

61/86

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **genie civil**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Contribution

à l'étude du port de

Ziama Mansouriah

5 PLANCHES

Proposé par :

L.E.M

Etudié par :

r.kaced

s.kassoul

Dirigé par :

m.hamoutene

PROMOTION : **juin 1986**

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Au bout de ce long chemin, droit et sinueux, plat et abrupt, bordé de fleurs et aride, nous ne pouvons oublier ceux, qui, par leurs connaissances, leur présence, leur sourire, nous ont tirés de notre désarroi à chaque fois qu'il était nécessaire.

- Nos promoteurs pour tout le temps qu'il nous ont consacré et l'aide qu'il nous ont apportée :

- MM Abdelbaki et Hamoutène

- Nos professeurs pour ce qu'ils nous ont inculqués durant notre scolarité et en fin de cycle.

MM Bioud, Zeglache, Abdelguerfi

Mmes Guigova et Cherid

- Nos amis(es), sans lesquels nous n'aurions jamais eu assez d'énergie. Certains pour leur aide, d'autre pour leur soutien moral, nous les remercions doublement :

Morad, Ali, Samir, Nonor, Malek, Samia, Souhila, Rabia, M'hand, Braham, Haféda et son amie.

Nos remerciements vont aussi aux ingénieurs
du L.E.M : L'Hocine et Boudouma

DEDICACES.

Je dédie ce travail à

- Mes parents pour leur aide et leur amour.
 - Ma femme pour son soutien et pour avoir supporté d'être négligée quelque fois.
 - A mon futur bébé pour lequel je souhaite une bonne santé.
 - A mes sœurs et frère
- Sid Ahmed -

Je dédie ce modeste travail à

- Mes parents pour leurs amour et aide.
- A Nana pour m'avoir supporté tout le temps.
- A la mémoire de Saléha, qui, devant ce document, aurait drainé son khol sur ses joues en affichant son sourire, expression de son amour, symbole de mon bonheur.

- Rachid -

SOMMAIRE.



A - INTRODUCTION.

- I. Faisabilité économique
- II. Aménagement intérieur du port.
- III. Données du projet.

B - ETUDE HYDRAULIQUE

- I. Quelques connaissances utiles.
- II. Simulation
- III. Utilisation du modèle réduit.

C - QUAI EN BLOCS.

- I. Introduction
- II. Calcul des sollicitations
- III. Vérification de la stabilité du mur au glissement et au renversement
- IV. Fondation.
- V. Ferrailage de la poutre de couronnement.
- VI. Glissement d'ensemble.

D - QUAI SUR PIEUX.

- I. Description de l'ouvrage
- II. Prédimensionnement du pieu
- III. Dalle de la plateforme.
- IV. Poutre transversale.
- V. Poutre longitudinale
- VI. Calcul de la dalle de transition.
- VII. Ferrailage du pieu.

A - INTRODUCTION.

I - FAISABILITE ECONOMIQUE

La commune de Ziana Mansouriah est située sur la côte Est Algérienne dans la Wilaya de Jijel, à 40 Km à l'Ouest de Jijel et à 60 Km à l'Est de Bejaïa.

L'étude de faisabilité économique et financière d'aménagement d'un port de pêche à Ziana-Mansouriah a été faite par le bureau d'études :
WS ATKINS International.

Une première conclusion que nous faisons de ce rapport est : l'obligation d'investir et à brève échéance pour créer des possibilités d'emplois supplémentaires. Si nous ajoutons que les possibilités de création d'emplois d'ampleur significative dans les secteurs de production tels que l'agriculture et l'industrie sont malheureusement faibles ; vu le caractère montagneux des terres où la pente de la plupart des versants dépasse 15 à 20% et l'inexistence de gisements de minerai commercialement exploitable à l'intérieur, ou à proximité de la commune et si l'on procède par élimination, la conclusion apparaît clairement.

Le développement à moyen et à long terme de Ziana-Mansouriah doit être assis sur son unique ressource réelle, à savoir son site côtier dans une région de grande beauté naturelle. Les investissements locaux doivent s'attacher en priorité au développement des deux industries interdépendantes que sont la pêche et le tourisme.

