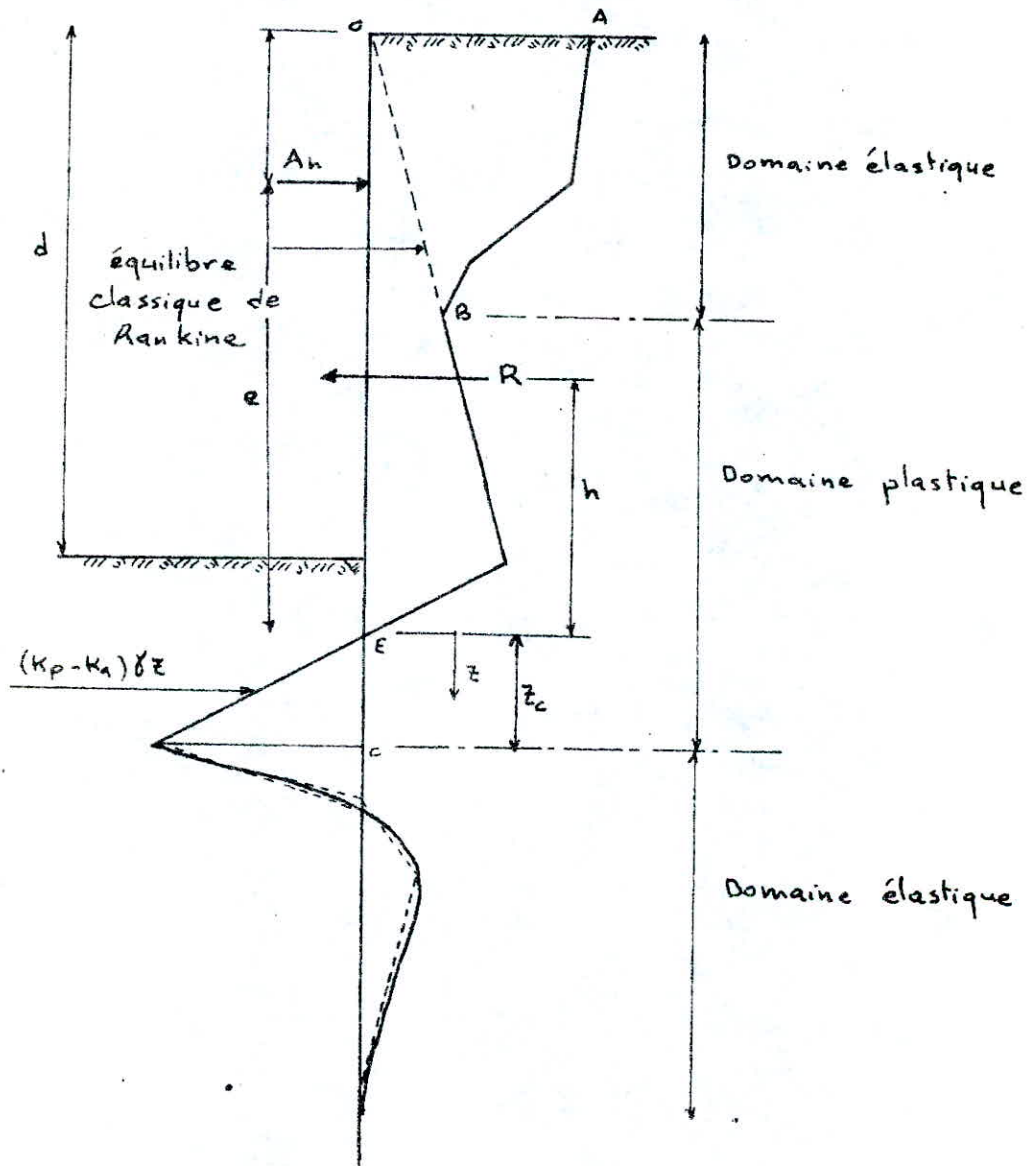
contraintes
dûes à M_0

Diagramme
enveloppe.

Le diagramme enveloppe des contraintes élastiques doit être raccordé au diagramme classique de Rankine. Il reste ensuite à déterminer un nouveau point C de raccordement entre l'équilibre limite et l'état élastique. La position du point est obtenue comme

pour l'étude de l'écran sans tirant en ajoutant l'effet du tirant et cela en égalisant l'équation des contraintes élastiques et celle de contraintes plastiques.

Nous avons l'allure suivante des contraintes :



Soit R la résultante du diagramme (OABE)

Calcul de M_c , T_c et recherche du point C.

Effort tranchant :

$$T(z) = R - A_h - \delta (K_p - K_a) \frac{z^2}{2}$$

Moment:

$$M(z) = R(h+z) - A_h(e+z) - \delta(K_p - K_a) \frac{z^3}{6}$$

Au point C la contrainte plastique se raccorde à la contrainte élastique, où cette dernière est donnée par l'expression:

$$(*) \quad \sigma_c^e = \frac{2T_c}{L'} \theta\left(\frac{z}{L}\right) + \frac{2M_c}{L'^2} \psi\left(\frac{z}{L}\right) = \frac{2T_c}{L'} + \frac{2M_c}{L'^2}$$

et la contrainte plastique par:

$$(**) \quad \sigma_c^p = \delta(K_p - K_a) z_c$$

En égalisant (*) et (**) et en remplaçant M_c et T_c par leur expression, on a:

$$\frac{2}{L'} \left\{ R - A_h - \delta(K_p - K_a) \frac{z_c^2}{2} \right\} + \frac{2}{L'^2} \left\{ R(h+z_c) - A_h(e+z_c) - \delta(K_p - K_a) \frac{z_c^3}{6} \right\} = \delta(K_p - K_a) z_c$$

D'où l'équation:

$$\frac{\delta(K_p - K_a)}{3L'^2} z_c^3 + \frac{\delta(K_p - K_a)}{L'} z_c + \left\{ \delta(K_p - K_a) + \frac{2A_h}{L'^2} - \frac{2R}{L'^2} \right\} + \frac{2A_h e}{L'^2} + \frac{2A_h}{L'} - \frac{2R h}{L'^2} - \frac{2R}{L'} = 0$$

Cette équation nous permet d'avoir la position du point C.

A partir de ce point, on peut isoler l'écran et le soumettre à un moment M_c et un effort tranchant T_c et déterminer ainsi la répartition des contraintes élastiques grâce à l'étude précédente.

Diagrammes élasto-plastiques des contraintes

Phase I

Après un calcul préliminaire, nous trouvons comme profondeur d'excavation : $d = 4\text{ m}$.

Détermination du point de pression nulle.

Ce point est déterminé en écrivant l'égalité entre les contraintes de buté et celles de poussée :

$$K_p \delta z = K_a \delta (z+4) + K_a S \Rightarrow$$

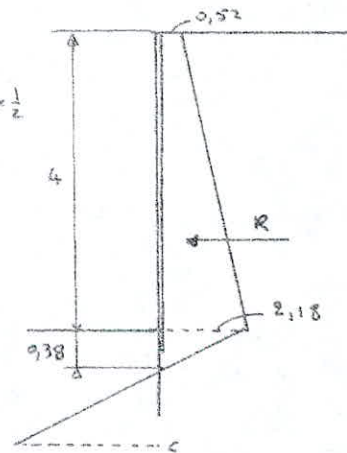
$$z = \frac{K_a (4\delta + S)}{\delta (K_p - K_a)} = \frac{0,26 (4 \times 1,6 + 2)}{1,6 (3,85 - 0,26)} = 0,38\text{ m.}$$

$z = 0,38\text{ m}$ à partir du fond de fouille.

Détermination de la résultante R.

$$R = 0,52 \times 4 + (2,18 - 0,52) \times \frac{4}{2} + 0,38 \times 2,18 \times \frac{1}{2}$$

$$R = 5,81\text{ t.}$$



Recherche du point c.

Moment de R par rapport au point c : $M_{R/c}$.

$$M_{R/c} = 0,52 \times 4 (2 + 0,38 + z_c) + (2,18 - 0,52) \times 2 \times \left(\frac{4}{3} + 0,38 + z_c \right) +$$

$$2,18 \times 0,38 \times \frac{1}{2} \left(0,38 \times \frac{2}{3} + z_c \right) = 5,81 z_c + 10,77$$

$$M_{R/c} = 5,81z_c + 10,74$$

Effort tranchant au point c.

$$T_c = R \cdot \frac{\gamma}{2} (K_p - K_a) z_c^2 = 5,81 - \frac{1,6}{2} (3,85 - 0,26) z_c^2 = 5,81 - 5,74 \frac{z_c^2}{2}$$

$$T_c = -2,87 z_c^2 + 5,81$$

Moment au point c.

$$M_c = M_{R/c} - \frac{5,74}{2} \frac{z_c^3}{3} = 5,81 z_c + 10,74 - 0,96 z_c^3$$

$$M_c = -0,96 z_c^3 + 5,81 z_c + 10,74$$

Au point c, on écrit que la contrainte élastique est égale à la contrainte plastique avec :

Contrainte élastique :

$$\sigma_c^e = \frac{2T_c}{L} \theta\left(\frac{z}{L}\right) + \frac{2M_c}{L^2} \psi\left(\frac{z}{L}\right) = \frac{2T_c}{L} + \frac{2M_c}{L^2}$$

$$= \frac{2}{2,44} \left\{ -2,87 z_c^2 + 5,81 \right\} + \frac{2}{2,44^2} \left\{ -0,96 z_c^3 + 5,81 z_c + 10,74 \right\}$$

$$\sigma_c^e = -0,32 z_c^3 - 2,35 z_c^2 + 1,95 z_c + 8,37$$

Contrainte plastique :

$$\sigma_c^p = 5,74 z_c$$

$$\sigma_c^e = \sigma_c^p = 0 \quad -0,32 z_c^3 - 2,35 z_c^2 - 3,79 z_c + 8,37 = 0 \Rightarrow$$

$$z_c \approx 1,2 \text{ m}$$

Le point c se trouve donc à 1,2 m au dessous du point de contrainte nulle. On déduit les efforts au point c :

$$T_c = 1,8 \text{ t}$$

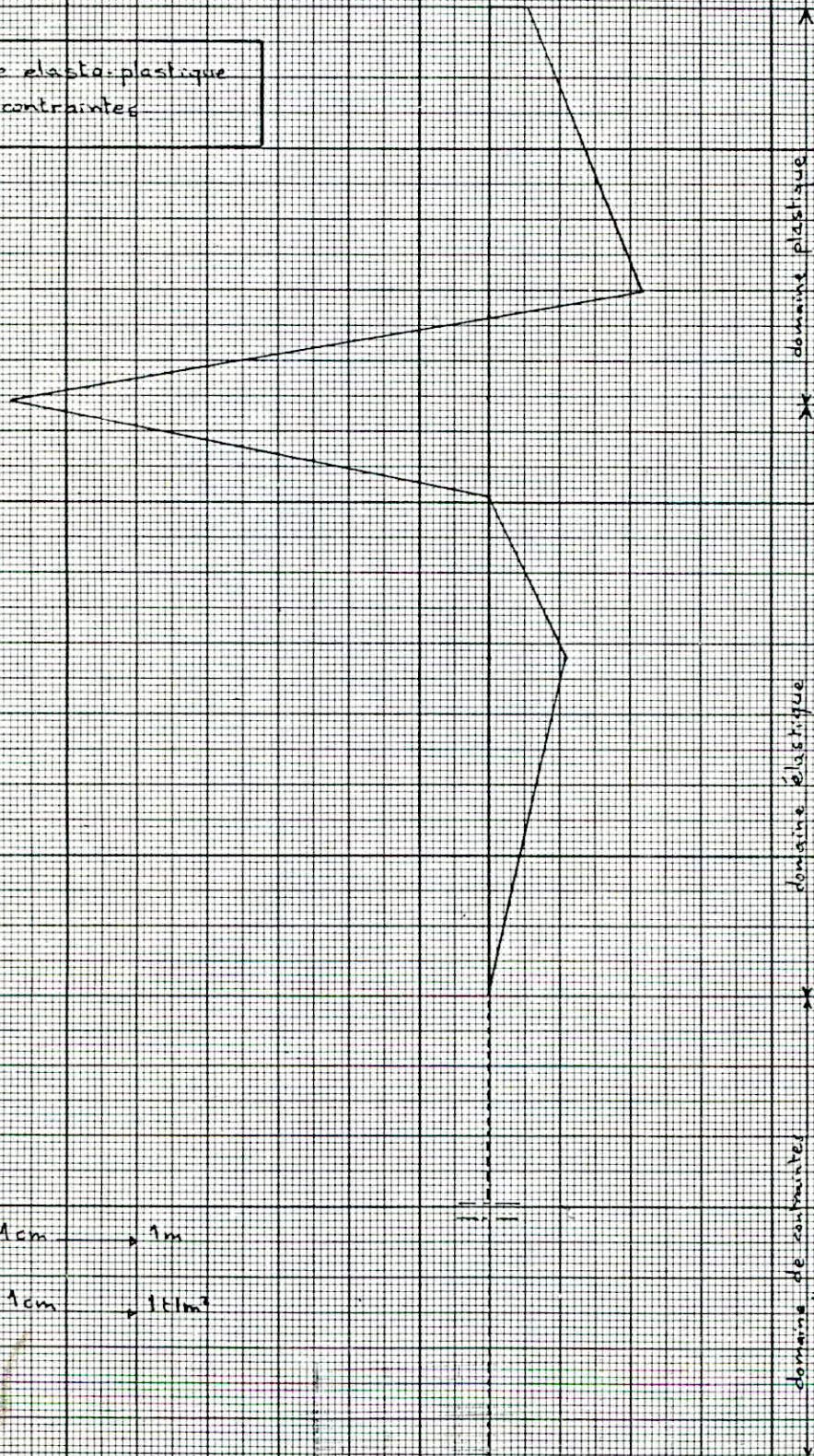
$$M_c = 15,7 \text{ t.m}$$

Ces efforts nous permettent de déterminer la repartition des contraintes au dessous du point C grâce à l'équation :

$$\sigma(z) = 1,8 \theta\left(\frac{z}{L}\right) + 15,7 \psi\left(\frac{z}{L}\right)$$

PHASE I

Diagramme elasto-plastique
des contraintes



Echelle

Hauteur: 1cm → 1m

Contrainte: 1cm → 1 kN/m²

Phase: II

Cette phase correspond à la mise en place de la première rangée de tirants située à 3m du terre plein afin de pouvoir poursuivre le procédé d'excavation le fond de fouille se trouve à 10 mètres.

Détermination de la résultante R.

Grâce à l'étude de l'écran semi indéfini soumis à la distance d' de la tête à une force A_h concentrée, on peut déterminer la répartition des contraintes derrière l'écran et de ce fait la résultante R.

Dans notre cas nous avons

$$\begin{cases} A_h = 20t \\ d' = 3m \\ L = 2,9m. \end{cases}$$

Nous avons les effort fictifs T_0 ; M_0 suivants:

$$T_0 = A_h \frac{(2L - d')^2}{8L^2} = 20 \times \frac{(2 \times 2,9 - 3)^2}{8 \times 2,9^2} = 2,3 t$$

$$M_0 = A_h \frac{(2L - d')^3}{24L^2} = 20 \times \frac{(2 \times 2,9 - 3)^3}{24 \times 2,9^2} = 2,2 tm.$$

D'où les contraintes fictives:

$$\sigma'_0 = \frac{2T_0}{L} = \frac{2 \times 2,3}{2,9} = 1,6 t/m^2$$

$$\sigma''_0 = \frac{2M_0}{L^2} = \frac{2 \times 2,2}{2,9^2} = 0,5 t/m^2$$

Il suffit de distribuer les contraintes σ'_0 et σ''_0 le long de l'écran et de le superposer à celles dues à A_h .

Nous obtenons le diagramme représenté sur la figure suivante.

D'où:

$$R = (3,8 - 3,5) \times \frac{3}{2} + 3,5 \times 3 + 1,7 \times 2,5 + (3,5 - 2,5) \times \frac{1,7}{2} + 2,5 \times 5,3 + (4,7 - 2,5) \times \frac{5,3}{2} + 7,0 \times 2,3 \times \frac{1}{2} = 43,1 t.$$

$$R = 43,1 \text{ t}$$

Recherche du point C

Moment de la résultante R par rapport au point C :

$$\begin{aligned} M_{R/C} &= 9,45 \left(z_c + 9,31 + 2 \times \frac{3}{3} \right) + 10,5 \left(z_c + 9,31 + 1,5 \right) + 4,2 \left(z_c + 2,3 + 5,3 + \frac{1,7}{2} \right) \\ &+ 0,867 \left(z_c + 2,3 + 5,3 + 2 \times \frac{1,7}{3} \right) + 13,14 \times \left(z_c + 2,31 + \frac{5,3}{3} \right) + 5,3 \left(z_c + 2,31 + \frac{5,3}{3} \right) \\ &+ 8,11 \times \left(z_c + 2 \times \frac{2,3}{3} \right) = 43,1 z_c + 263,3 \end{aligned}$$

$$M_{R/C} = 43,1 z_c + 263,3$$

Effort tranchant au point C :

$$T_c = R - A_{14} - \sigma_c \frac{z_c}{2} = 43,1 - 20 - 3,04 \frac{z_c^2}{2} = -1,52 z_c^2 + 23,1$$

Moment en C :

$$\begin{aligned} M_c &= M_{R/C} - M_{A_{14}/C} - \sigma_c \frac{z_c^2}{6} = 43,1 z_c + 263,3 - 20(z_c + 9,3) - \\ &3,04 \frac{z_c^3}{6} \end{aligned}$$

$$M_c = -0,52 z_c^3 + 23,1 z_c + 77,1$$

Au point c la contrainte élastique est :

$$\sigma_c^e = \frac{2T_c}{L} + \frac{2M_c}{L^2} = -0,17 z_c^3 - 1,25 z_c^2 + 7,77 z_c + 44,8$$

et la contrainte plastique est :

$$\sigma_c^p = (K_p - K_a) \gamma z_c = 3,04 z_c$$

En égalisant σ_c^e et σ_c^p nous aboutissons à l'équation :

$$-0,17 z_c^3 - 1,25 z_c^2 + 4,7 z_c + 44,8 = 0$$

dont la racine est :

$$z_c = 5,7 \text{ m}$$

A partir du point de contrainte nulle.

Le point de passage de l'équilibre plastique à l'équilibre élastique se trouve donc à 5,7 m du point de contrainte nulle.