L'aménagement d'installations portuaires appropriées capables de fournir les services nécessaires à une flottille de pêche et de plaisance est une condition essentielle pour la mise en œuvre de la stratégie de développement

II AMENAGEMENT INTERIEUR DU PORT

II.1 Aménagements existants

L'abri et les aménagements existants sont dans une zone naturellement abritée qui est protégée au nord par l'île Mansouriah, à l'Ouest par la baie gisant sous un mètre d'eau qui relie l'île à la côte et qui protège contre le vent du sud. La baie est composée à l'Est, mais le Cap El Aouana qui se trouve au Nord-Est, réduit l'arc d'exposition aux vagues venant des eaux profondes.

Un épi (jetée) de 55 m de long construit sur un terre plein de 12 m de largeur plus quelques hangars pour l'entreposage du matériel et une rampe de lancement à l'Ouest de la jetée constituent les aménagements existants à terre. La jetée permet l'accostage de petites unités et pendant les mois d'été elle offre une zone de mouillage protégée à un nombre restreint de petites unités.

Nous comprenons que durant les mois d'hiver les bateaux de pêches locaux sont halés sur la plage à l'Ouest de la jetée car les vents prédominants du Nord-ouest agitent la zone de mouillage.

II.2 Linéaire de quai requis

Dans les conditions idéales, toutes les unités devraient pouvoir accoster à quai pour charger les marchandises ou débarquer le poisson. Les contraintes physiques pesant sur l'aménagement du port ne permettent pas toujours de satisfaire cette condition qui, en outre, peut nécessiter un nombre excessif des postes d'accostage.

Il est donc souhaitable de prévoir un certain espace à cet effet pour faciliter la mise à bord des provisions, le débarquement du poisson et encourager les bateaux à amarrer, en dehors des opérations de mise à bord et de déchargement à l'extérieur des postes d'accostage ou le long des bateaux utilisant les postes à quai.

Sur la base des précisions de croissance de la flottille de pêche et de plaisance qui ont été établies, nous recommandons l'aménagement d'un linéaire de quai et de profondeur d'eau se répartissant comme suit :

Type d'unités.	Nombre en l'an 2000	longueur du quai	profondeur
Chalutiers	4	120 m	4,0 m
Sardiniers	15	150 m	3,0 m
Petits métiers	20	60 m	2,0 m
Bateaux de plaisance	50	40 m	2,0 m

Ces longueurs de quais offriront des postes d'accostages à quai pour 100% des chalutiers, 50% des sardiniers, 50% des petits métiers et 12% des bateaux de plaisance.

Une largeur de quai minimum de 10 m est jugée nécessaire par le bureau d'Etude pour assurer un accès suffisamment facile pour les véhicules ainsi qu'un espace pour le stockage temporaire du poisson et du matériel.

Il est inutile de prévoir une rampe de lancement convenant à des chalutiers puisqu'elle est prévue dans le programme d'agrandissement du port de Jijel. Par contre une petite rampe de lancement en béton sera aménagée à côté de la ca de construction pour les petites unités.

II.3 Dans la mer

Une profondeur de 400 m est nécessaire aux chalutiers. Comme notre port est de faible profondeur une opération de dragage s'impose.

Les reconnaissances géotechniques n'ont pas révélé la présence d'une strate rocheuse dans la limite de dragage possible. Toujours dans un souci d'économie nous proposons de réserver la région Nord-Est (vers le large) à l'accostage des chalutiers car c'est une région plus profonde.

III DONNEES DU PROJET

III.1 Données géotechniques

Le rapport de sol qui nous a été remis par le L.E.M ne contenait aucune donnée susceptible d'être exploitée directement (pas de triaxial ni essai in situ...) Pour cela, ajoutés à ce dernier nous avons regardé les descriptions des carottes faites par un ingénieur du L.E.M et avec la bibliographie que nous avons pu avoir, nous avons pu faire une coupe type du sol.

III.2 Caractéristiques du sol

- a) Caractéristiques à court terme $\varphi = 0^\circ$ $c = 40 \text{ t/m}^2$
- b) Caractéristiques à long terme $\varphi = 30^\circ$ $c = 7 \text{ t/m}^2$
- c) Caractéristiques des matériaux de remblayage

Matériaux	$\delta (\text{KN/m}^3)$	$\delta' (\text{KN/m}^3)$	φ	c
Remblais rocheux	22	11	35	0
Tout Venant	17	11	32	0
Sable	18	10	36	0

IV CONTRAINTES DU BÉTON

IV.1 Eléments coulés en place

Dosage 350 Kg/m^3 CPA 325 $\sigma'_{28} = 270 \text{ b}$

Contraintes de compression admissibles $\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \delta \epsilon \sigma'_{28}$

$\alpha = 1$ $\gamma = 1$ $\delta = 0,6$ (Flexion simple F.S)

$\beta = \begin{cases} 5/6 & \text{non contrôlé} \\ 1 & \text{contrôlé} \end{cases}$ d'où $\bar{\sigma}'_b = 162 \text{ b}$ contrôlé

$\sigma'_b = 135 \text{ b}$ non contrôlé

Contraintes de traction admissibles $\bar{\sigma}_b = \beta_b \sigma'_{28}$

$\beta_b = \alpha \beta \delta \theta$ avec $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$ $\theta = 0,0258$

d'où $\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ b}$ non contrôlé

$\sigma_b = 6,97 \text{ b}$ contrôlé

IV.2 Blocs évidés

Dosage 250 Kg/cm^3

CPA 325

$\epsilon'_{28} = 180 \text{ b}$

$$\bar{\epsilon}'_b = 108 \text{ b} \quad (\text{flexion simple})$$

$$\bar{\epsilon}_b = 5,34 \text{ b} \quad (\text{Traction})$$

B. ETUDE HYDRAULIQUE.

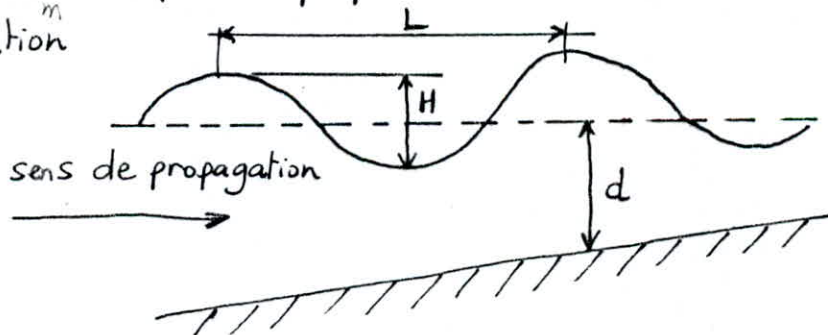
I. Quelques connaissances utiles

I.1 Définition de la houle

Le vent balayant la surface de la mer provoque la formation d'ondulation plus ou moins irrégulières appelées vagues ou lames. Ce phénomène tend à se régulariser et donne naissance à un mouvement caractérisé par une série d'ondulation cylindrique équidistantes se propageant en surface avec une célérité constante " c " perpendiculaire aux crêtes. L'ensemble de ces ondulations est appelé "houle"

I.2 - Caractéristiques de la houle

- Amplitude ou hauteur de creux désignée par " H "
- Longueur d'onde " L "
- Période " T "
- Vitesse moyenne de propagation des crêtes ou célérité " c "
- Cambrure " H ", rapport entre l'amplitude et la longueur d'onde (H/L)
- Direction des lames qui est perpendiculaire aux crêtes dans le sens de la propagation



I.3 Observation de la houle

La houle réelle n'est pas le phénomène ondulatoire simple décrit par la théorie élémentaire. La houle pure n'existe que très rarement, on rencontre en général des ensembles de houles complexes constituant des trains de vagues dont l'étude est un problème de statistique.

Les méthodes d'observation de la houle sont diverses et plus ou moins pratiques

Elles se présentent comme suit :

- Le mat de houle.
- Les méthodes optiques
- Les houlographes à ultra-son
- Les houlographes à pression
- Les bouées

I.4 - Déformations de la houle au cours de sa propagation

A l'approche du rivage et des ouvrages, la propagation de la houle est modifiée par réfraction, diffraction, réflexion ou déferlement.