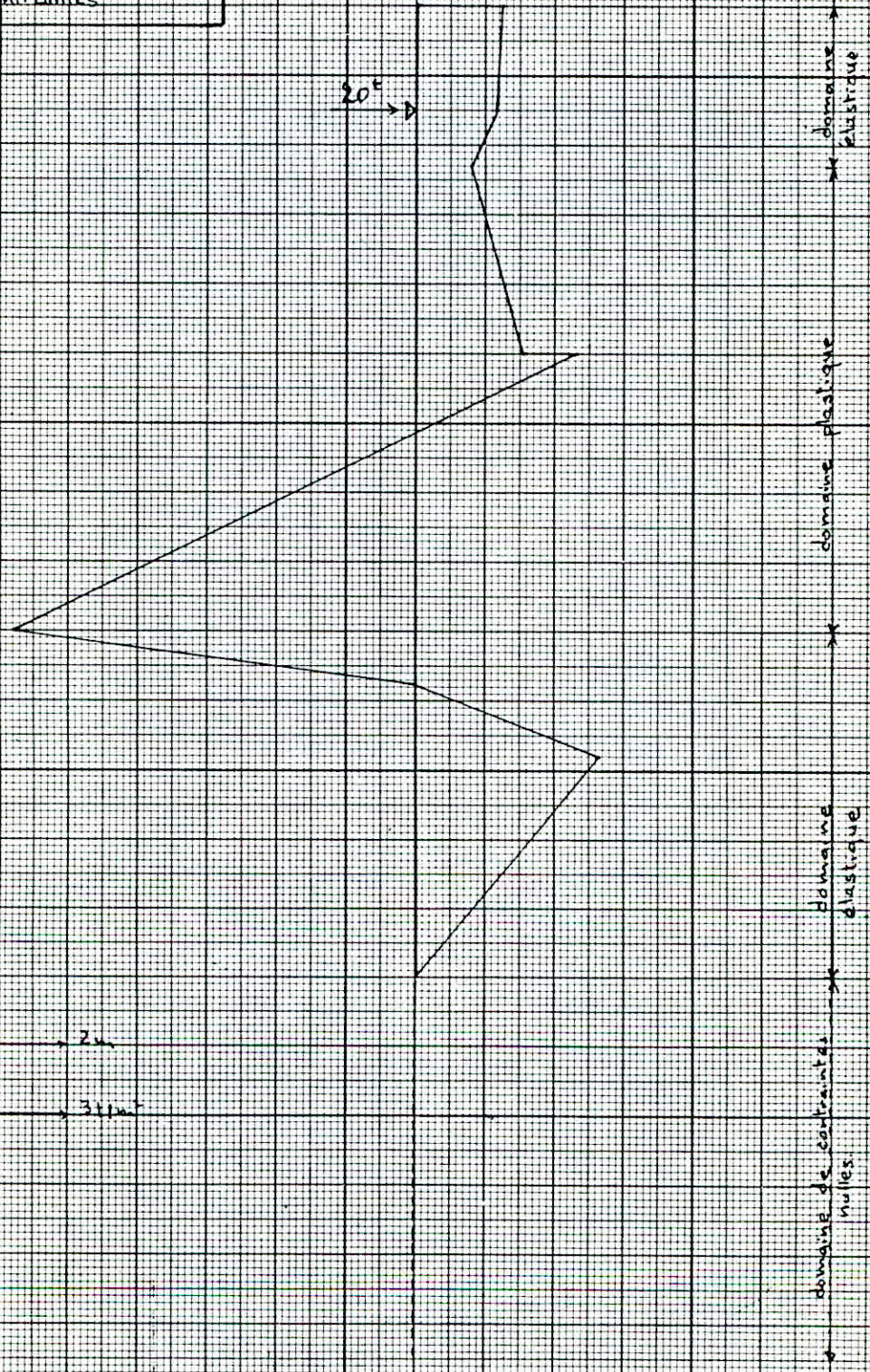
Au point C, nous aurons en remplaçant $z_c = 5,7\text{m}$ dans les expressions de T_c et M_c :

$$\begin{array}{|l} T_c = -26,1\text{t} \\ M_c = 114,7\text{tm} \end{array} \implies \sigma_c^e = 17,1\text{t/m}^2$$

Grâce à $\sigma_c^e = 17,1\text{t/m}^2$, on peut déterminer la répartition des contraintes au dessous du point C.

PHASE II

Diagramme elasto-plastique des contraintes



Echelle

Hauteur 1cm → 2m

Contrainte 1cm → 3 MPa

Phase III

Cette phase correspond à l'état final, caractérisé par la présence de deux lits d'ancrage, le 2^e étant situé à 9 m du terre plein, et une profondeur d'excavation de 19 m.

Résultante R et son moment par rapport à C.

En procédant d'une manière analogue nous aboutissons à

$$R = 162,5t \quad , \quad M_{R/C} = 162,5 z_c + 1462,5$$

Recherche du point C.

$$\text{Effort tranchant au point C: } T_c = -1,56 z_c^2 - 44,4 z_c + 415$$

$$\text{Moment au point C: } M_c = -0,52 z_c^3 - 22,2 z_c^2 + 415 z_c - 1000$$

Contrainte élastique au point C:

$$\sigma_c^e = \frac{2T_c}{L} + \frac{2M_c}{L^2} = -0,17 z_c^3 + 8,5 z_c^2 + 103,1 z_c - 41,23$$

Contrainte plastique:

Le point C se trouvant dans la dernière couche, on a alors intervention de la cohésion d'où:

$$\sigma_c^p = \gamma (k_p - k_a) z_c + 2c (\sqrt{k_p} + \sqrt{k_a}) = 3 z_c + 43,8$$

En égalisant σ_c^e et σ_c^p on tire l'équation:

$$\boxed{-0,17 z_c^3 - 8,5 z_c^2 + 109,9 z_c - 48,3 = 0}$$

Dont la racine est:

$$\boxed{z_c = 9,4 \text{ m}}$$

D'où l'on tire:

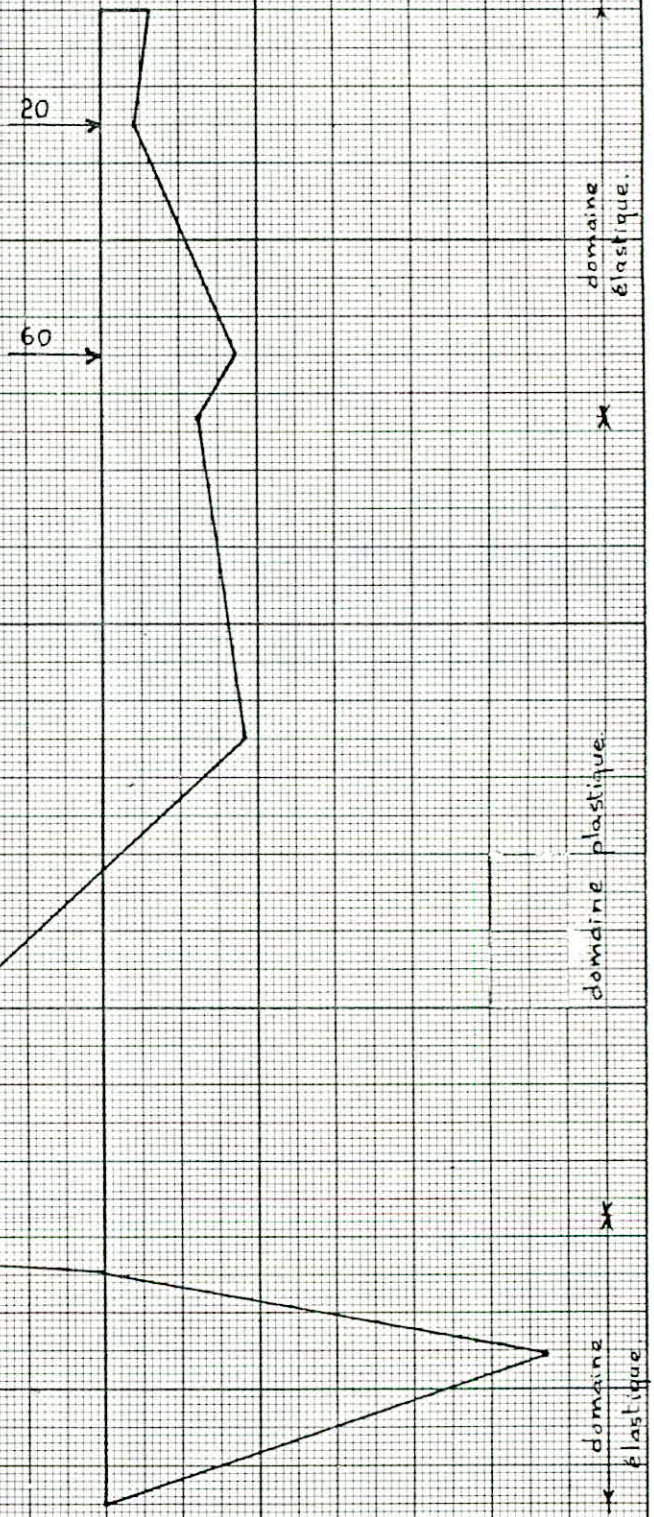
$$\sigma_c^e = 31,7 < \sigma_c^p = 72$$

σ_c^e se répartit au dessous du point C.

PHASE: III

47

Diagramme élasto-plastique
des contraintes.



chelle:
auteur: 1cm → 2m
contraintes: 1cm → 6 t/m²

5 10 15

16

Dimensionnement des tirants

Section du 1^{er} tirant.

Effort dans le tirant:

$$A_1 = A_1 h \sqrt{1 + \tan^2 \psi_1} = 20 \sqrt{1 + \tan^2 20} = 21,3 t.$$

Effort admissible :

$$A_{1a} = 0,6 T_a$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_a = \text{effort limite} = \sigma_{en} \times S_1 \\ \sigma_{en} = 9,4 t/cm^2 \text{ (Acier de précontrainte)} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où } S_1 = \frac{A_1}{0,6 \sigma_{en}} = \frac{21,3}{0,6 \times 9,4} = 3,8 \text{ cm}^2$$

on utilisera une barre de $\varnothing 26$

$$\text{Donc : } \boxed{S_1 = 5,3 \text{ cm}^2}$$

Section du 2^{em} tirant.

Effort dans le tirant:

$$A_2 = A_2 h \sqrt{1 + \tan^2 \psi_2} = 60 \sqrt{1 + \tan^2 30} = 69,3 t.$$

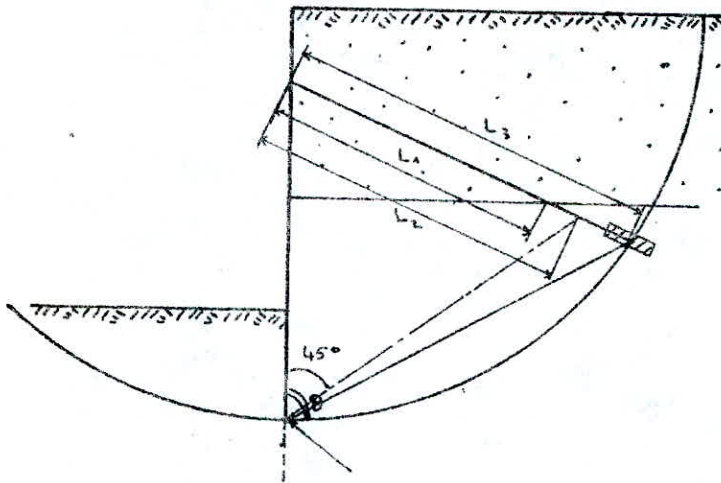
$$S_2 = \frac{A_2}{0,6 \sigma_{en}} = \frac{69,3}{0,6 \times 9,4} = 12,3 \text{ cm}^2$$

on prendra trois barre $\varnothing 26$

$$\text{Donc : } \boxed{S_2 = 15,9 \text{ cm}^2}$$

Longueur des tirants

La longueur des tirants est déterminée par la position de la couche compacte, par le traçage d'une droite faisant avec le mur un angle de 45° à partir du centre de rotation ou par le cercle de glissement local. On prend la plus grande valeur de la longueur donnée par les trois conditions ci-dessus.



$$L = \max(L_1, L_2, L_3).$$

Longueur du 1^{er} tirant.

D'après l'étude de la stabilité locale nous avons opté

pour

$$\begin{cases} \psi = 20^\circ & \text{inclinaison du tirant} \\ \theta = 51^\circ \end{cases}$$

La distance entre la tête du mur et le centre de rotation est de 31 m pour la 3^{em} phase d'excavation.

$$\begin{cases} H = 31 \text{ m} \\ d = 3 \text{ m} \quad (\text{distance entre le terre plein et la tête du tirant}) \end{cases}$$

$$L = (H - d) \frac{\sin 51}{\sin 59} = 25,4 \text{ m}$$

$$\boxed{L = 25,4 \text{ m.}}$$

L est la distance entre la tête de l'ancrage et le milieu de scellement.

La condition la plus sévère des recommandations des TA72 donne pour longueur du bulbe de scellement 5 m.

La longueur totale est donc :

$$\boxed{L_T = 25,4 + 2,5 = 28 \text{ m}}$$

Longueur du 2^e tirant.

D'après l'étude de la stabilité locale, nous avons opté

pour
$$\begin{cases} \psi = 30^\circ \\ \theta = 59^\circ \end{cases}$$

La distance entre la tête du mur et le centre de rotation est de 31 m pour la 3^e phase d'excavation.

$$\begin{cases} H = 31 \text{ m} \\ d = 9 \text{ m} \end{cases}$$

D'où

$$L = (H - d) \frac{\sin 59}{\sin 61} = 22 \frac{\sin 59}{\sin 61} = 22,5 \text{ m}$$

$$L = 22,5 \text{ m}$$

La longueur totale du tirant est donc

$$L_T = 22,5 + 2,5 = 25 \text{ m}$$

Stabilité locale du massif

Nous nous intéressons dans cette partie à l'étude de la stabilité locale du massif derrière l'écran de soutènement. Nous parlons de stabilité locale car on ne suppose pas dans ce cas un glissement généralisé du massif commençant au delà du pied du mur, mais par une certaine ligne de glissement passant par un point appelé centre de rotation ou point de pivotement du mur qu'on désignera par b . Ce point correspond au point d'effort tranchant nul. On peut donc à partir de ce point isoler le reste du mur et considérer son équilibre grâce aux forces en présence. Cette étude nous permettra de calculer l'effort limite dans le tirant compatible avec la sécurité de l'ouvrage.

Formes des lignes de glissement.

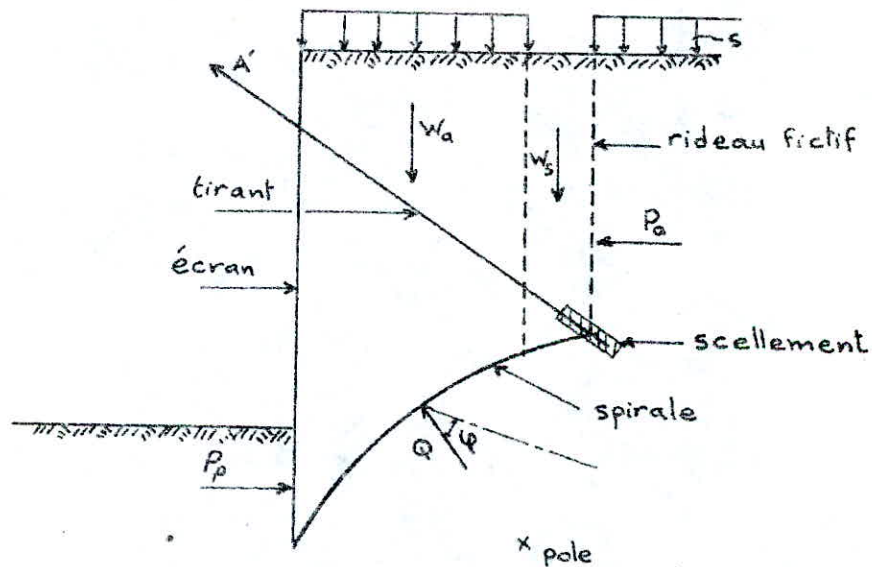
Plusieurs théories se sont intéressées à l'étude des massifs à ancrages. Parmi celles-ci on peut citer :

- Théorie de Brinch-Hansen
- " " Jelinek
- " " Kranz
- Travaux de Taylor - Schneebeil ...

Nous donnons en bref l'exposé des méthodes de Brinch-Hansen et Kranz.

Théorie de Brinch-Hansen.

Cette théorie a été confirmée par les travaux expérimentaux de Taylor-Schneebeil sur modèles réduits, d'où son intérêt. Cette théorie permet d'isoler dans le plan des lignes de rupture limitées, par la trace du mur, par celle du terre plein, par une ligne de glissement en spirale logarithmique et par une droite. La spirale logarithmique est issue du point de pivotement du mur et rejoint le milieu de la longueur active du scellement, elle se prolonge par un rideau fictif vertical situé à l'arrière. On isole ainsi le volume délimité et intéressant l'ancrage en exprimant son équilibre à l'aide des forces en présence.



Les forces en présence sont :

$W = W_a + W_s$ = Poids du massif isolé.

P_p = Réaction du mur égale et opposée à la résultante des forces de butée sur la partie du mur située entre le fond de fouille et le centre de pivotement.

P_a = Poussée active sur le rideau fictif.

Q = Resultante des forces de frottement le long de la ligne de glissement en spirale logarithmique de paramètre φ et d'équation : $r = r_0 e^{\alpha \tan \varphi}$

s = Surcharge sur terre plein.

Pour conclure sur la stabilité du massif, on fait le rapport des moments stabilisants sur les moments renversants par rapport au pôle O .

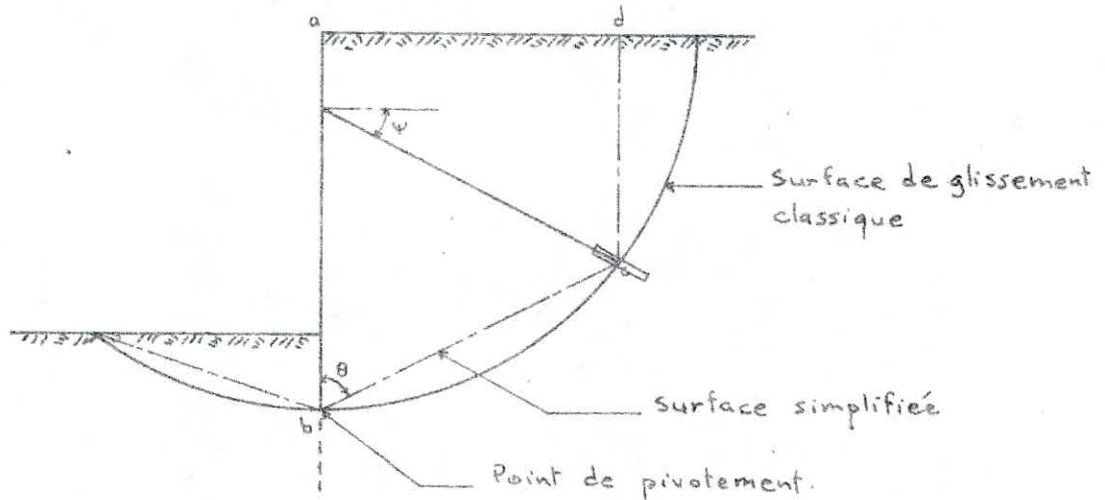
$$F_s = \frac{M_{ws} + M_{pp}}{M_{wa} + M_{Pa} + M_A + M_s}$$

On peut remarquer que le moment des forces de frottement est nul car Q passe par le pôle O .

En faisant plusieurs constructions d'arcs de spirale, on détermine la valeur minimum du coefficient de sécurité F_s .

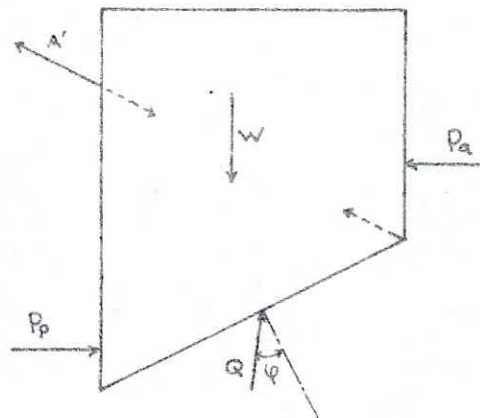
Théorie de Kranz.

Kranz simplifie le problème en remplaçant la ligne de glissement en spirale logarithmique, par une droite joignant le point de pivotement, au milieu de la longueur active du scellement. Le massif a donc une forme polygonale qui peut être inscrite dans un cercle. Ce cercle correspond à la ligne de glissement classique. C'est ce que préconisent les recommandations du TA72. En plus de la simplicité, cette méthode offre l'avantage du calcul analytique et évite l'inconvénient du calcul graphique.



Définition de la sécurité

On peut isoler le massif (abcd) et le remplacer par le système suivant :



Cette équivalence est valable en supposant que le massif est un ensemble monolithe. On exprime alors son équilibre à l'aide d'un polygone funiculaire comprenant les forces suivantes :

Forces connues en grandeur et en direction:

W = Résultante du poids du massif isolé.

P_p = Réaction du mur égale et opposée à la résultante des forces de butée sur la partie du mur située entre le fond de fouille et le centre de rotation (point de pivotement).