Le déferlement de la houle est la destruction partielle ou totale des vagues due essentiellement à :

- * La diminution de la profondeur "d" ce qui entraîne une réduction de la longueur d'onde
- * Un accroissement local du creux
- La réfraction de la houle est la déformation en plan des crêtes, due essentiellement à la variation de célérité de la houle lorsque celle-ci se propage dans un milieu à profondeur variable.
- Lorsque la houle aborde une paroi imperméable, elle se réfléchit partiellement. La houle réfléchie, en se combinant à la houle incidente, donne naissance à des oscillations stationnaires appelées clapotis
- Lorsque un ouvrage n'arrête qu'une partie du front de houle, des oscillations se manifestent derrière l'ouvrage. La houle contourne l'obstacle, elle diffracte.

II - SIMULATION.

L'étude de la configuration d'un port doit souvent faire appel à des études sur modèle réduit qui diffèrent suivant le type de problème à examiner.

On distingue Les modèles physiques, les modèles mathématiques et les modèles de simulation du comportement d'un navire.

Un modèle dans sa définition la plus large est une représentation d'un objet état de fait ou événement.

Le modèle réduit exprime l'idée toute simple de voir en petit ce qui se passe en grand.

Dans le cadre d'une étude, le dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage hydraulique est d'abord fait en se basant sur des formules théoriques ou empiriques soit sur l'expérience d'ouvrages analogues existants. Toutefois, ceci est quelquefois insuffisant, ce qui nous pousse à utiliser les modèles réduits.

II.1 - Application à l'hydraulique maritime

Dans le domaine maritime le modèle réduit intervient pour résoudre les problèmes concernant essentiellement l'implantation et le dimensionnement des ouvrages de protection.

Il existe différents types de modèles, notamment les modèles à fond fixe et les modèles à fond mobile.

Pour le port de Ziana-Mansouriah, le L.E.M a construit un bassin à houle (modèle à fond fixe)

II.2 - Bassin à houle

Le modèle de l'ouvrage de protection est construit sur un fond dur suivant la bathymétrie du site.

Il va nous permettre

- d'implanter d'une façon optimale les ouvrages de protection en fonction des critères d'agitation résiduelle admissible au niveau de quais et de la passe d'entrée.
- de chercher des périodes de résonance du bassin afin de déterminer la géométrie définitive de ce dernier et éviter ainsi les causes de rupture des câbles d'amarrage des navires sensibles aux périodes longues

- de tester les points singuliers des ouvrages de protection (coudes, musoirs) et la sensibilité de ces points à différentes incidences de houle.

II.3 - Lois de simulation hydrodynamique

Dans notre domaine on ne parlera que de similitude dynamique.

La loi de simulation que l'on utilise est celle de Froud qui s'exprime par

$$\frac{V_m}{V_n} = \sqrt{\frac{L_m}{L_n}}$$

V_m, L_m vitesse et longueur d'onde en nature

V_n, L_n vitesse et longueur d'onde en modèle

ou bien

$$\frac{V_m}{\sqrt{g L_m}} = \frac{V_n}{\sqrt{g L_n}} = F_r$$

Pour passer du modèle réduit à la nature nous avons les échelles suivantes

Echelle du temps : $\sqrt{\lambda}$

Echelle des vitesses : $\sqrt{\lambda}$

Echelle des débits : $\lambda^{5/2}$

Echelle des accélérations : 1

Echelle des forces : λ^3

Echelle des pressions : 1

III - Utilisation du modèle réduit

III.1 - Données de base

Il faut connaître la configuration de l'aménagement, la topographie du site côtier, la bathymétrie des fonds naturels au large de l'ouvrage et enfin le climat de la houle

III.2 - Choix de l'échelle et condition aux limites

Les échelles sont en général comprises entre $1/60$ et $1/50$ et dépendent aussi des conditions aux limites du modèle.

Les conditions aux limites doivent être fixées d'une manière précise grâce à des calculs de réfraction / diffraction par exemple et éviter

les problèmes parasites de réflexion ou de résonance liés à la construction du modèle qui n'existeraient pas en nature.

III.3 - Aménagement du modèle

Sur la base des données précédentes nous représentons le plus précisément que possible l'ouvrage.