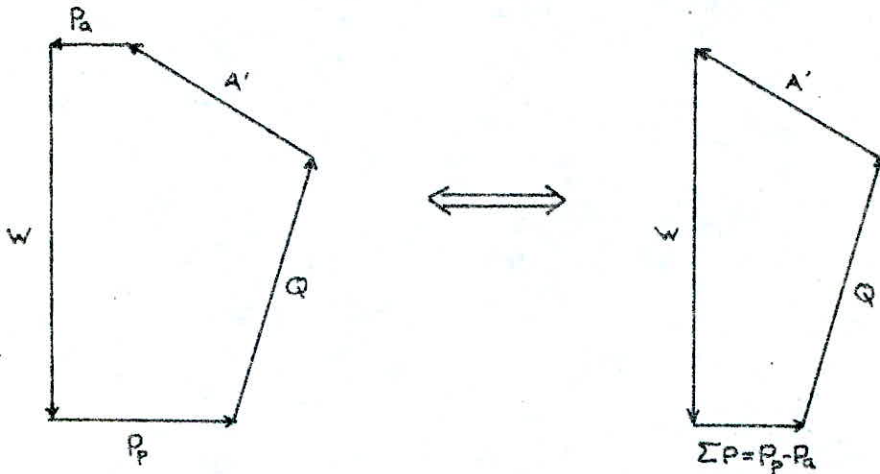
P_a = Poussée active sur le rideau fictif (cd).

Forces connues en direction seulement.

A' = Effort dans l'ancrage.

Q = Résultante des forces de frottement.

On peut donc tracer le polygone des forces précédentes:



La valeur de A' déterminée par le polygone des forces correspond au plus grand effort d'ancrage compatible avec la sécurité du massif. C'est à dire qu'elle correspond à la valeur pouvant provoquer la des tabilisation du massif. Ceci nous amène à la définition du coefficient de sécurité F_s . Si on appelle A l'effort dans l'ancrage réellement appliqué, la sécurité est vérifiée pour:

$$F_s \cdot A \leq A'$$

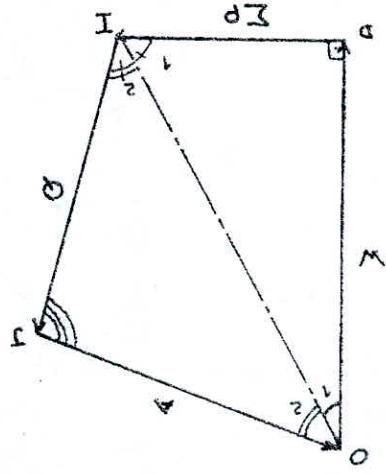
Les recommandations du TA72 préconisent de prendre une valeur minimale de 1,5 pour F_s .

Expression de F_3 :

Deux méthodes permettent le calcul de F_3 : une méthode graphique et une méthode analytique. La première permet le calcul de F_3 en traçant plusieurs cercles de glissement avec leurs polygones des forces. La valeur graphique de A' minimale, donne le coefficient de sécurité minimum et de ce fait le cercle le plus dangereux. En plus de l'imprécision, cette méthode paraît limitée. Nous avons donc calculé l'expression de F_3 en fonction des variables θ et ψ , et à l'aide d'un programme informatique que nous donnons à toute fin utile, nous avons pu obtenir un nombre appréciable de valeurs de F_3 .

Exprimons donc $F_3 = F_3(\theta, \psi)$.

D'après le polygone des forces nous avons :



Exprimons A' en fonction de $W, \epsilon p, \theta, \psi$.

$$\frac{A \sin \frac{I_2}{2}}{\sqrt{W^2 + (\epsilon p)^2}} = \frac{A' \sin \frac{I_2}{2}}{\sqrt{W^2 + (\epsilon p)^2}} \Rightarrow A' = \frac{\sin \frac{I_2}{2}}{\sin \frac{I_2}{2}}$$

$$\left. \begin{aligned} I_2 &= \psi + \theta - I_1 \\ I_1 &= \frac{\pi}{2} - \theta' = \frac{\pi}{2} - \text{Arctg} \frac{\epsilon p}{W} \end{aligned} \right\} \Rightarrow I_2 = \psi + \theta - \frac{\pi}{2} + \text{Arctg} \frac{\epsilon p}{W}$$

$$\begin{cases} \hat{J} = \pi - \hat{I}_2 - \hat{O}_2 \\ O_2 = \frac{\pi}{2} - \psi - \hat{O}_1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} J = (\psi + \theta - \frac{\pi}{2} + \text{Arctg} \frac{\Sigma P}{W}) - (\frac{\pi}{2} - \psi - \text{Arctg} \frac{\Sigma P}{W}) \\ J = \pi + \psi - \psi - \theta \end{cases}$$

Donc :

$$A' = \sqrt{W^2 + (\Sigma P)^2} \times \frac{\sin \left\{ (\psi + \theta + \text{Arctg} \frac{\Sigma P}{W}) - \frac{\pi}{2} \right\}}{\sin (\pi + \psi - \psi - \theta)}$$

Or : $F_s = \frac{A'}{A}$

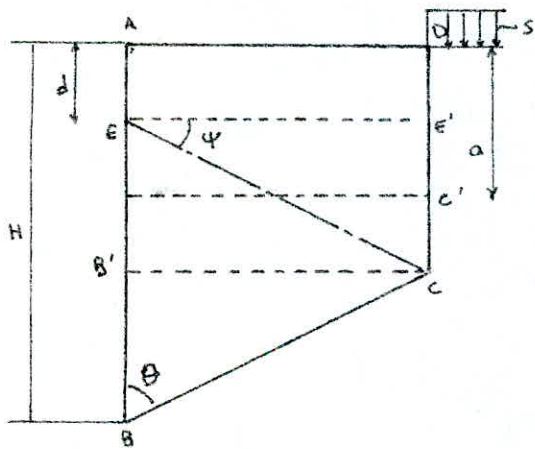
D'où :

$$F_s = \frac{\sqrt{W^2 + (\Sigma P)^2}}{A} \times \frac{\cos (\psi + \theta + \text{Arctg} \frac{\Sigma P}{W})}{\sin (\psi + \psi - \theta)}$$

Il suffit d'exprimer W et ΣP en fonction de θ et ψ , pour avoir l'expression finale de $F_s = F_s(\theta, \psi)$.

Calcul de W et ΣP en fonction de θ et ψ

Isolons le massif considéré : $AB < D$.



Soit :

a = épaisseur du remblai

d = distance entre le terre plein et la tête du tirant

H = distance entre le terre plein et le centre de rotation.

γ_1 = Poids spécifique du remblai.

γ_2 = " " argile.

Pour le poids du massif, il suffit de calculer la surface revenant à chaque terrain et de multiplier le résultat par les poids spécifiques respectifs.

On a donc :

$$W = \gamma_1 \cdot AD \cdot a + \gamma_2 \cdot AD \cdot cc' + \gamma_2 \cdot AD \times \frac{BB'}{2}$$

Calculons les expressions de AD , BB' et CC' .

$$\frac{H-d}{\sin(\frac{\pi}{2} + \psi - \theta)} = \frac{EC}{\sin \theta} \Rightarrow EC = (H-d) \frac{\sin \theta}{\sin(\frac{\pi}{2} + \psi - \theta)}$$

$$E'C = EC \sin \psi \Rightarrow E'C = (H-d) \frac{\sin \theta \sin \psi}{\sin(\frac{\pi}{2} + \psi - \theta)}$$

$$CC' = E'C - E'C' = E'C - (DC' - DE')$$

$$CC' = (H-d) \frac{\sin \theta \sin \psi}{\cos(\psi - \theta)} - (a-d)$$

$$AD = EC \cos \psi \Rightarrow$$

$$AD = (H-d) \frac{\sin \theta \cos \psi}{\cos(\psi - \theta)}$$

$$BB' = AD \operatorname{tg}(\frac{\pi}{2} - \theta) = (H-d) \frac{\sin \theta \cos \psi}{\cos(\psi - \theta)} \operatorname{ctg} \theta$$

$$BB' = (H-d) \frac{\cos \theta \cdot \cos \psi}{\cos(\psi - \theta)}$$

D'après les expressions précédentes nous avons finalement :

$$W = (H-d) \frac{\sin \theta \cos \psi}{\cos(\psi - \theta)} \left\{ \gamma_1 a + \gamma_2 \left[(H-d) \frac{\sin \theta \sin \psi}{\cos(\psi - \theta)} - (a-d) \right] + \frac{\gamma_2}{2} (H-d) \frac{\cos \theta \cos \psi}{\cos(\psi - \theta)} \right\}$$

Pour l'expression de ΣP , nous gardons son écriture condensée pour ne pas l'alourdir.

$$\Sigma P = K_p \frac{\gamma_2}{2} f^2 - K_{a1} \gamma_1 \frac{a^2}{2} - K_{a2} \gamma_1 a \cdot CC' - K_{a2} \frac{\gamma_2}{2} CC'^2 - K_{a1} a \cdot S - K_{a2} CC' \cdot S$$

f est la distance entre le fond de fouille pour l'excavation envisagée et le centre de rotation.

Programme pour le
calcul du coefficient de sécurité
de l'équilibre local du massif : F_S

```

DIMENSION IH(3),ID(3),F(3)
INTEGER AH(3)
REAL KA1,KA2,KP
COMMON NPRINT,IMP(9),FSF(6)
IMPLICIT DOUBLE PRECISION(A-H,O-Z)

```

```

C *****
C *
C * A : EPAISSEUR DE LA COUCHE DE REMBLAI
C * GAMMA1 : POIDS SPECIFIQUE DU REMBLAI
C * GAMMA2 : POIDS SPECIFIQUE DE L'ARGILE
C * KA1 : COEFFICIENT DE POUSSEE ACTIVE DU REMBLAI
C * KA2 : COEFFICIENT DE POUSSEE ACTIVE DE L'ARGILE
C * KP : COEFFICIENT DE POUSSEE PASSIVE DE L'ARGILE
C * PHI : ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE DE L'ARGILE
C * S : SURCHARGE
C * AH : COMPOSANTE HORIZONTALE DE LA FORCE DANS LE TIRANT
C * W : POIDS DU MASSIF
C * APRIM : EFFORT LIMITE DANS L'ANCRAGE
C * FS : COEFFICIENT DE SECURITE
C *
C *****

```

```

A = 10.D+01
NPRINT=0
KP = 2.6D+01
GAMMA1 = 1.6D+00
GAMMA2 = 1.4D+00
KA1 = 26.D-02
KA2 = 0.39D+00
PI=3.14159D+00/180.D+00
PHI=26.D+00*PI
S = 2.D+00

```

```

CONST1=(KA1*GAMMA1*A**2)/2+KA1*A*S
READ(105,110) I1,I2,J1,J2
DO 15 I=1,3

```

```

15 READ(105,110) NCAS,AH(I),IH(I),ID(I),F(I)
110 FORMAT(4I2,F4.1)
DO 30 K=NCAS,NCAS

```

```

CONST=(KP*GAMMA2*F(K)**2)/2.-CONST1
WRITE(108,150) K,AH(K),IH(K),ID(K),F(K)
WRITE(108,155) I1,I2,J1,J2

```

```

155 FORMAT(5X,'THETAMIN THETAMAX PSIMIN PSIMAX'/5X,32(1H-)/5(5X,
1I2)/5X,32(1H-))

```

```

150 FORMAT(10X,'CAS=',I1,' C=',I2,' H=',I2,' D=',I2,' F=',F5.2/)
IF(K.EQ.1) GO TO 14
WRITE(108,156)

```

```

156 FORMAT(10X,' THETA PSI PSI2 FS FS2'//)
14 CONTINUE

```

```

DO 20 ITHETA=I1,I2
DO 10 IPSI=J1,J2
PSI=IPSI*PI
THETA=ITHETA*PI

```

```

AD=(IH(K)-ID(K))*SIN(THETA)/COS(PSI-THETA)
CCPRIM=AD*SIN(PSI)-(A-ID(K))
AD=AD*COS(PSI)

```

```

BBPRIM=AD*COS(THETA)/SIN(THETA)
SOMPI=CONST-(KA2*CCPRIM)*((GAMMA1*A+GAMMA2*CCPRIM/2+S)
W=AD*(GAMMA1*A+GAMMA2*(CCPRIM+BBPRIM/2))

```

```

APRIM=SQRT(W**2+SOMPI**2)/SIN(PSI-PHI-THETA)

```



```

APRIM=APRIM*COS(PHI+THETA*ATAN(SOMPI/W))
FS=APRIM*COS(PHI)/AH(K)
IF(K.NE.1) GO TO 40
IF(FS.LT.1.5.OR.FS.GT.10) GO TO 10
WRITE(108,250)ITHETA,IPSI,FS
250  FORMAT(10X,'THETA=',I2,' PSI=',I2,' FS=',G12.6)
GO TO 10
40  IF(K.EQ.3) GO TO 50
DO 60 IPSI2=J1,J2
    PSI2=IPSI2*PI
    FS2=APRIM*COS(PHI)*COS(PHI2)
    FS2=FS2/(AH(2)*COS(PHI)+AH(3)*COS(PHI2))
    IF((FS.LT.1.5.OR.FS.GT.10).AND.(FS2.LT.1.OR.FS2.GT.10))GO TO 60
        NPRINT=NPRINT+1
        CALL ECRIRE(ITHETA,IPSI,IPSI2,FS,FS2)
60  CONTINUE
GO TO 10
50  CONTINUE
DO 70 IPSI2=J1,J2
    PSI2=IPSI2*PI
    FS2=APRIM*COS(PHI)*COS(PHI2)
    FS2=FS2/(AH(3)*COS(PHI2)+AH(2)*COS(PHI))
    IF((FS.LT.1.5.OR.FS.GT.10).AND.(FS2.LT.1.OR.FS2.GT.10))GO TO 70
        NPRINT=NPRINT+1
        CALL ECRIRE(ITHETA,IPSI,IPSI2,FS,FS2)
70  CONTINUE
10  CONTINUE
20  CONTINUE
30  CONTINUE
STOP
END
SUBROUTINE ECRIRE(ITHETA,IPSI,IPSI2,FS,FS2)
COMMON NPRINT,IMP(9),FSP(6)
I=(NPRINT-1)*3+1
J=(NPRINT-1)*2+1
I1=I+1
I2=I+2
J1=J+1
IMP(I)=ITHETA
IMP(I1)=IPSI
IMP(I2)=IPSI2
FSP(J)=FS
FSP(J1)=FS2
IF (NPRINT.NE.3) RETURN
WRITE(108,10)(IMP(I),I=1,3),(FSP(J),I=1,2),(IMP(I),I=4,6),
10  1(FSP(I),I=3,4),(IMP(I),I=7,9),(FSP(I),I=5,6)
    FORMAT (2X,1H!,3(3(1X,I2),1X,2(G12.6,1X),1H!,1X))
    NPRINT=0
    RETURN
END

```

D'après les résultats que nous avons eu, nous avons opté pour les valeurs suivantes :

Phase II

$$\left. \begin{array}{l} \psi = 20^\circ \\ \theta \geq 50^\circ \end{array} \right\} \Longrightarrow F_s > 9$$

Phase III

1^{er} tirant

$$\left. \begin{array}{l} \psi = 20^\circ \\ \theta = 51^\circ \end{array} \right\} \Longrightarrow F_s = 4,6$$

2^e tirant

$$\left. \begin{array}{l} \psi = 30^\circ \\ \theta = 59^\circ \end{array} \right\} \Longrightarrow F_s = 13$$

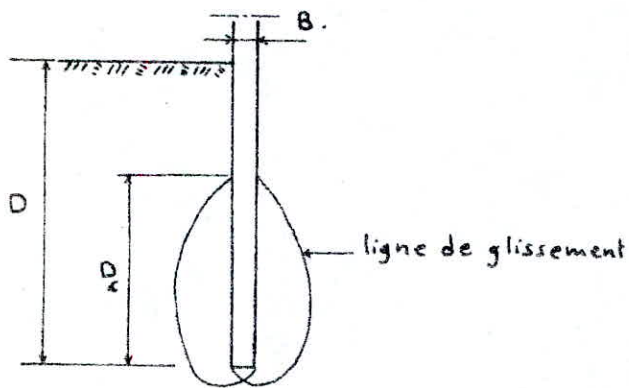
Grâce au nombre de valeurs que nous avons recueilli, nous avons pu remarquer que F_s pouvait passer du simple au double par simple incrémentation de θ ou ψ d'un degré, chose que n'aurions pu obtenir par la méthode graphique, puisque dans cette méthode les cercles de glissement sont choisis par tâtonnement.

Les valeurs de ψ et θ ont été choisies de façon à :

- obtenir une stabilité satisfaisante (F_s relativement grand).
- Limiter les composantes verticales des forces dans les tirants (faibles valeur de ψ)
- Ne pas avoir d'interaction mutuelle de la force dans un tirant dans le massif délimité pour l'autre tirant.

Verification de la portance

Vu l'ancrage de la paroi, on peut dire qu'on a une fondation profonde. On peut le vérifier en se référant à la définition même d'une fondation profonde qui dit qu'une fondation est profonde lorsque celle-ci est descendue à une profondeur supérieure à sa profondeur critique (ou ancrage critique).



D = Ancrage adopté

D_c = " critique

Dans tous les cas on doit avoir $D > D_c$

$$\text{Ancrage critique : } D_c = \begin{cases} \frac{B}{4} N_q^{\frac{2}{3}} \\ 6B \text{ pour } \varphi \approx 24^\circ \end{cases}$$

La deuxième condition donne: $D_c = 6 \times 0,6 = 3,6 \text{ m}$, ce qui vérifie bien que notre fondation est profonde.

Le calcul de la force portante de ce genre de fondation fait intervenir deux phénomènes concomittants qui sont:

- La résistance en pointe.
- Le frottement latéral.

Le calcul simplifié permet de calculer les deux effets séparément afin d'obtenir la charge limite Q_L :

$$Q_L = Q_p + Q_f.$$

où: Q_p = Résistance en pointe
 Q_f = " " Laterale.

Dans notre cas, nous essaierons d'équilibrer les efforts par le terme de pointe. Si cette solution s'avérait insuffisante, nous ferons intervenir le frottement latéral pour équilibrer: $Q - Q_p$.

D'après l'expression de la charge limite des fondations superficielles

$$Q_p = (\gamma D N_q + 1,3 C N_c) \cdot A.$$

A = aire de la base de la fondation.

Cette formule considère le sol au dessus de la pointe comme une simple surcharge, or dans les fondations profondes, les courbes de glissement remontent au dessus de la pointe pour se refermer sur les parois lorsque l'ancrage est supérieur à l'ancrage critique.

Des auteurs ont tenu compte de ce phénomène et ils donnent pour la charge limite de pointe:

$$Q_p = A \times \left\{ \gamma D N_{q_{max}} + C N_{c_{max}} \right\}.$$

D'après des tables on tire

$$\begin{cases} N_{q_{max}} = 22,6 \\ N_{c_{max}} = 48,4 \end{cases}$$

$$\text{D'où } Q_p = 0,6 \times \left\{ (1,4 \times 10,5 + 1,54 \times 9,5) \times 22,6 + 10 \times 48,4 \right\} = 1147 \times 0,6 =$$

$$Q_p = 688 \text{ t}$$

Charge admissible: Q_{ap}

Selon Terzaghi on a: $Q_{ap} = \frac{Q_p}{F_s}$, $F_s = 3$

$$Q_{ap} = 229 \text{ t}$$

Charge appliquée: Q

$$\text{Poids propre: } 39 \times 0,6 \times 2,5 = 58,5 \text{ t.}$$

- Composante verticale du 1^{er} tirant: $A_{1v} = 20 \text{ tg } 20 = 7,3 \text{ t}$

- " " " 2^e " : $A_{2v} = 60 \text{ tg } 30 = 34,6 \text{ t}$

$$Q = 58,5 + 7,3 + 34,6 = 100,4 \text{ t} < Q_{ap} = 229 \text{ t}$$

La portance est vérifiée.