On met en place l'installation servant à commander le générateur de houle à l'extérieur du modèle ainsi que le générateur.

Le batteur quant à lui est placé dans l'eau sans qu'il soit fixe pour pouvoir générer la houle dans les différents sens qui nous intéressent.

Selon le besoin, la technique actuelle nous permet de générer un train de vagues constant ou non.

III.4 - Mesures à effectuer

La mesure d'agitation résiduelle au niveau de la passe d'entrée et des quais d'amarrage est en général suffisante.

Nous regarderons en particulier la stabilité de la carapace du brise-lames.

Cette carapace est constituée de blocs naturels ou non.

III.5 - Prédimensionnement des blocs

Le prédimensionnement des blocs se fait à l'aide de la formule de HUDS

$$W = \frac{\rho_c H^3}{K_0 \left(\frac{\rho_c}{\rho_w} - 1 \right)^3 \operatorname{tg} \alpha}$$

W: Poids du bloc utilisé

H: hauteur de la houle incidente

K_0 : coefficient de stabilité lié au type de b

ρ_c : densité du béton

ρ_w : densité de l'eau

α : angle du profil

Nous remarquons que dans certains cas nous aurons besoin de blocs de très grand poids qui n'existent pas dans la nature.

Nous serons appelés alors à utiliser des blocs artificiels (tétrapodes, dolos cubes rainurés...).

III.6 Ce qui se fait sur le modèle réduit

III.6.1 Calibrage

On représente le site naturel sur lequel on fait le calibrage qui consiste à faire correspondre une division ou unité de signal émis à une hauteur de houle. Cette opération se déroule de la manière suivante:

On envoie un signal électrique par le générateur de houle au servo-valve qui actionne le batteur.

Le mouvement de l'eau crée une variation d'inductance au niveau des sondes qui envoient un signal au microprocesseur via un amplificateur qui nous donne sur listings, les hauteurs de houles aux différents points du bassin où nous avons déposé au préalable des sondes.

Ainsi avec les valeurs des signaux envoyés et celles des hauteurs de houle nous pouvons trouver la hauteur à laquelle correspond par exemple un signal émis de 1 mV. Ces résultats vont nous permettre d'obtenir une croissance régulière à la hauteur de la houle lors des essais sur le por

III.6.2 Essais sur le modèle du port

Nous représentons d'abord avec un très grand soin tout le port, nous donnerons ensuite à chaque élément (profondeur, pente des enrochements, rayon des coudes, ...) une attention particulière car une différence même petite de la réalité, peut être un élément qui faussera les résultats, on vérifiera donc régulièrement la fidélité de la représentation. Le matériel est disposé de même façon que l'opération de calibrage. Maintenant qu'on peut contrôler les valeurs des hauteurs de la houle, nous allons la faire croître progressivement et on notera à chaque fois nos remarques sur le comportement de la houle au niveau de la passe ainsi que la houle résiduelle à l'intérieur du port.

Lors d'un endommagement des ouvrages de protection ou d'une houle résiduelle très importante susceptibles de détériorer les ouvrages intérieurs du port, nous renforcerons la carapace de protection (augmentation du poids des blocs) - ou bien nous déplacerons la passe.

Une autre solution est que lorsque on atteint la hauteur critique, on pourra éventuellement l'augmenter de 20% de sa valeur pour vérifier qu'il n'y a pas de surdimensionnement des ouvrages et aussi pour une raison de sécurité.

Remarques

- 1/ Le batteur de houle étant limité par les dimensions du modèle et par sa propre dimension, il faudra canaliser la houle dans la bonne direction en mettant des panneaux aux extrémités du batteur et perpendiculairement à celui-ci.
- 2/ Une partie de la houle peut passer derrière le batteur. Pour éviter de créer des effets de parasites, il faudra penser à mettre des dissipations de houle derrière le batteur.

C. MUR DE QUAI EN BLOC DE BÉTON

I Introduction

I.1 Description du quai

Le quai sera fait en un mur de blocs préfabriqués, en forme de I et laissant apparaître un exèdement latéral entre eux.

Cet exèdement sera rempli par du tout venant de carrière.