Vérification au séisme:

Les efforts supplémentaires horizontaux dans les tirants dus au séisme sont :

$$\Delta A_{1h} = 9,5 \text{ t}$$

$$\Delta A_{2h} = 8 \text{ t}$$

Les composantes verticales sont donc :

$$1^{\text{er}} \text{ tirant : } \Delta A_{1v} = 9,5 \text{ tg } 20 = 3,5 \text{ t}$$

$$2^{\text{e}} \text{ tirant : } \Delta A_{2v} = 8 \text{ tg } 30 = 4,6 \text{ t}$$

La charge totale est :

$$Q = 100,4 + 3,5 + 4,6 = 108,5 \text{ t} \ll Q_L = 688 \text{ t}$$

Pour argile surconsolidée on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{E}{P_0} \approx 16 \\ P_0 = 3 \cdot 10^6 \text{ Pa} \quad (\text{Pression limite} \Rightarrow) \\ \alpha = 1 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} E = 4800 \text{ t/m}^2 \\ P_0 = 300 \text{ t/m}^2 \\ \alpha = 1 \end{array} \right.$$

$$\text{Panneau de paroi} \left\{ \begin{array}{l} L = \text{Longueur} = 3 \text{ m} \\ B = \text{Largeur} = 0,6 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\frac{L}{B} = \frac{L}{2R} = 5 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \lambda_2 = 2,14 \\ \lambda_3 = 1,4 \end{array} \right.$$

Contrainte sous la semelle

$$\text{Poids du mur} : Q = 39 \times 0,6 \times 2,5 = 58,5 \text{ t}$$

Composante verticale du 1^{er} tirant:

$$A_{1v} = 20 \text{ tg } 20 = 7,3 \text{ t}$$

Composante verticale du 2^e tirant

$$A_{2v} = 60 \text{ tg } 30 = 34,6 \text{ t}$$

La contrainte est donc:

$$q = \frac{Q + A_{1v} + A_{2v}}{B \times 1} = \frac{58,5 + 7,3 + 34,6}{0,6} = 107,3$$

$$q = 107,3 \text{ t/m}^2$$

Tassement:

$$y = \frac{\alpha \lambda_3}{4,5} \times \frac{q}{E} \times R + \frac{1+\nu}{3} \times \frac{q}{E} \times \left(\lambda_2 \times \frac{R}{R_0} \right)^\alpha R_0$$

$$= \frac{1 \times 1,4}{4,5} \times \frac{107,3}{4800} \times 30 + \frac{1+0,33}{3} \times \frac{107,3}{4800} \times \left(2,14 \times \frac{30}{30} \right)^\alpha \times 30$$

$$y = 1 \text{ cm}$$

b/ Calcul en supposant un comportement élastique du sol

En supposant un comportement en domaine élastique du sol de fondation, nous pouvons écrire que la contrainte est proportionnelle à la déformation verticale du sol :

$$q = k \cdot y$$

où :

k = module de réaction du sol.

On a admis auparavant pour l'argile surconsolidée un module de réaction $k = 8000 \text{ t/m}^2$.

Le tassement est donc

$$y = \frac{q}{k} = \frac{107,3}{8000} = 0,013 \text{ m} = 1,3 \text{ cm}$$

$$y = 1,3 \text{ cm.}$$

On remarque que ces deux méthodes donnent des résultats très comparables. De plus on peut dire que les déformations sont faibles vu l'importance de l'ouvrage.

Stabilité générale

L'étude de la stabilité générale concerne l'équilibre d'un massif de terre englobant le pied du mur et les scellements d'ancrage.

lignes de glissement

Lorsque la rupture d'un massif de terres est sur le point de se produire, on admet que sur une facette dite de glissement, la contrainte tangentielle et la contrainte normale sont liées par la relation de Coulomb:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

la rupture s'amorce sur une facette et se propage ensuite à l'ensemble d'autres facettes pour lesquelles la relation de Coulomb est vérifiée.

On appellera surface de rupture, les surfaces cylindriques à génératrice parallèle à la surface libre qui sont telles que les plans tangents menés en chaque point soient orientés suivant des facettes de glissement.

Hypothèses sur les formes des lignes de glissement

L'étude de la stabilité des ouvrages suppose que l'on puisse dans chaque cas particulier, déterminer, compte tenu des forces sollicitantes la forme des lignes de glissement. Ce problème peut être traité par l'étude statique de l'équilibre d'ensemble du massif en définissant à priori la forme des lignes de glissement et en supposant que celles-ci se produisent tout d'une masse et subitement.

Si on considère donc un massif en train de glisser le long d'une ligne de rupture, limité par cette même ligne et la surface libre, nous

les forces suivantes :

Le poids W du massif de terres, les forces extérieures, les forces de cohésion c et les forces de frottement agissant le long de la ligne de glissement et faisant l'angle φ avec la normale à celle-ci.

Pour que le massif soit strictement en équilibre, il faut que les équations d'équilibre de translation et de rotation soient satisfaites pour ces forces.

Pour pouvoir les exprimer on fait une hypothèse sur la forme de la ligne de glissement dont les plus courantes sont :

- 1°/ ligne droite
- 2°/ lignes polygonales
- 3°/ Spirales logarithmiques
- 4°/ Arcs de cercle.

Malgré la simplicité des deux premières hypothèses, leur utilisation est très restreinte due aux résultats divergents qu'elle donne face à l'observation des lignes de glissement.

La ligne de glissement en spirale logarithmique s'écrit : $r = r_1 e^{\alpha \operatorname{tg} \varphi}$

On voit que l'angle de frottement interne du terrain intervient dans la construction de la ligne de glissement. Il suffit donc d'avoir un massif présentant plusieurs couches pour que cette méthode devienne fastidieuse, son avantage réside surtout pour les massif homogènes.

Nous justifierons la stabilité en supposant que les lignes de glissement sont des cercles.

Tableau pour le calcul du coefficient de sécurité F

Cercle n° 1

N° de la branche	Largeur de la branche (m)	Poids des couches (t)			$W = \sum W_i$ (t)	α (°)	$T = W \sin \alpha$ (t)	$N = W \cos \alpha$ (t)	C (t/m²)	φ (°)	$c_i l_i$ (t/m)	N tg φ
		W _A	W _B	W _C								
1	8,4	-	62	-	62	-52	-49	38	0	26	0	19
2	7,6	-	112	35	147	-35	-84	120	10	24		53
3	8	-	118	87	205	-21	-73	191	"	"		85
4	10	-	147	142	289	-8	-40	286	"	"		127
5	10	160	273	142	575	8	80	569	"	"		253
6	8	128	218	83	429	21	154	401	"	"		179
7	7,4	118	202	30	350	35	201	287	"	"		129
8	6,8	109	151	-	260	49	196	171	0	26	0	83
9	5,4	86	45	-	131	65	119	55	"	"	"	27
10	1,4	11	-	-	11	83	11	1	"	36	"	1

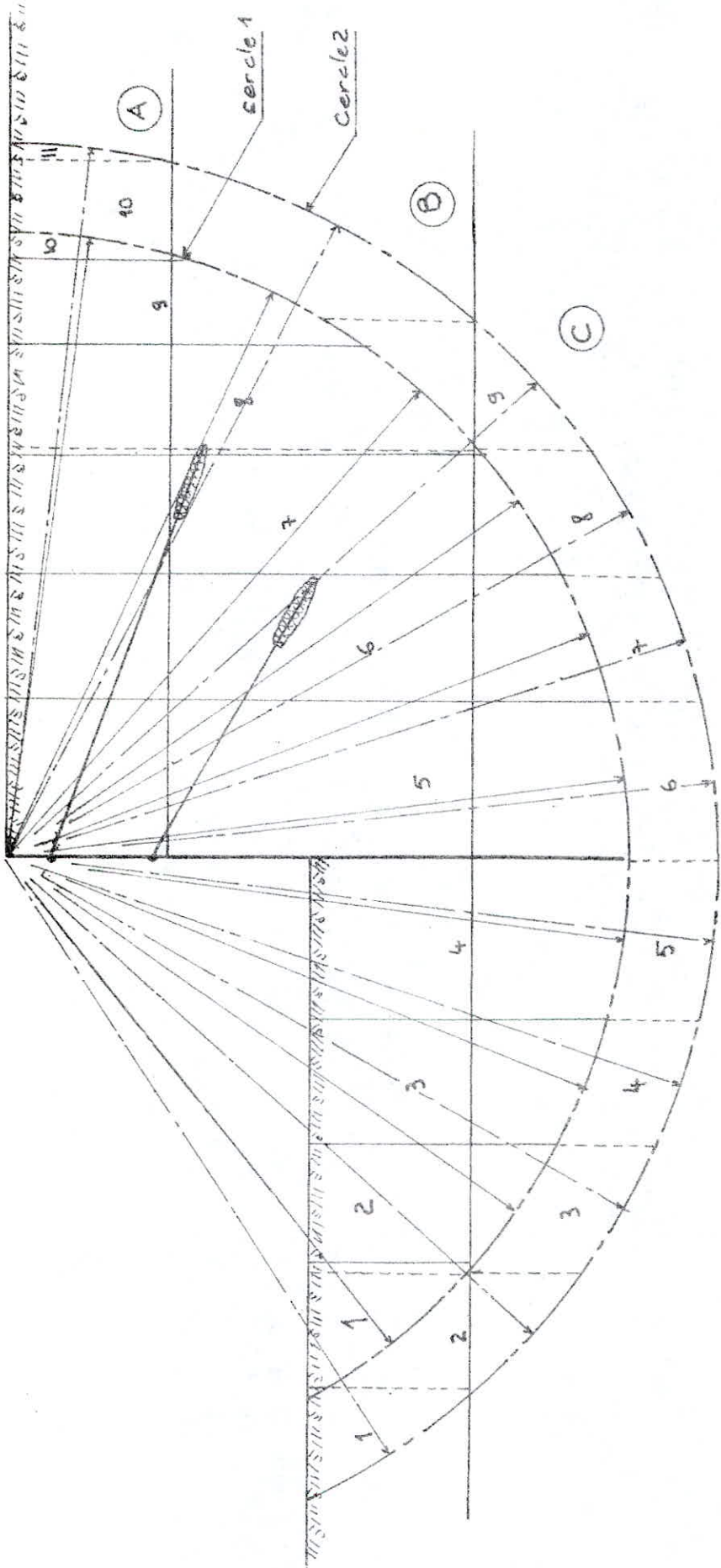
$$F = \frac{\sum N \tan \varphi + \sum c_i l_i}{\sum T} = \frac{956 + 619}{515} = 3,1 > \bar{F} = 1,5$$

La stabilité générale est vérifiée. Notons qu'il n'est plus nécessaire puisque le moment stabilisant devient de plus en plus grand.

N° de la tranche	Largeur de la tranche (m)	Poids des couches (t)			W = $\sum W_i$ (t)	α (°)	T = W sin α (t)	N = W cos α (t)	c (t/m ²)	φ (°)	c _i l _i (t/m)	N tg φ	
		W _A	W _B	W _C									
1	6,8	-	50	-	50	-57	-42	27	0	26	0	13	
2	7,8	-	115	44	159	-42	-106	118	10	24	$\sum c_i l_i = 765$	53	
3	8,0	-	118	117	235	-29	-114	206	"	"		92	
4	8,0	-	118	163	281	-19	-91	266	"	"		118	
5	10,0	-	147	236	383	-7	-47	380	"	"		169	
6	10,0	160	273	236	669	7	82	664	"	"		296	
7	8,0	128	218	163	509	19	166	482	"	"		215	
8	8,0	128	218	117	463	29	224	405	"	"		180	
9	8,0	128	218	46	392	42	262	291	"	"		130	
10	9,8	157	134	-	291	63	259	132	0	26		0	64
11	1,2	10	-	-	10	84	10	1	"	"		"	0

Cercle n°2

$$F = \frac{\sum c_i l_i + \sum N \tan \varphi}{\sum T} = \frac{765 + 1330}{603} = 3,5 > \bar{F} = 1,5$$



Etude au séisme

Dans les ouvrages de soutènement, on distingue les forces sismiques prenant naissance dans l'ouvrage lui-même et les forces sismiques prenant naissance dans le massif.

La poussée complémentaire ΔP_A due au séisme est la conséquence de forces d'inertie difficiles à évaluer. La résultante des poussées complémentaires peut être définie d'une manière approximative à l'aide de la méthode du coin de glissement classique. Le coin est supposé agir comme une masse monolithique soumise à l'action sismique. ΔP_A est obtenue d'après l'article 3.4.23 du PS69, en multipliant le poids W_m du coin de rupture par le coefficient sismique σ_H . Cette force est perpendiculaire à l'écran et représente la résultante d'un diagramme de contraintes triangulaire.

Les forces prenant naissance dans l'ouvrage F_H (horizontale) et F_V (verticale) sont déduites en multipliant le poids de celui-ci par les coefficients sismiques σ_H et σ_V .

Coefficients sismiques

Les coefficients sismiques σ_H et σ_V sont constants pour toute la partie de l'écran et du massif retenu. Ils sont égaux à :

$$\sigma_H = 0,08 \alpha \cdot \delta$$

$$\sigma_V = \pm 0,06 \alpha \cdot \delta$$

$\alpha = 1,1$ (Ouvrage en zone II pouvant influencer les fondations voisines)

$\delta = 1$ (Semelle filante)

$$\text{D'où } \begin{cases} \sigma_H = 0,088 \\ \sigma_V = \pm 0,066 \end{cases}$$

Forces prenant naissance dans l'ouvrage.

Force horizontale : $F_H = \sigma_H \cdot W$.

Force verticale (ascendante ou descendante) :

$$F_V = \pm \sigma_V \cdot W.$$

Poids du mur : $W = 19 \times 0,6 \times 2,5 \times 9,81 = 279,6 \text{ kN}$.

$$\text{D'où } \begin{cases} F_H = 24,6 \text{ kN/m} \\ F_V = \pm 38 \text{ kN/m} \end{cases}$$

On considère que la force horizontale F_H est la résultante d'une distribution de contraintes uniforme d'intensité :

$$q_H = \frac{F_H}{H} = \frac{24,6}{19} = 1,3 \text{ kN/m}^2$$

Détermination de la poussée complémentaire.

Soit ΔP_A la résultante des poussées complémentaires.

D'après la rupture du coin classique (représentée sur la figure, page :) la masse du massif soumise à l'action sismique est :

$$W_M = 1,6 \left\{ \frac{10,6 + 5,6}{2} \right\} \times 10 + 1,4 \times \frac{5,6}{2} \times 9 = 165 \text{ t}$$

La poussée complémentaire est donc :

$$\Delta P_A = \sigma_H \cdot W_M = 0,088 \times 1619$$

$$\Delta P_A = 142 \text{ kN/m}$$

Point d'application de ΔP_A

D'après l'article 3.4.2.23, Le point d'application de ΔP_A est la projection sur l'écran, parallèlement à la surface libre moyenne du massif, du barycentre des masses contribuant au développement de la poussée pseudo dynamique. Si X_G et Y_G sont les coordonnées du point cherché, on a :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum \gamma_i S_i X_i}{\sum \gamma_i S_i} \\ Y_G = \frac{\sum \gamma_i S_i Y_i}{\sum \gamma_i S_i} \end{cases}$$

γ_i = Poids spécifique de la masse i

S_i = élément de surface de la masse i

X_i et Y_i = Coordonnées de la masse i .

D'où :

$$X_G = \frac{1,6 \times 10 \times (9 \text{ t/m}^3 \times 32) + 1,6 \times 10 \times \text{tg} 27^\circ \times 10 \times \frac{1}{2} \{ 9 \text{ t/m}^3 \times 32 + 10 \times \frac{1}{3} \text{ t/m}^3 \times 27 \} + 9 \text{ t/m}^3 \times 32 \times 9 \times \frac{1}{2} + 1,4 \times \frac{9}{3} \text{ t/m}^3 \times 32}{1,6 \times 10 \times 9 \text{ t/m}^3 \times 32 + 1,6 \times 10 \times \text{tg} 27^\circ \times 10 \times \frac{1}{2} + 9 \text{ t/m}^3 \times 32 \times 9 \times \frac{1}{2} \times 1,4}$$

$$X_G = 4,9 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{1,4 \times 9 \times 9 \text{ t/m}^3 \times 32 \times \frac{1}{2} \times 6 + 1,6 \{ 10 \times 9 \times \text{tg} 32^\circ (\frac{9}{2} \text{ t/m}^3 \times 32 + 9) + 10 \times 10 \times \text{tg} 27^\circ + \frac{1}{2} (\frac{2}{3} \times 10 + 9) \}}{1,4 \times 9^2 \text{ t/m}^3 \times 32 \times \frac{1}{2} + 1,6 \{ 10 \times 9 \times \text{tg} 32^\circ + 10 \times 10 \times \text{tg} 27^\circ \times \frac{1}{2} \}}$$

$$Y_G = 11,5 \text{ m}$$

Les coordonnées X_G et Y_G sont calculés en prenant un repère ayant pour origine la base de la paroi :

$$X_G = 4,9 \text{ m}$$

$$Y_G = 11,5 \text{ m}$$

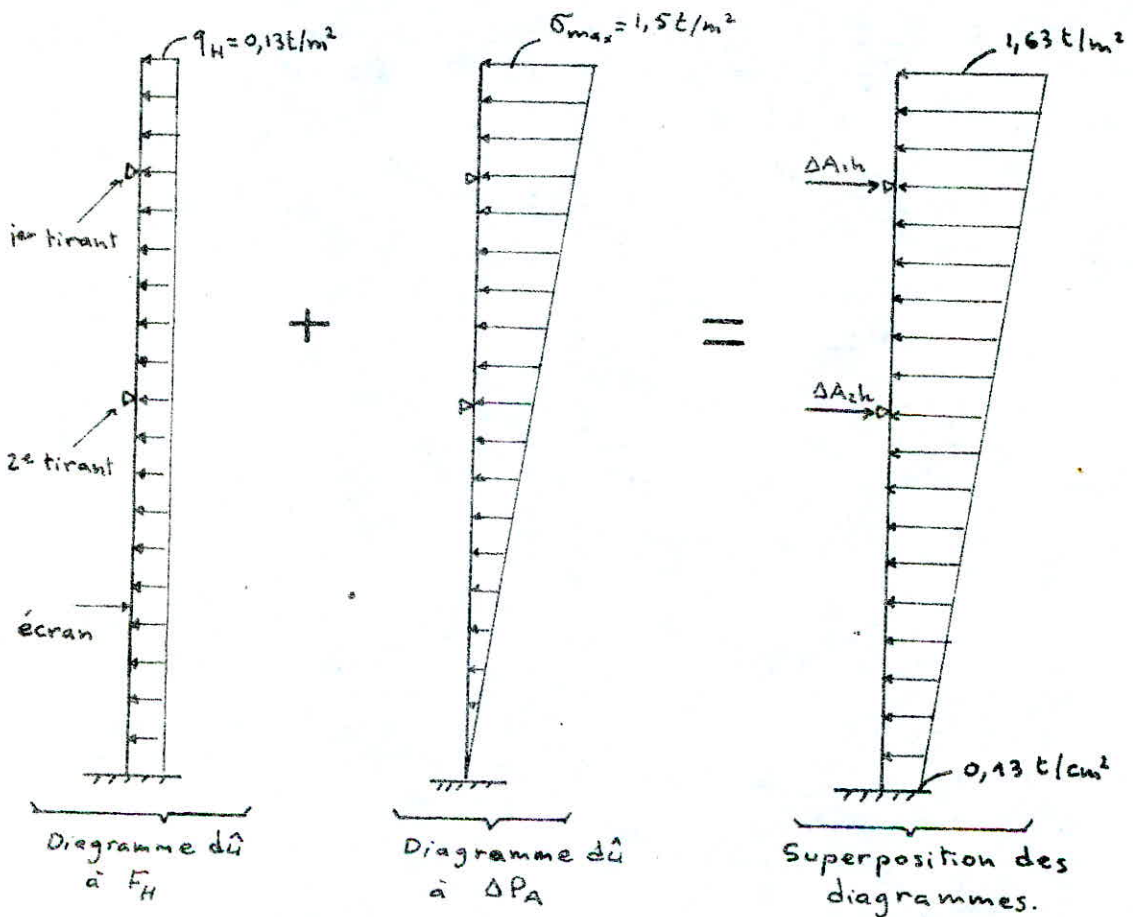
Remarquons que la poussée complémentaire ΔP_A est la résultante d'un diagramme de contrainte triangulaire ayant pour intensité maximum :

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \Delta P_A}{H} = \frac{2 \times 142}{19} \approx 15 \text{ kN/m}^2$$

Cette valeur est atteinte à la tête du mur.

Réactions des tirants dues à F_H et ΔP_A .

Nous supposons un encastrement à la base du mur. On détermine les efforts inconnus par le théorème des trois moments. Le schéma statique est représenté par une poutre (écran) encastree à sa base et reposant sur deux appuis simples (tirants).



Les réactions horizontales au niveau des tirants sont:

$$\begin{aligned} \Delta A_{1h} &= 9,5 \text{ t} \\ \Delta A_{2h} &= 8 \text{ t} \end{aligned}$$

Les efforts dans les tirants sont donc:

$$\begin{aligned} \Delta A_1 &= \frac{\Delta A_{1h}}{\cos \psi_1} = \frac{9,5}{\cos 20} = 10,1 \text{ t} \\ \Delta A_2 &= \frac{\Delta A_{2h}}{\cos \psi_2} = \frac{8}{\cos 30} = 9,2 \text{ t} \end{aligned}$$

Réactions des tirants dues à F_v .

On supposera que l'effort ascendant F_v est repris en totalité par les tirants. On negligera donc l'effet soulageant du frottement latéral sur les parois de l'écran, ce qui représente le cas défavorable limite. De plus, vu les sections des tirants, on supposera que $\frac{1}{3} F_v$ est repris par le premier tirant et $\frac{2}{3} F_v$ est repris par le deuxième tirant.

nous avons donc :

$$\begin{aligned} \Delta A_{1v} &= \frac{1}{3} F_v = \frac{1}{3} \times 3,8 = 1,3 \text{ t} \\ \Delta A_{2v} &= \frac{2}{3} F_v = \frac{2}{3} \times 3,8 = 2,5 \text{ t} \end{aligned}$$

Les efforts dans les tirants sont donc:

$$\begin{aligned} \Delta A_1 &= \frac{\Delta A_{1v}}{\sin \psi_1} = \frac{1,3}{\sin 20} = 3,8 \text{ t} \\ \Delta A_2 &= \frac{\Delta A_{2v}}{\sin \psi_2} = \frac{2,5}{\sin 30} = 5 \text{ t} \end{aligned}$$

Efforts dans les tirants dûs au déplacement différentiel du sol.

Les tirants sont supposés soumis en sus de la traction exercée par les poussées statiques et les efforts sismiques sur l'ouvrage et le massif, à un allongement relatif imposé par les déformations différentielles du sol. Cet allongement ϵ qui provoque des surtensions dans les tirants est déterminé en fonction de la nature du sol traversé et du coefficient d'intensité α conformément à l'article 3.423 du PS 69.

Si on désigne par A la traction s'exerçant sur le tirant en l'absence de séisme, $A + \bar{\Delta}A$ la traction à laquelle il est soumis lorsqu'on prend en considération les forces sismiques ΔA la surtension consécutive au déplacement différentiel du sol, $\bar{\Delta}A$ et ΔA peuvent être alors combinées suivant les règles de la superposition quadratique.

On donne

$$\Delta'A = E \cdot \epsilon \cdot S$$

E = module d'élasticité de l'acier du tirant

S = section d'acier des tirants

ϵ = moyenne arithmétique des déplacements ϵ_A et ϵ_B de la tête d'ancrage et du bulbe.

Dans notre cas

$$\epsilon_A = 6,1 \cdot 10^{-4} \alpha = 6,71 \cdot 10^{-4}$$

$$\epsilon_B = 4,5 \cdot 10^{-4} \alpha = 4,95 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_A + \varepsilon_B}{2} = \frac{6,71 + 4,95}{2} \cdot 10^{-4} = 5,83 \cdot 10^{-4}$$

Les surtension sont donc égale à :

$$\Delta'A_1 = \varepsilon_1 \times E \times S_1 = 5,83 \times 10^{-4} \times 2 \cdot 10^6 \times S_1 = 1,166 S_1 \quad (t)$$

$$\Delta'A_2 = \varepsilon_2 \times E \times S_2 = 5,83 \times 10^{-4} \times 2 \cdot 10^6 \times S_2 = 1,166 S_2 \quad (t)$$

$$\boxed{\begin{array}{l} \Delta'A_1 = 1,166 S_1 \\ \Delta'A_2 = 1,166 S_2 \end{array}} \quad \left\{ \begin{array}{l} \Delta'A \quad (t) \\ S \quad (cm^2) \end{array} \right.$$

Verification de l'hypothèse de l'élasticité pour le taux de travail de l'acier

On a à vérifier d'après l'article 3.423.23 du PS 69 l'inégalité suivante :

$$A + \sqrt{\Delta A^2 + \Delta'A^2} \leq T_G$$

où : T_G est l'effort limite dans l'hypothèse de l'élasticité des aciers des tirants.

$$T_G = \tilde{\sigma}_{en} \cdot S$$

On a opté pour des aciers spéciaux de précontrainte de très haute résistance de limite d'élasticité

$$\tilde{\sigma}_{en} = 9,4 \text{ t/cm}^2$$

1^{er} tirant :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = 20t \\ \bar{\Delta}A_1 = 10,1t \\ \Delta'A_1 = 1,166 S_1 \quad (t) \end{array} \right.$$

$$A_1 + \sqrt{\overline{\Delta A_1}^2 + \overline{\Delta A}^2} \leq \sigma_{\text{adm}} S_1 \Rightarrow$$

$$20 + \sqrt{10,1^2 + 1,166^2 S_1^2} \leq 9,4 S_1 \Rightarrow$$

$$89,7 S_1^2 - 376 S_1 + 298 \geq 0$$

D'où

$$S_1 = 3,1 \text{ cm}^2$$

2^{em} tirant

$$\begin{cases} A_2 = 60 \text{ t} \\ \Delta A_2 = 9,2 \text{ t} \\ \Delta' A_2 = 1,166 S_2 \end{cases}$$

$$A_2 + \sqrt{\overline{\Delta A_2}^2 + \overline{\Delta A}^2} \leq \sigma_{\text{adm}} S_2 \Rightarrow$$

$$60 + \sqrt{9,2^2 + 1,166^2 S_2^2} \leq 9,4 S_2 \Rightarrow$$

$$89,7 S_2^2 - 1128 S_2 + 3515 \geq 0$$

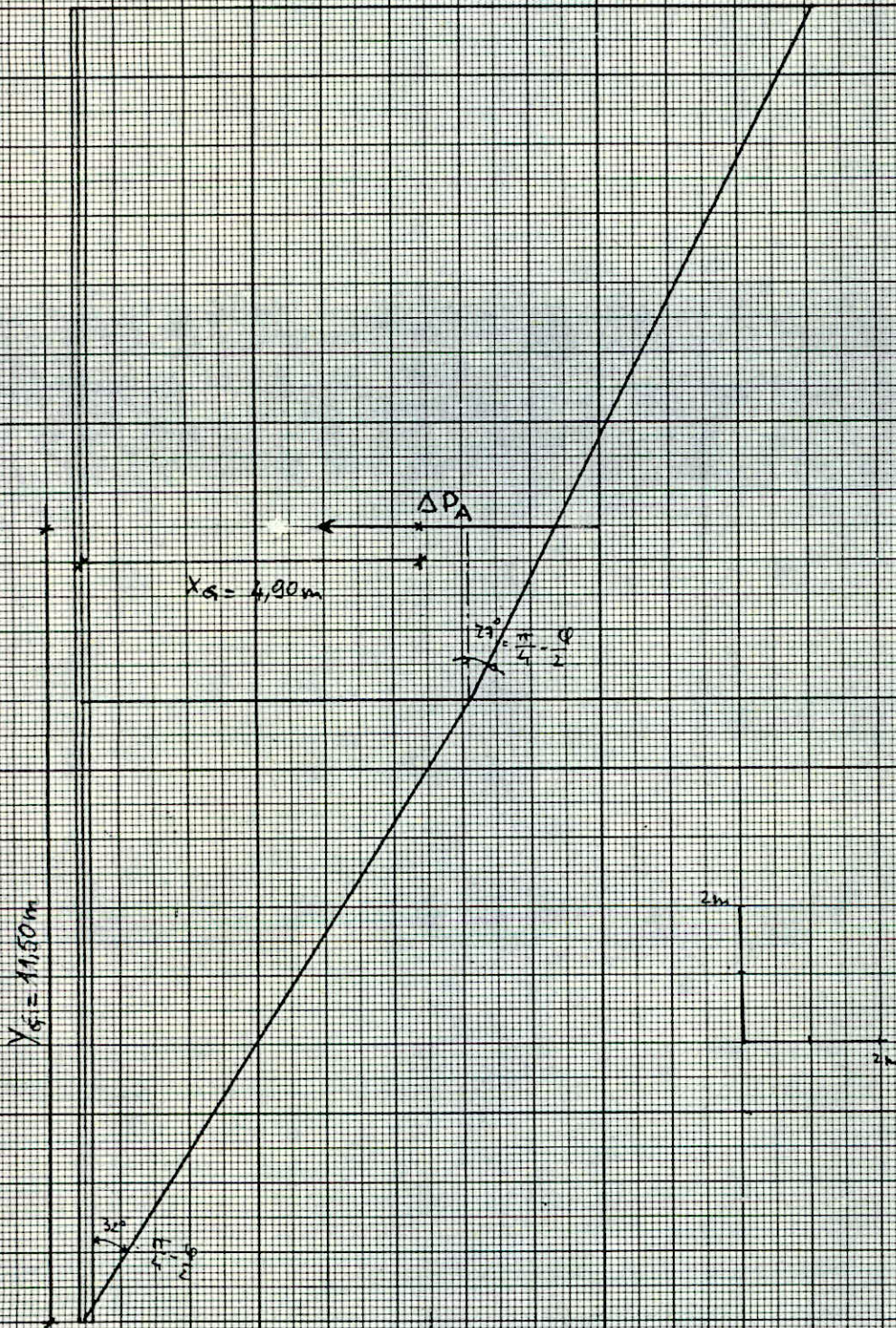
D'où

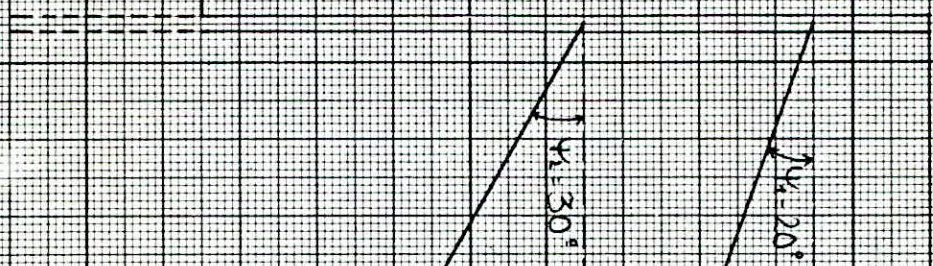
$$S_2 = 6,9 \text{ cm}^2$$

Les sections des tirants sont vérifiées.

Point d'application de ΔP_A

80





5

10

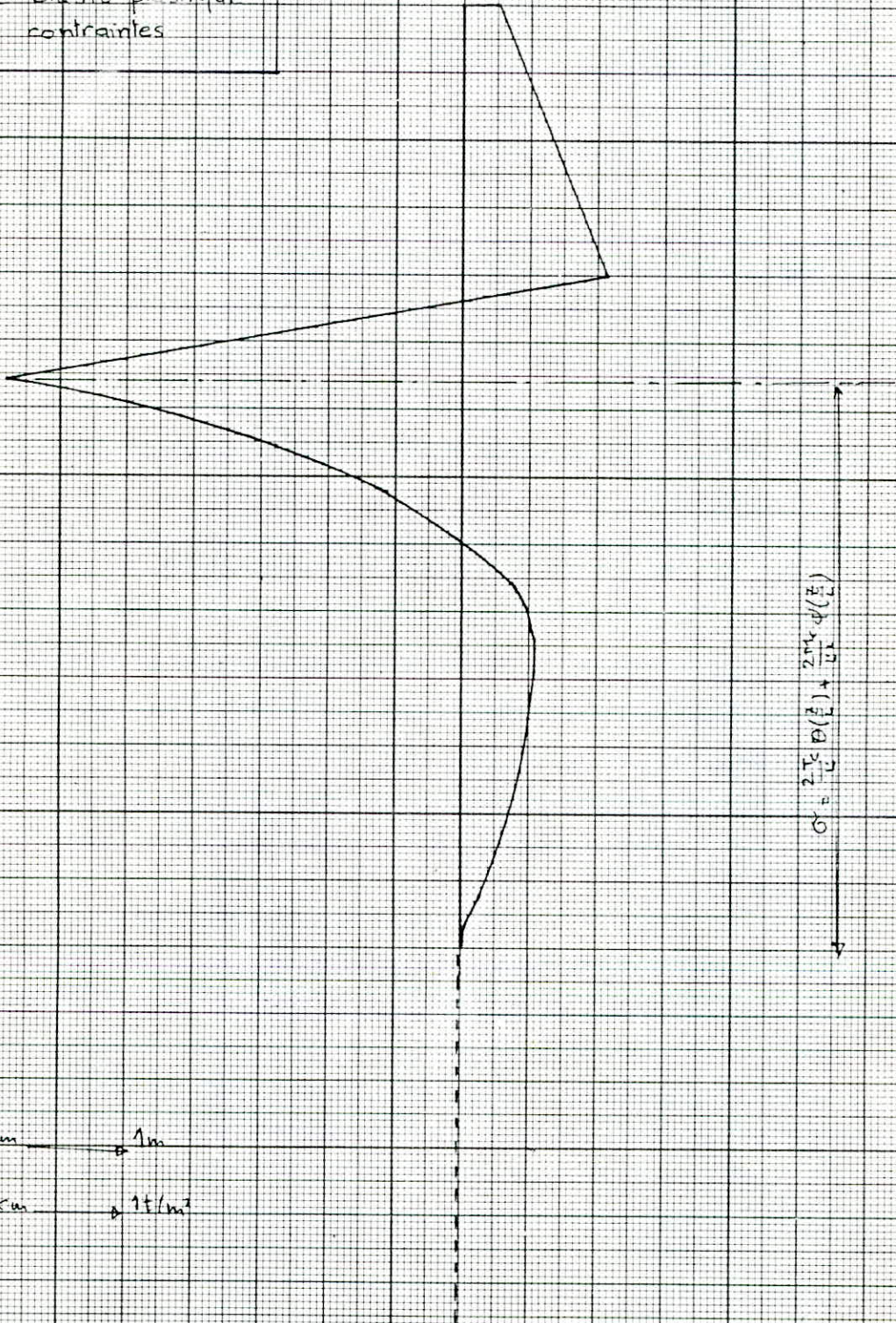
15

20

PHASE I

82

Diagramme élasto-plastique
des contraintes



Echelle:

Hauteur 1cm \rightarrow 1m

Contrainte 1cm \rightarrow 1t/m²

5

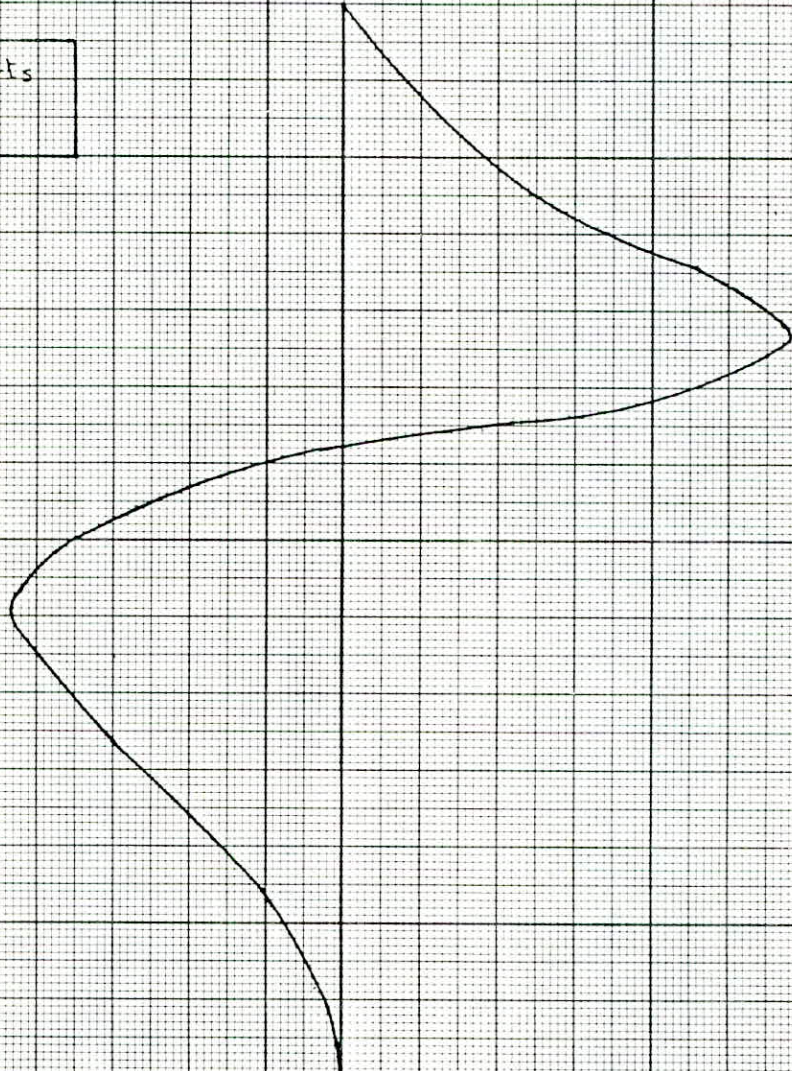
10

15

20

PHASE : I

Diagramme des efforts tranchants.