Chaque pile, constituée de 3 blocs est fondée sur une assise en pierre.

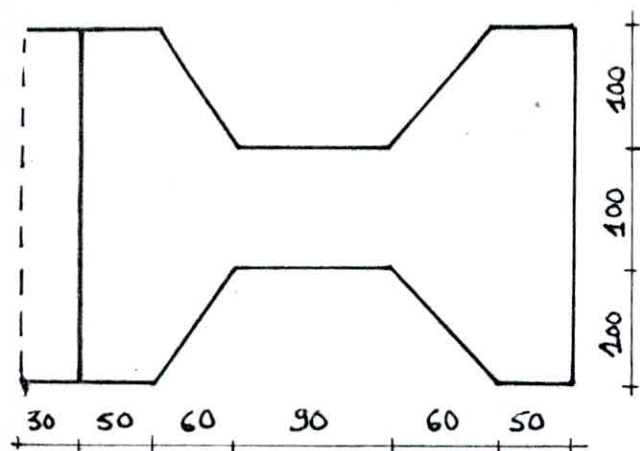
La hauteur de ce mur est de 6,5m, qui se subdivisera en 5m de profondeur et 1,5m au dessus de la surface libre.

Les blocs sont couronnés par une poutre en béton armé dont la section transversale a une largeur de 2,90m et une hauteur de 1m. Cette poutre donne un front d'accostage rectiligne.

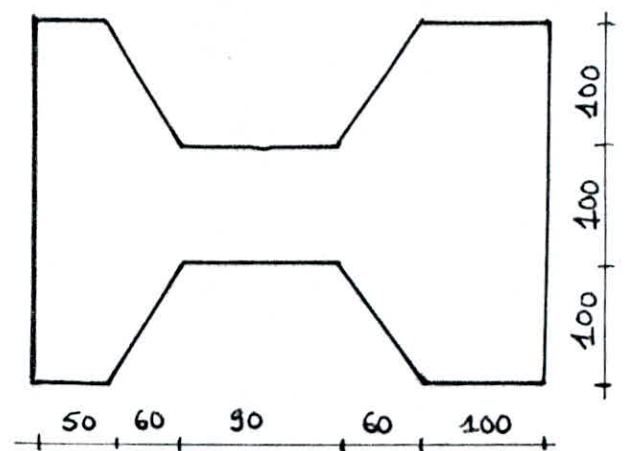
I.2 Prédimensionnement des blocs.

Il n'existe pas de méthodes spéciales pour le prédimensionnement des blocs, les dimensions des blocs sont limitées par le matériel de levage de celles-ci.

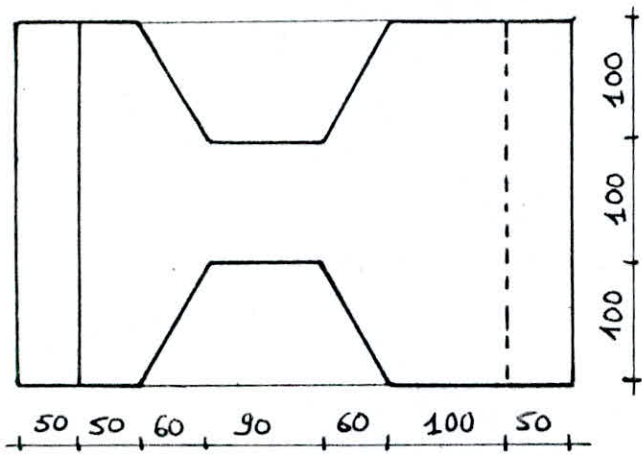
L'expérience aussi, joue un très grand rôle dans ce domaine, c'est pourquoi nous avons utilisé le type de blocs proposés par le L.E.M, et après plusieurs itérations, nous proposons les blocs suivants:



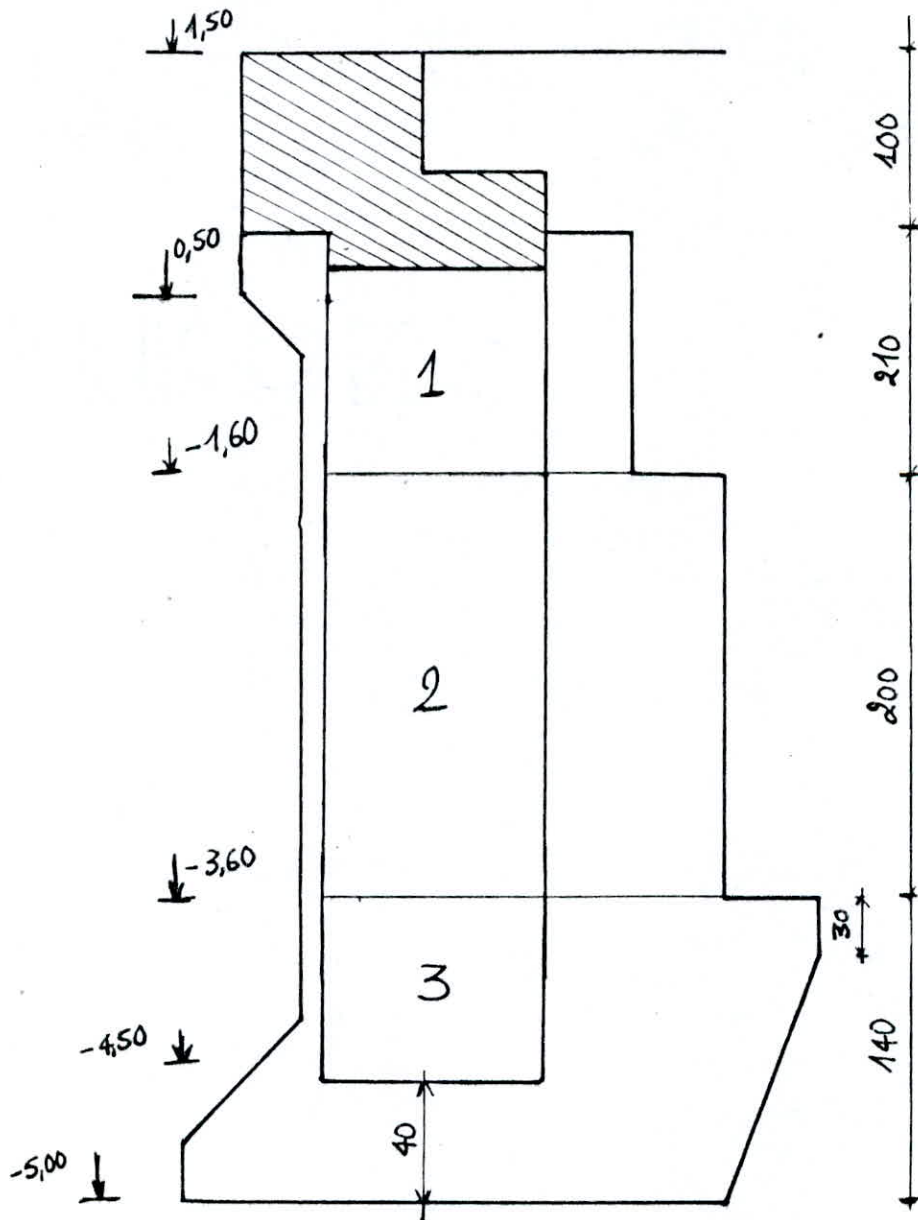
bloc type 1



bloc type 2



bloc type 3



I.3 Procédé de mise en place des blocs

Les blocs de béton sont fabriqués, empilés les uns sur les autres.

L'empilage peut s'effectuer par assises imbriquées ou par piles juxtaposées. Les assises imbriquées permettent d'assurer une meilleure répartition des efforts locaux provenant d'un faible tassement de la fondation, ou d'une légère variation de la réaction des amarres, par contre les piles juxtaposées permettent une reprise assez facile de l'ouvrage en cas de désord

II Calcul des sollicitations

II.1 Efforts agissants sur l'ouvrage

a) Efforts horizontaux

α) Pousse des terres et des surcharges

β) Efforts d'amarage

γ) Efforts d'accostage

δ) Efforts sismiques

b) Efforts verticaux

α) Poids propre des blocs

β) Poids propre du tout-venant

γ) Surcharges dues à la superstructure du quai

c) Effets de la houle

L'ouvrage étant à l'intérieur du port, ce dernier est protégé par des brises lames. Il en résulte que la houle est de très faible amplitude à l'intérieur du port et que son effet est négligeable.