Echelle:

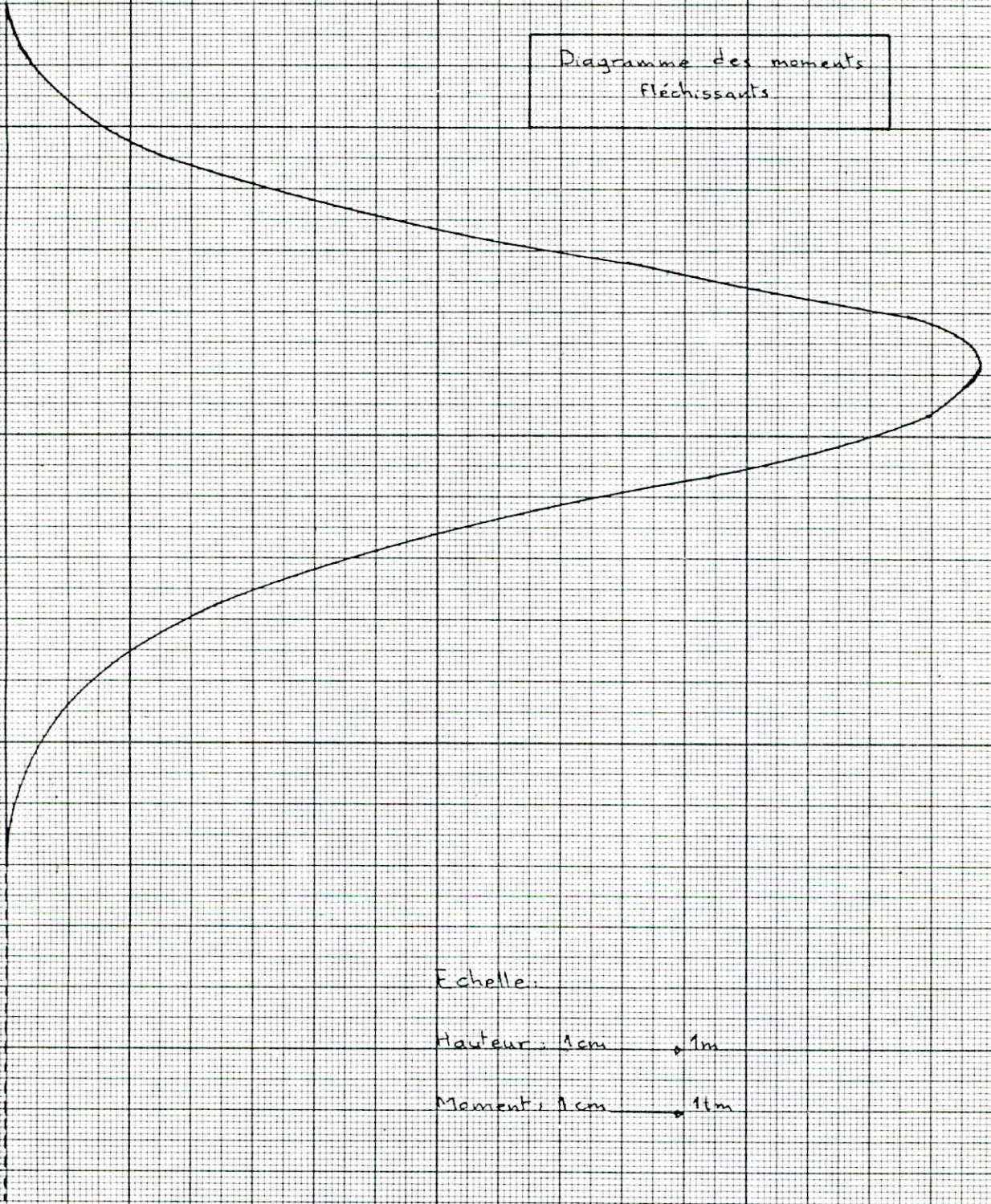
Hauteur : 1cm → 2m

Effort tranchant : 1cm → 1t

PHASE: I

84

Diagramme des moments
fléchissants



Echelle:

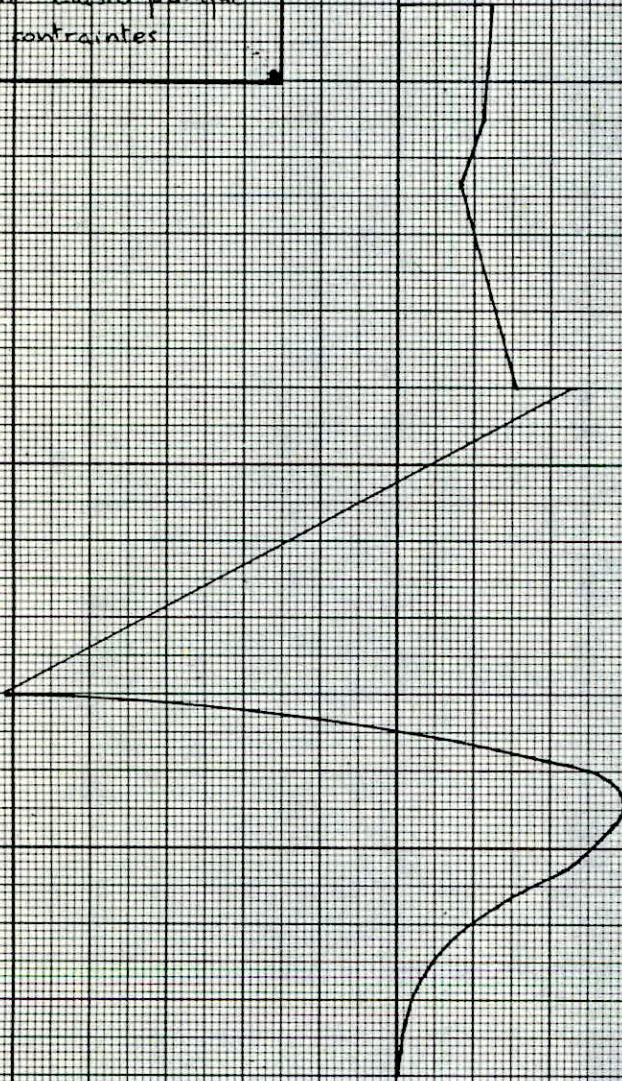
Hauteur: 1cm → 1m

Moment: 1cm → 1tm

PHASE II

85

Diagramme élasto-plastique
des contraintes



$$U = \frac{\pi^2}{6} B \left(\frac{R}{L}\right)^2 + \frac{2}{3} M_s \left(\frac{R}{L}\right)$$

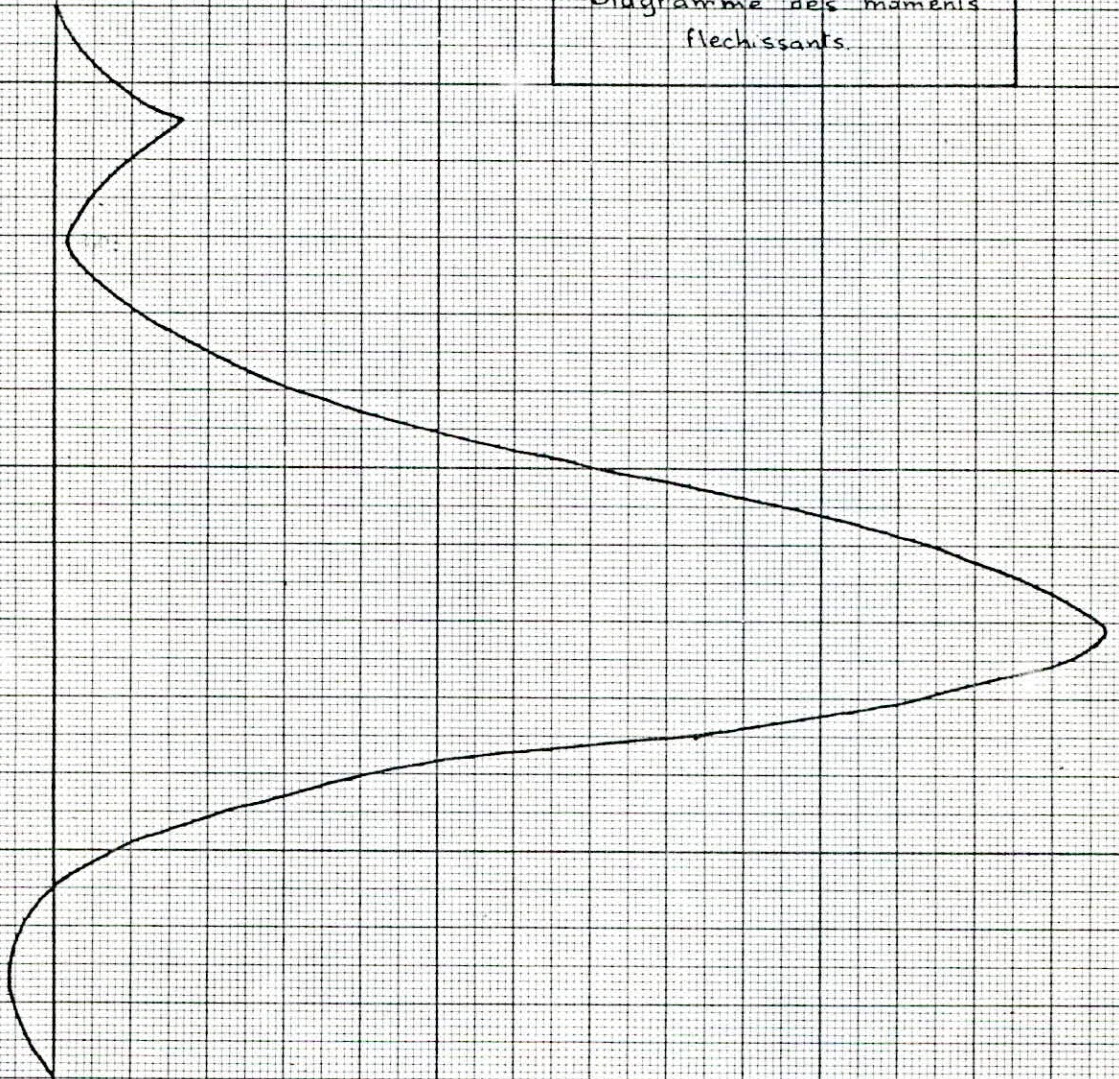
Echelle:

Hauteur: 1cm → 2m

Contrainte: 1cm → 3E11m²

PHASE II

Diagramme des moments
flechissants



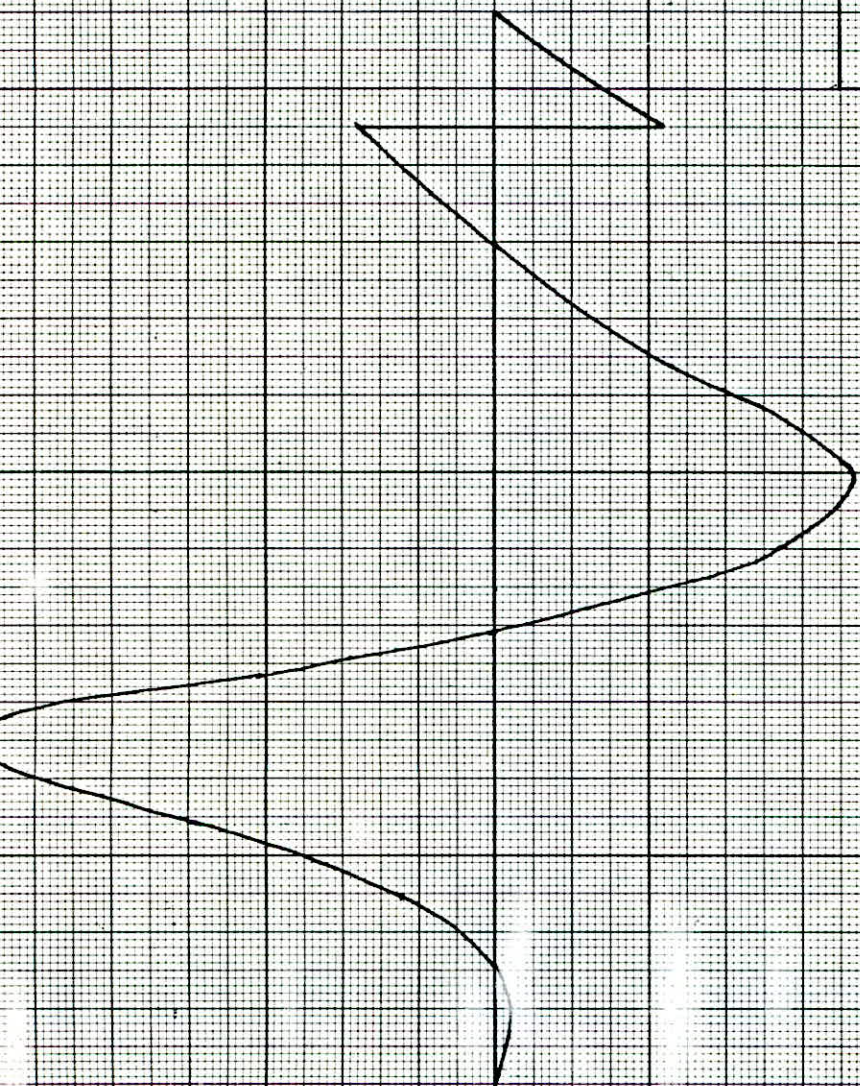
Echelle:

Hauteur : 1cm → 2m

Moment : 1cm → 10tm

PHASE II

Diagramme des efforts tranchants



Echelle:

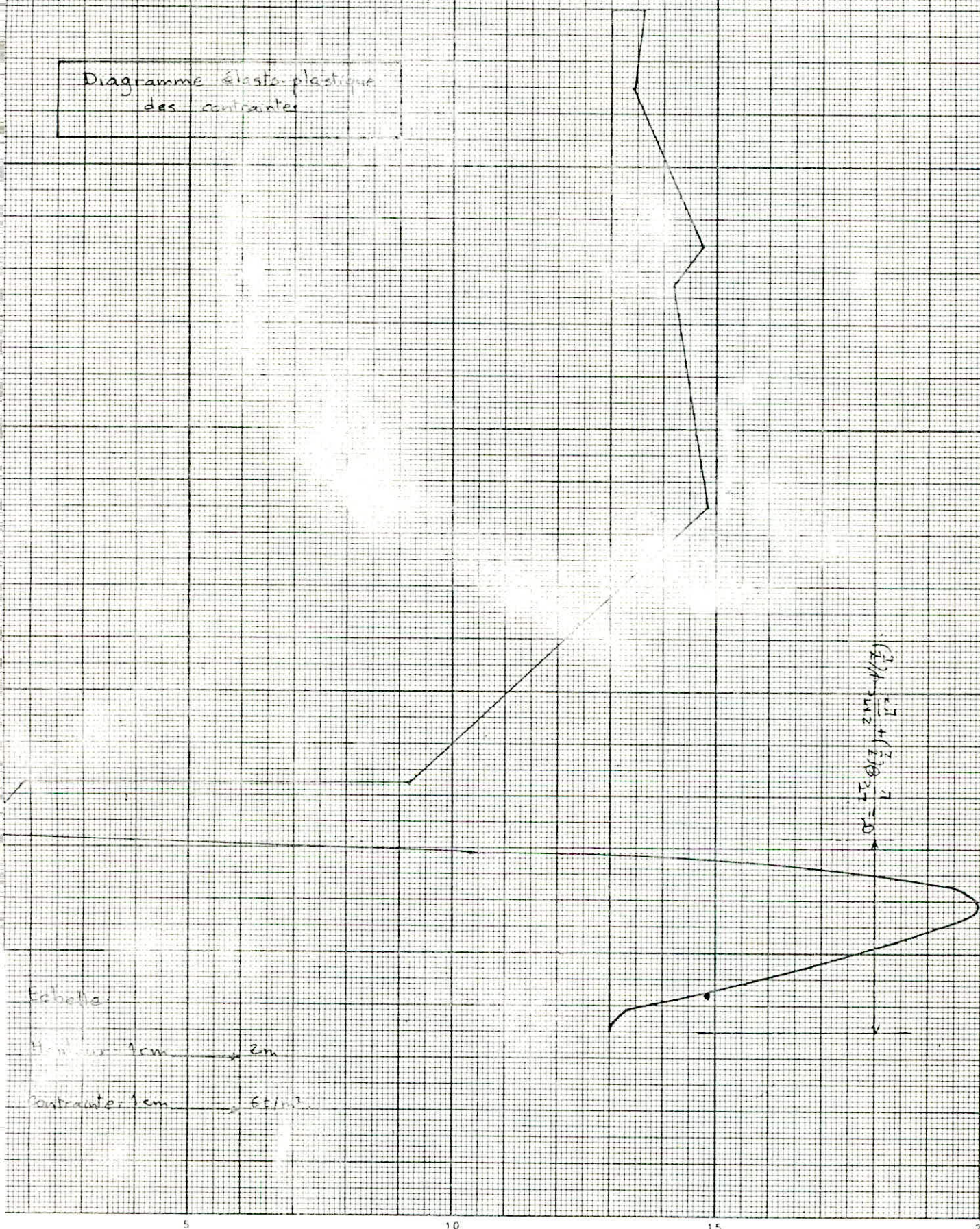
Hauteur: 1cm → 2m

Effort tranchant: 1cm → 5t

PHASE III

88

Diagramme élasto-plastique
des contraintes



Echelle:

Hauteur: 1cm → 2m

Contrainte: 1cm → 65 N/m²

5

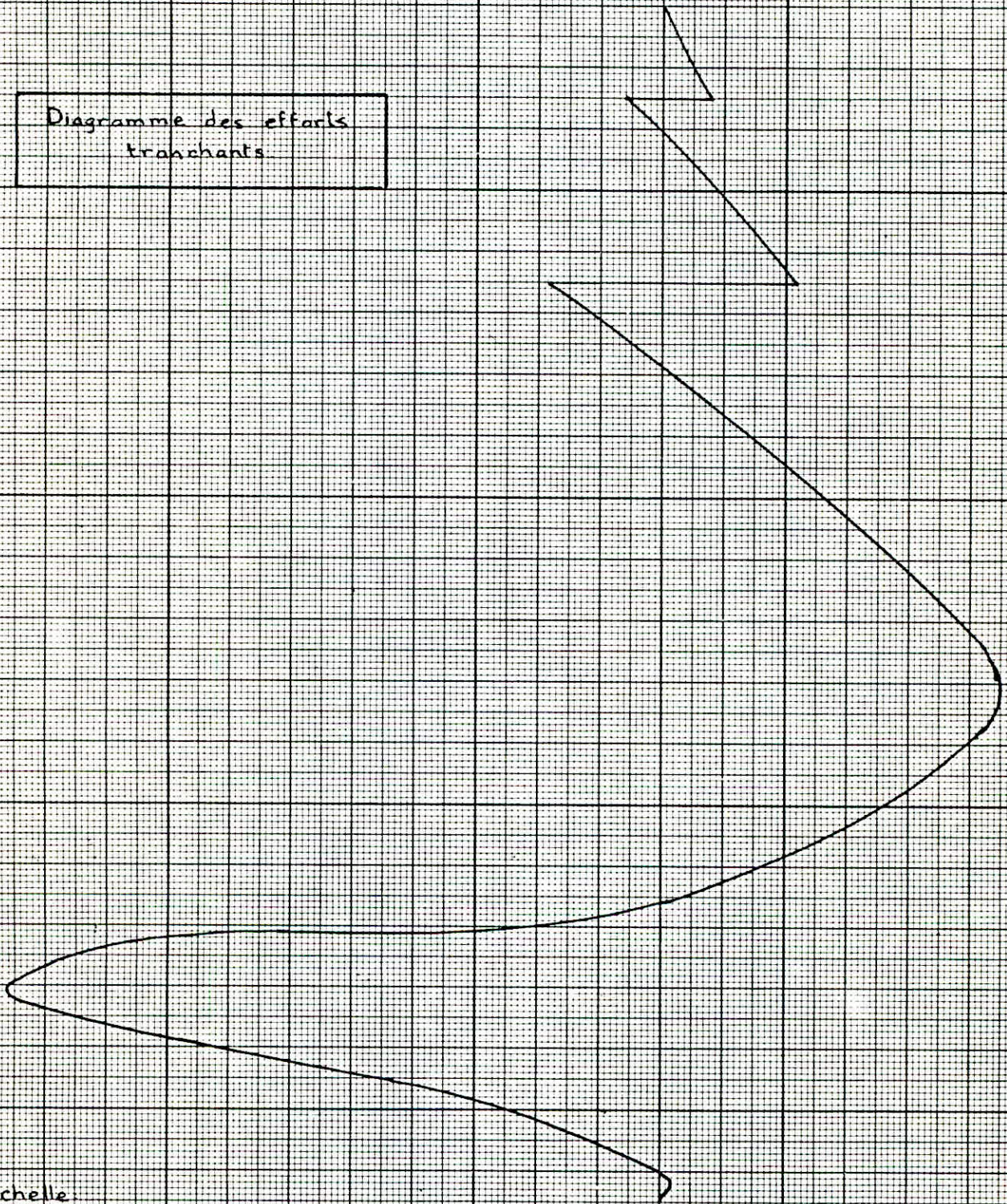
10

15

20

PHASE III

Diagramme des efforts tranchants



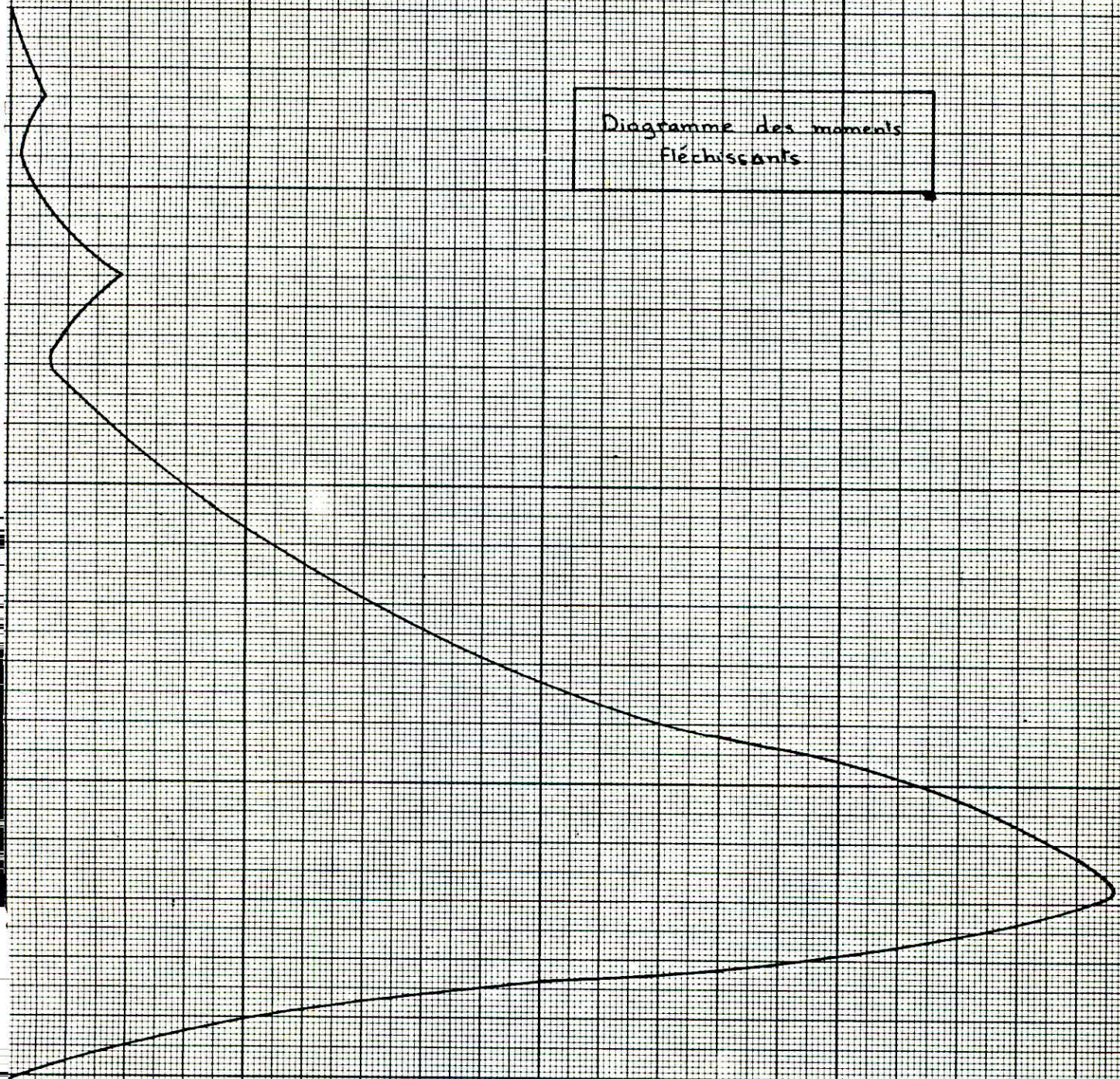
Echelle:

Hauteur: 1cm → 2m

Effort tranchant: 1cm → 15t

PHASE: III

Diagramme des moments
fléchissants



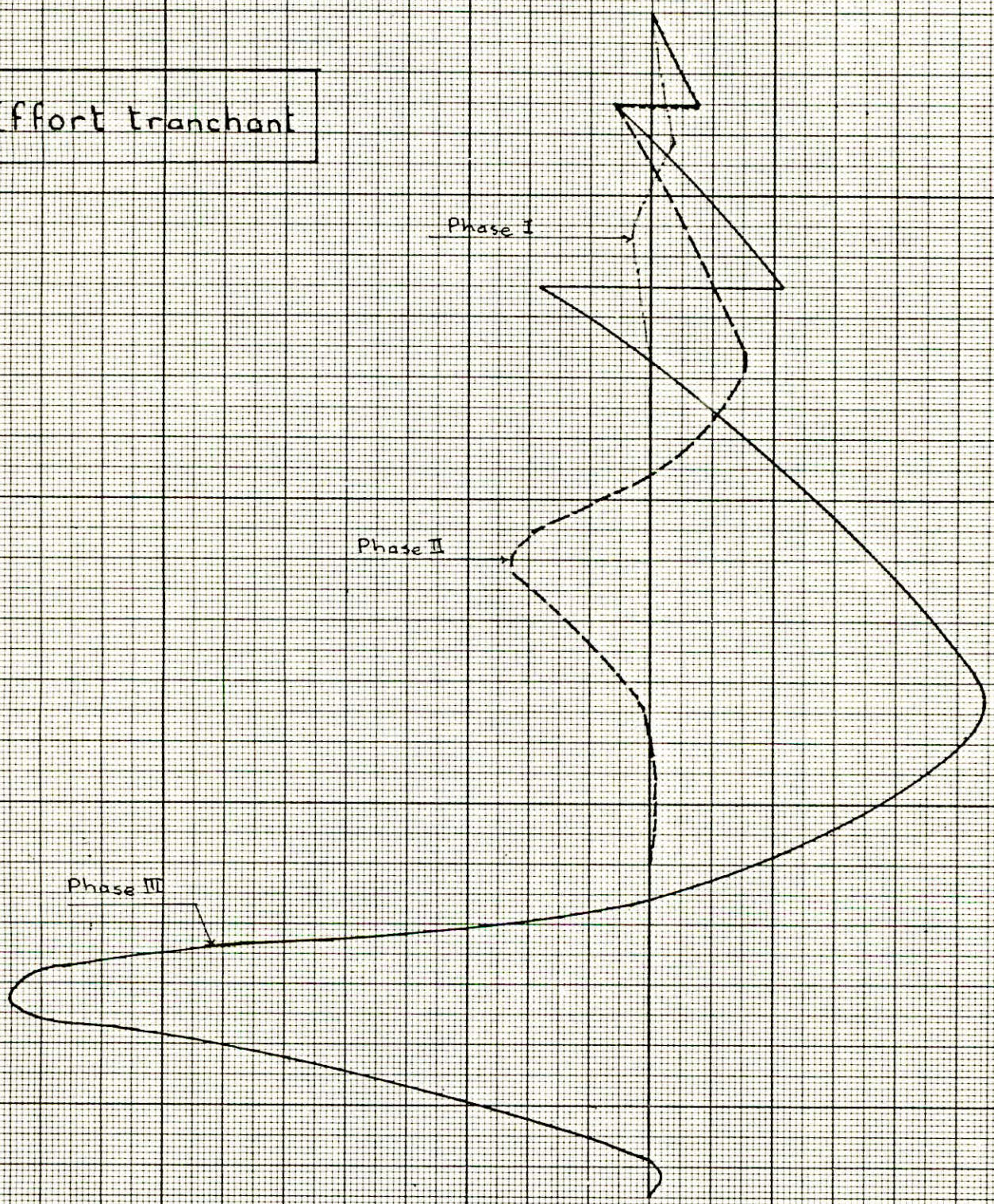
Echelle:

Hauteur: 1cm → 2m

Moment: 1cm → 35Em

Comparaison des phases

Effort tranchant



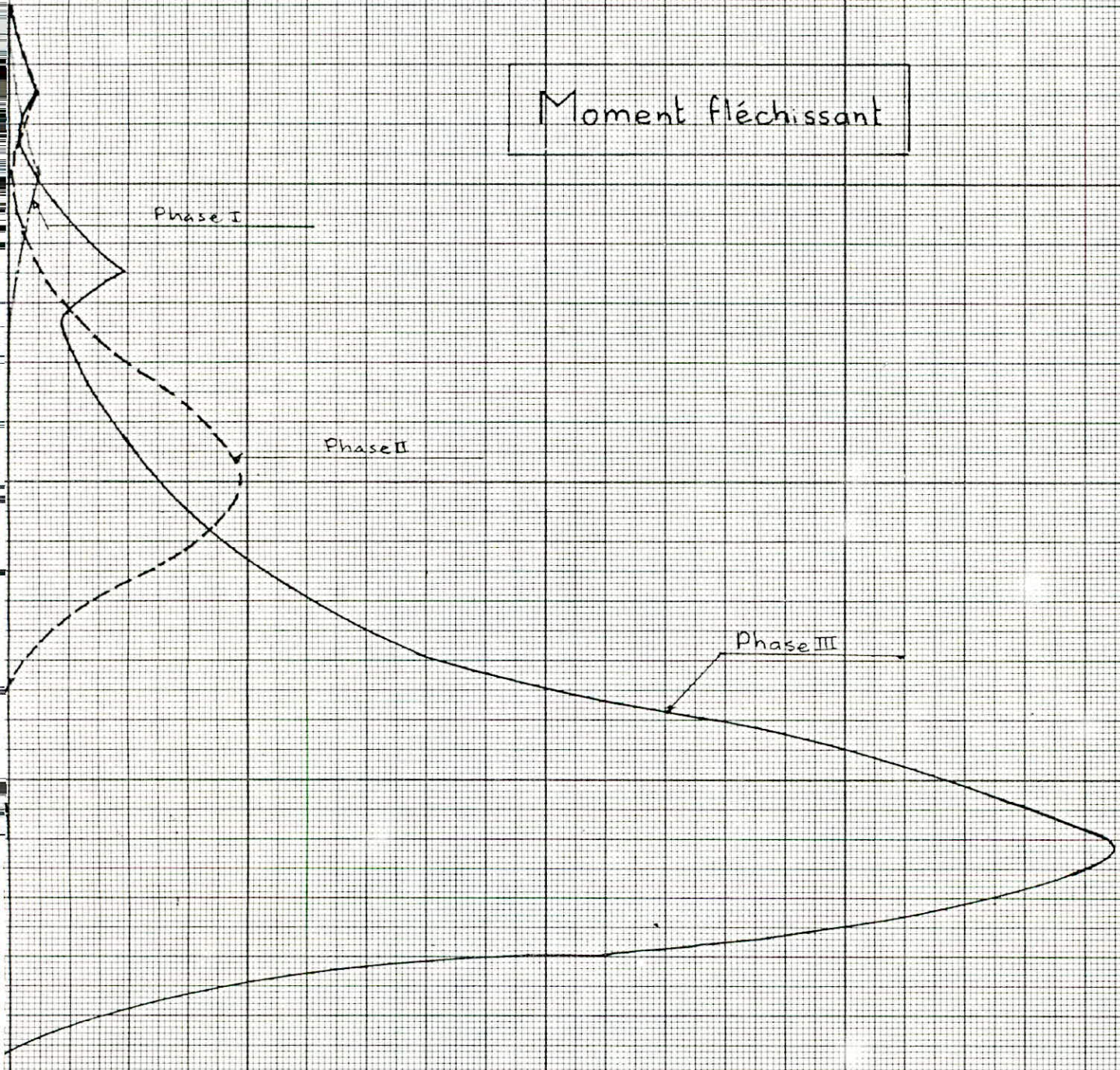
Echelle:

Hauteur: 1cm → 2m

Effort tranchant: 1cm → 15t

Comparaison des phases

Moment fléchissant



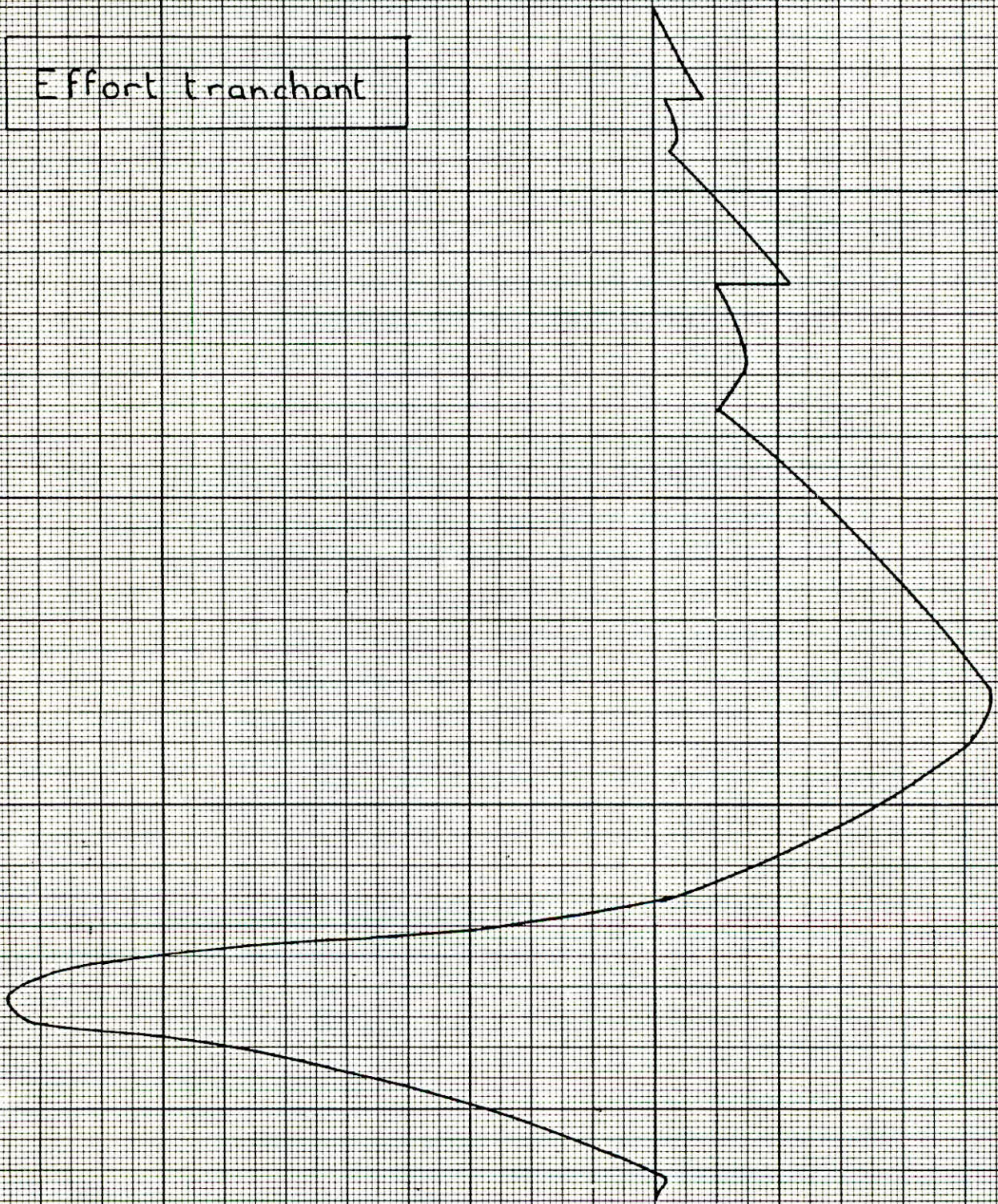
Echelle:

Hauteur: 1 cm \rightarrow 2 m

Moment: 1 cm \rightarrow 35 tm

Diagramme enveloppe

Effort tranchant



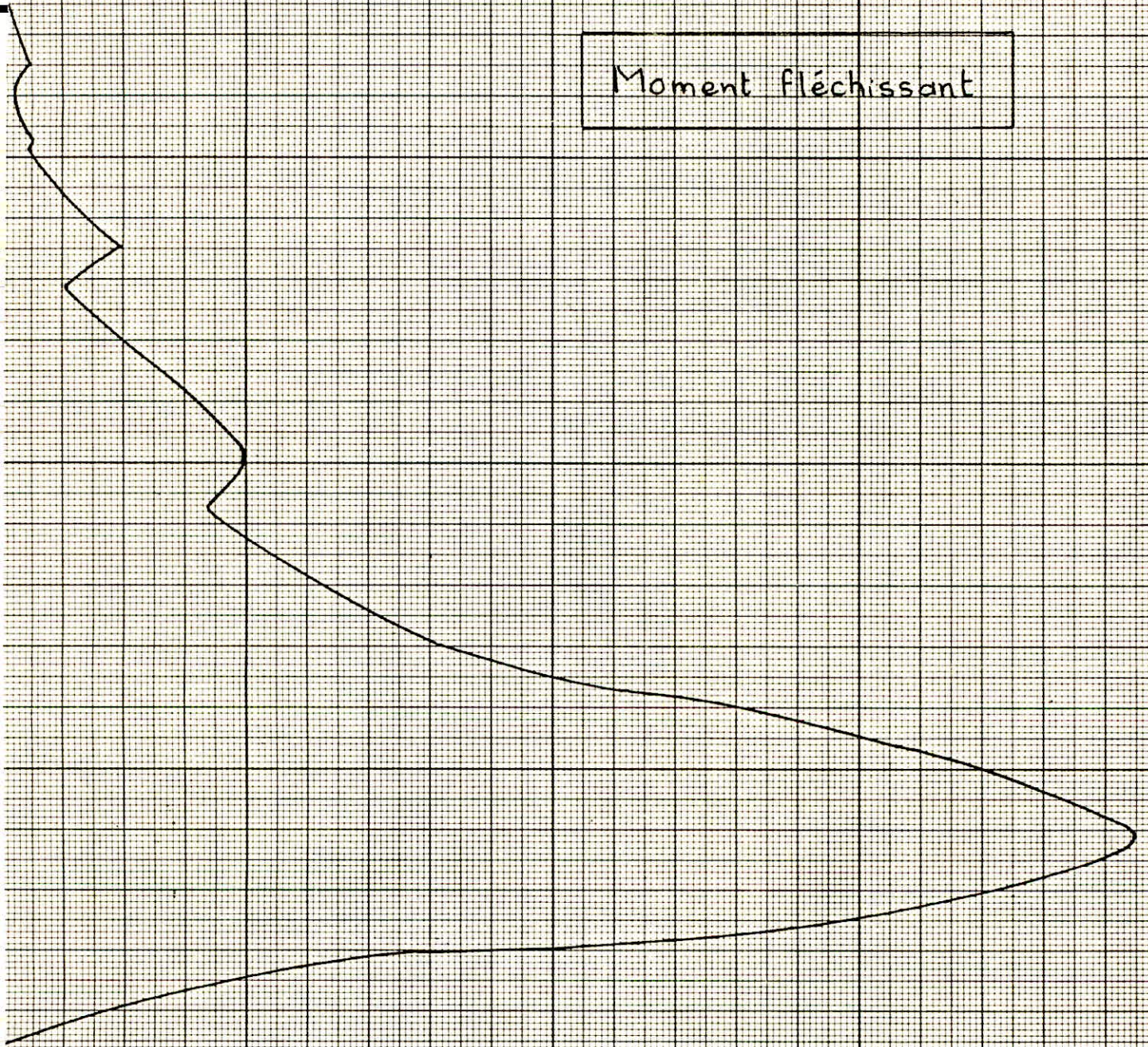
Echelle:

Hauteur: 1cm \rightarrow 2m

Effort tranchant: 1cm \rightarrow 15t

Diagramme enveloppe

Moment fléchissant

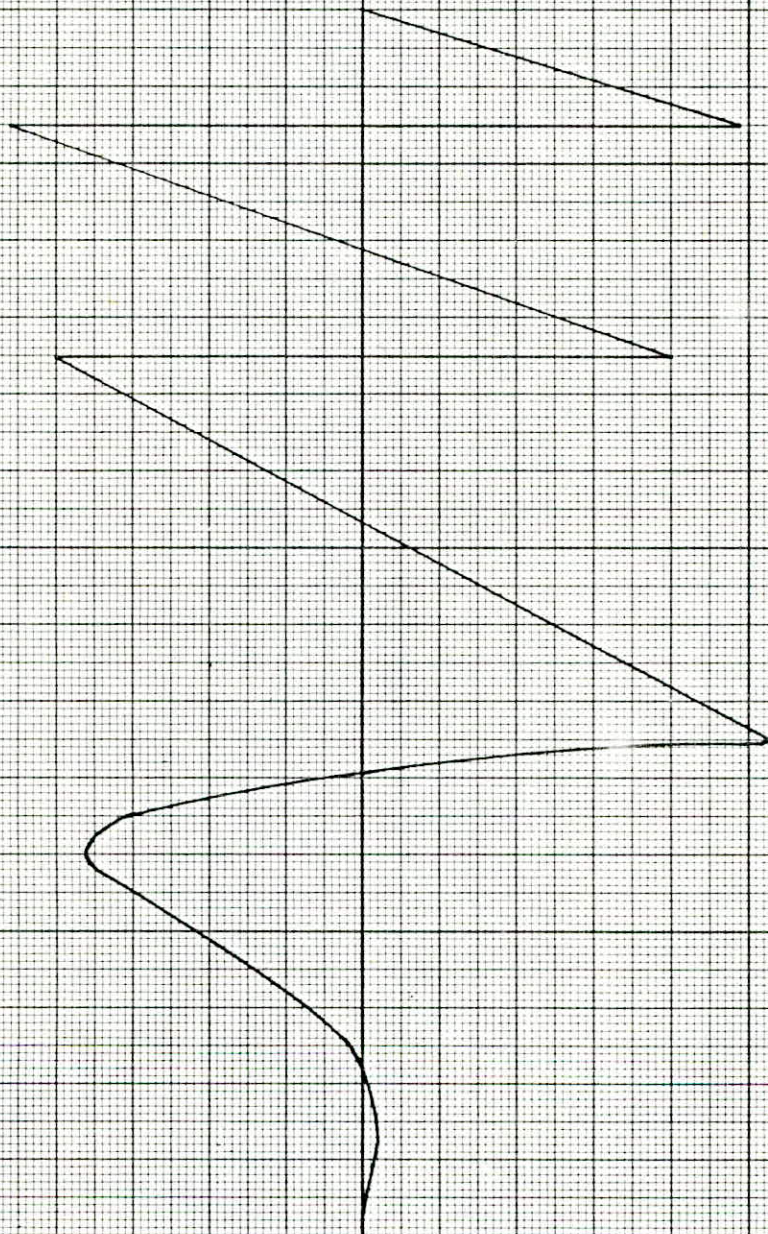


Echelle:

Hauteur: 1cm → 2m

Moment: 1cm → 35 kNm

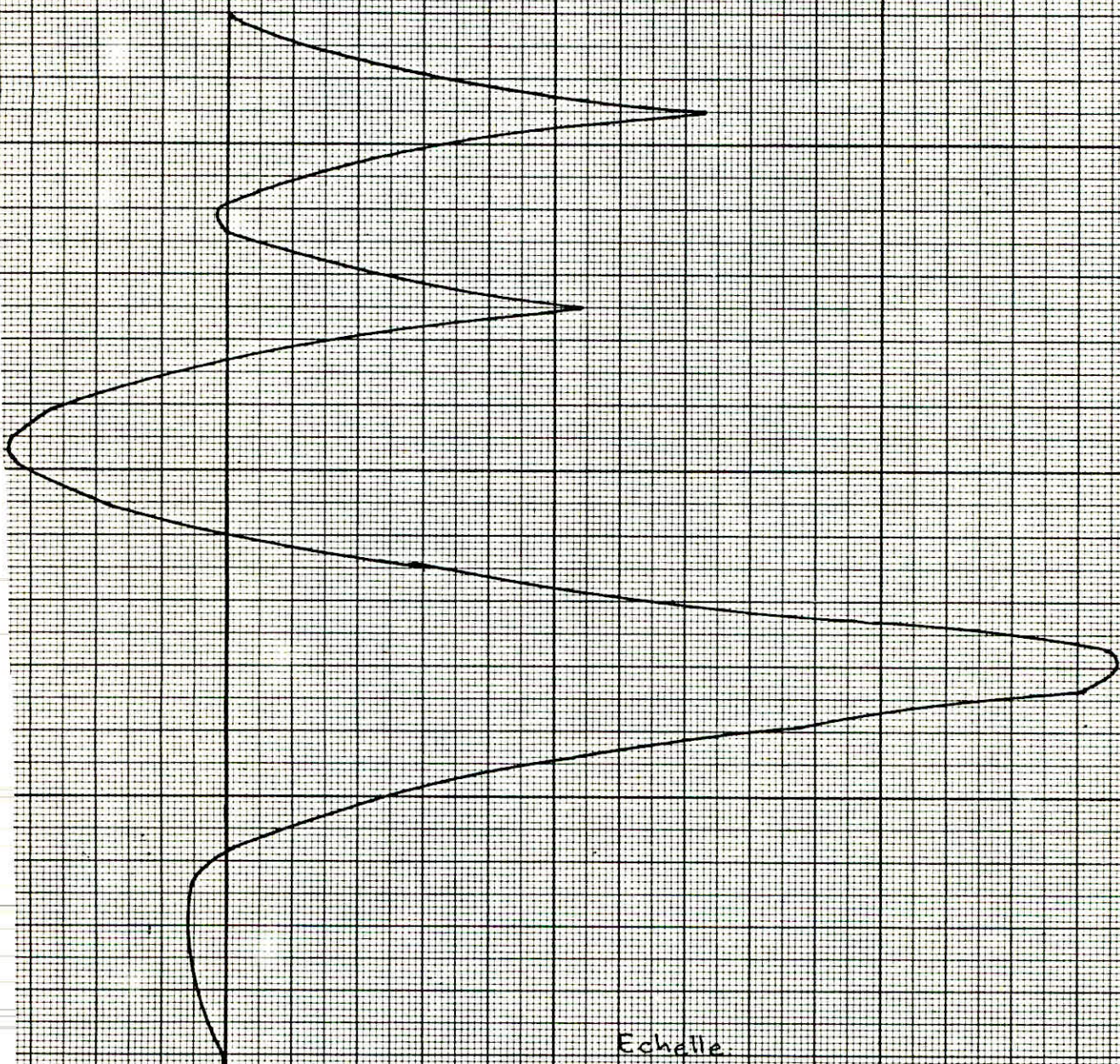
Diagramme des efforts tranchants dû au seisme



Echelle:

Hauteur 1cm \rightarrow 2mEffort tranchant 1cm \rightarrow 1T

Diagramme des moments fléchissants dû au séisme



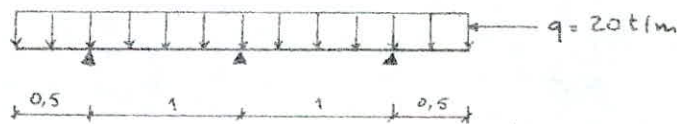
Echelle
Hauteur : 1cm → 2m
Moment : 1cm → 10m

Efforts dans le sens de la longueur.

Dans le sens de la longueur, le mur est équivalent à une poutre continue sur 3 appuis dans la zone du lit d'ancrage. La poutre a une longueur de joint à joint, c'est à dire ayant la dimension d'un panneau (3 m), et elle est soumise à un chargement uniforme.

1^{er} lit d'ancrage.

Le chargement revenant au 1^{er} lit a une intensité de: $q = 20 \text{ t/m}$. Le schéma statique est le suivant:



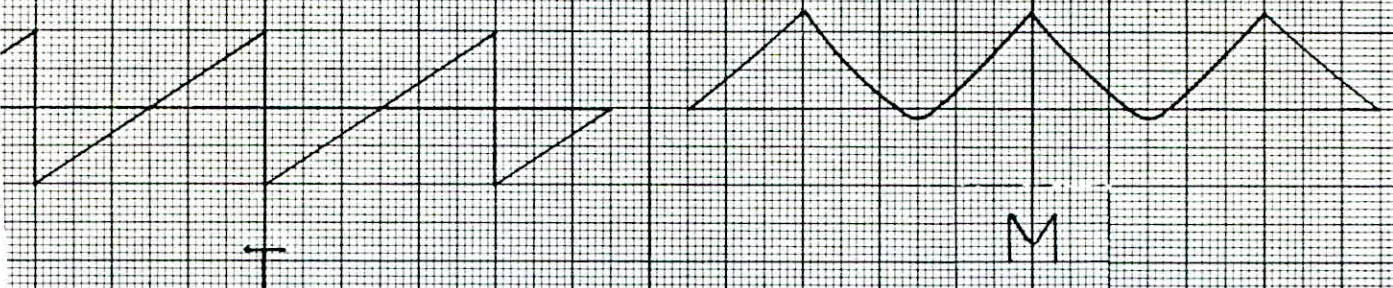
2^e lit d'ancrage.

Le chargement revenant au 2^e lit a une intensité de $q = 60 \text{ t/m}$. Le schéma statique est le suivant:



Diagrammes des efforts dans le sens
de la longueur

1^{ere} nappe



2^e nappe

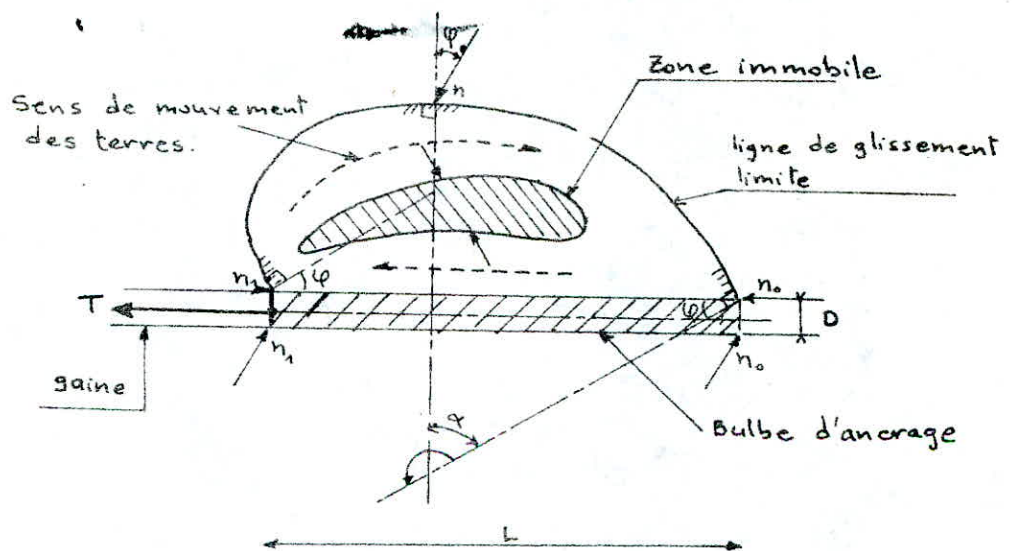


elle: Longueur: 1m → $\frac{1}{3}$ m
 T: 1cm → 100
 M: 1cm → 200

Verification du bulbe d'ancrage

L'utilisation de tirants précontraints présente un avantage indéniable puisque ce mode d'exécution constitue en lui même un essai permettant de vérifier sur le champ la capacité du bulbe d'ancrage. Le calcul permet d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur de l'effort compatible avec la sécurité vis à vis de la rupture du scellement. La méthode de calcul exposée dans l'ouvrage de G. Schneebeli donne des résultats concordants avec les essais réalisés dans la pratique.

Soit un bulbe d'ancrage soumis à un effort de traction T . Sous l'effet de T , le bulbe tend à se mettre en mouvement. Il se produit alors des glissements et la formation d'une zone plastique autour du bulbe. Cette ligne de glissement délimitant la zone plastique a l'allure de la forme ci-dessous :



La contrainte le long de la ligne de glissement est donnée par:

$$\eta = \eta_0 e^{2\alpha \operatorname{tg} \varphi} \quad \text{avec } \alpha = (\vec{n}_0, \vec{n})$$

En début de la longueur active la contrainte est donc:

$$\eta_1 = \eta_0 e^{2\pi \operatorname{tg} \varphi} \quad \text{avec } \alpha = (\vec{n}_0, \vec{n}_1) = \pi$$

La contrainte à adopter est la moyenne arithmétique de η_0 et η_1 :

$$\eta_m = \frac{\eta_0 + \eta_1}{2} = \eta_0 \frac{1 + e^{2\pi \operatorname{tg} \varphi}}{2}$$

Pour la détermination de η_0 , on suppose que grâce à l'injection du coulis, il se produit une contrainte de poussée en bout du tirant égale à :

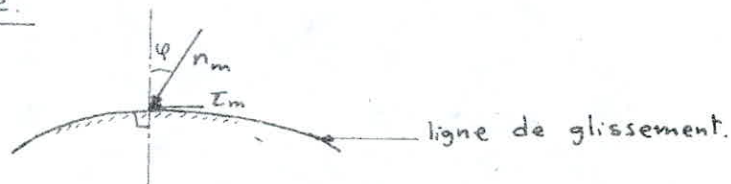
$$\eta_0 = \gamma \cdot z \cdot K_a$$

D'où :

$$\eta_m = K_a \frac{1 + e^{2\pi \operatorname{tg} \varphi}}{2} \gamma z$$

$$\boxed{\eta_m = K_a^* \gamma z} \quad \text{avec } K_a^* = K_a \frac{1 + e^{2\pi \operatorname{tg} \varphi}}{2}$$

Effort limite.



La contrainte de cisaillement z_m est :

$$z_m = \eta_m \sin \varphi$$

D'où l'effort limite d'arrachement T_φ :

$$\boxed{T_\varphi = \pi \cdot D \cdot L \cdot z_m = \pi \cdot D \cdot L \cdot K_a^* \cdot \gamma \cdot z \cdot \sin \varphi}$$

où :

D = Diamètre moyen du bulbe d'ancrage

L = Longueur active.

Application :

1^{er} tirant :

$$K_a^* = 3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = 1,5 \text{ t/m}^3 \\ z = 12 \text{ m} \\ L = 5 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow T_{\ell_1} = \pi \times 0,2 \times 5 \times 3 \times 1,5 \times 12 = 170 \text{ t}$$

$$D = 0,2 \text{ m}$$

L'effort dans le tirant est : $T_1 = 20 \sqrt{1 + t_g^2} \times 20 = 21,3 \text{ t}$

$$\rho_1 = \frac{T_{\ell_1}}{T_1} = \frac{170}{21,3} = 8$$

2^{em} tirant :

$$K_a^* = 3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = 1,5 \text{ t/m}^3 \\ z = 20 \text{ m} \\ L = 5 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow T_{\ell_2} = \pi \times 0,2 \times 5 \times 3 \times 20 \times 1,5 = 283 \text{ t}$$

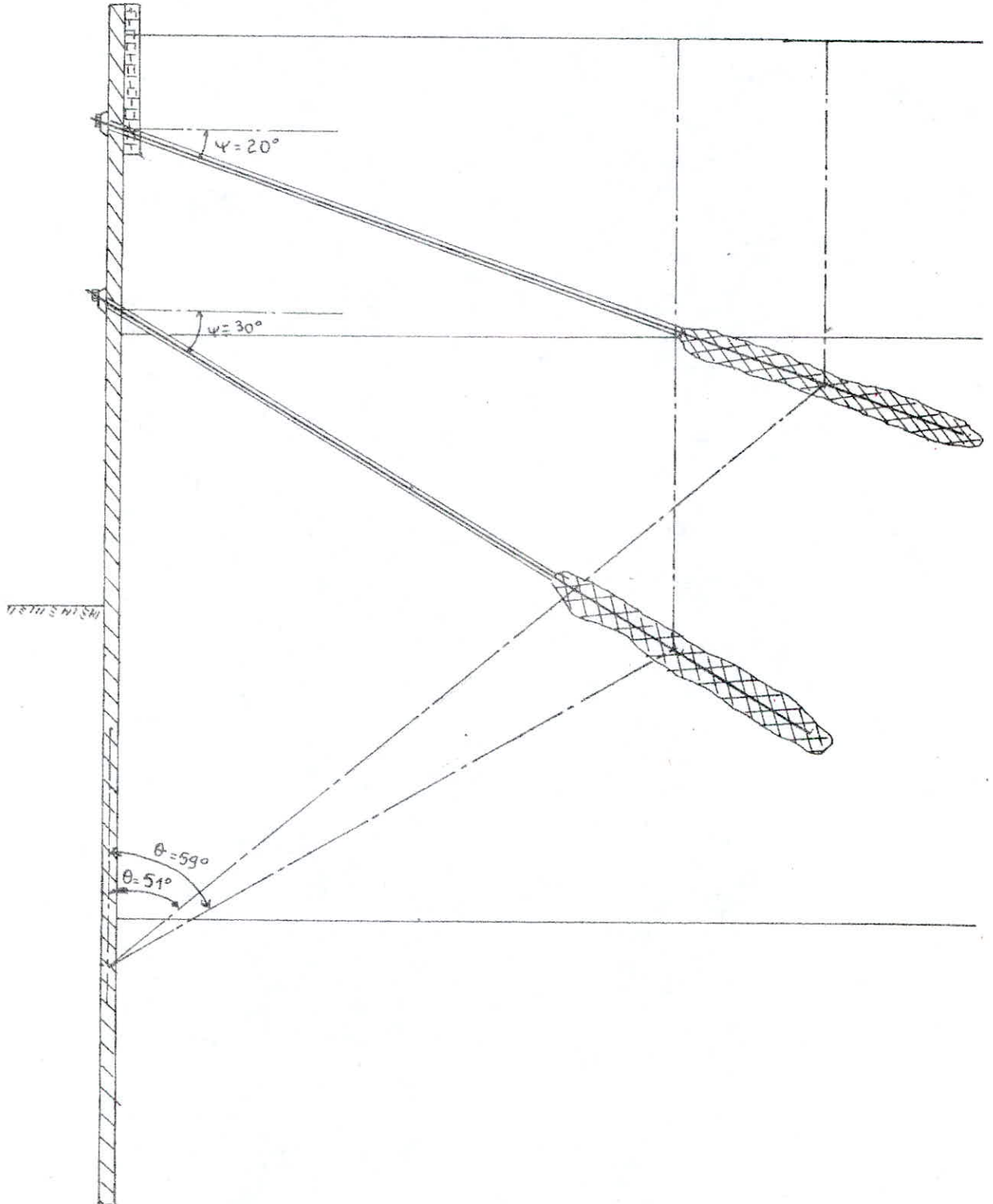
$$D = 0,2 \text{ m}$$

L'effort appliqué dans le tirant est : $T_2 = 60 \sqrt{1 + t_g^2} \times 30 = 69,3 \text{ t}$

$$\rho_2 = \frac{T_{\ell_2}}{T_2} = \frac{283}{69,3} = 4$$

Dans le premier cas, l'effort limite pouvant provoquer la rupture du scellement est huit fois supérieur à l'effort appliqué et dans le second cas, il est de quatre fois supérieur. Cette marge nous permet de conclure qu'on a une sécurité satisfaisante vis à vis de la rupture du bulbe d'ancrage.

Disposition finale de l'ouvrage



Conclusion

Nous avons montré que pour le genre de soutènement que nous avons étudié, l'équilibre limite ne pouvait régner sur toute la hauteur du mur. Ceci est d'autant plus vrai qu'à partir d'une certaine profondeur, le mur ne subit pratiquement aucune déformation. Et qui dit déformation dit contrainte. Donc si les contraintes sont nulles ou négligeable, ceci est en contradiction dans la supposition d'un équilibre plastique total.

Pour pouvoir terminer notre étude, nous avons été amené à admettre quelques approximations sur le comportement élastique du sol qui auraient nécessité des essais spéciaux

C'est pour cela que nous souhaitons voir les étudiants des promotions à venir s'intéresser à ce genre de problème afin d'apporter des compléments