On raisonnera donc en considérant que l'eau est statique.

d) Effets de la marée

Le niveau Algérien est $Z_H + 0,30$ m, c'est une faible amplitude et on raisonnera en considérant que le niveau d'eau est constant.

II.2 Poussee des terres et des surcharges

L'ouvrage étant considéré comme un mur de soutènement gravitaire.

Schéma de Boussinesq

Un remblais de poids volumique γ exerce sur un mur de hauteur h , une pression $P = K_s \cdot \gamma \frac{h^2}{2}$

Son point d'application est situé au tiers inférieur du parement

$$K_s = K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

K_a : coefficient de poussée

φ : angle de frottement du remblais

a) Calcul du coefficient de poussée pour chaque niveau

niveau	+0,5	-1,6	-3,6	-5,0
$\varphi(^{\circ})$	35°	32°	32°	32°
K_a	0,27	0,30	0,30	0,30

b) Expression des contraintes pour chaque niveau

- Contraintes dues au remblais

$$\sigma_i = \sum_i K_{ai} \gamma_i h_i$$

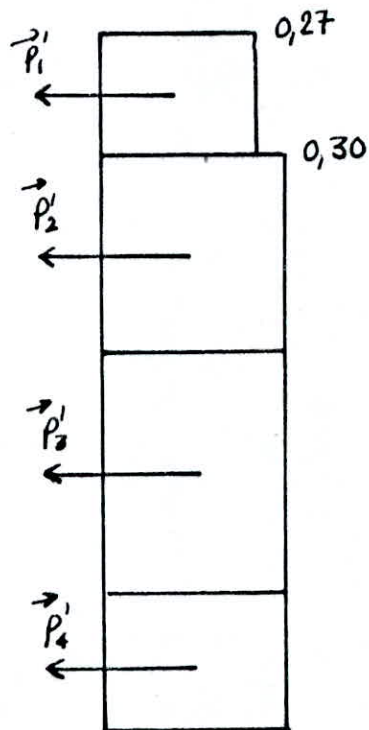
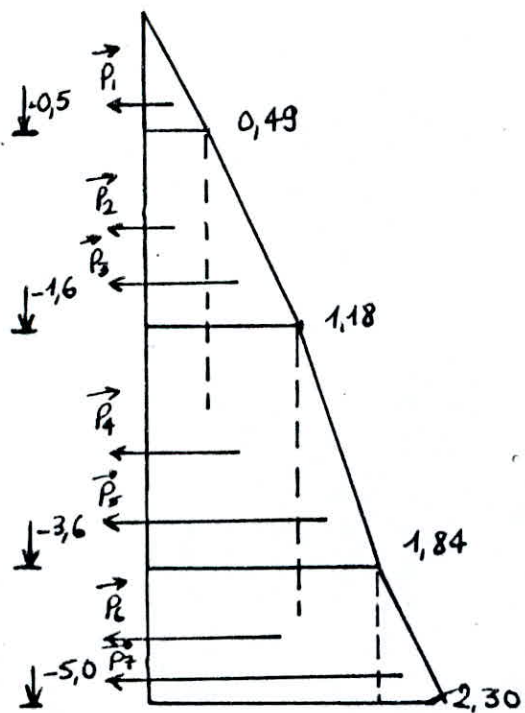
niveau	+0,5	-1,6	-3,6	-5,0
σ (t/m ²)	0,49	1,18	1,84	2,30

- Contraintes dues aux surcharges

$$s = 1 \text{ t/ml}$$

$$\sigma = K_a \cdot s$$

niveau	+0,5	-1,6	-3,6	-5,0
σ	0,27	0,30	0,30	0,30



" Contraintes dues aux surcharges "

c) Expression des poussées pour chaque niveau

niveau	Poussée des terres (t)	Bras de levier (m)	Moment (t.m)	Poussée des surcharges	Bras de levier (m)	Moment (t.m)
+0,5	$P_1 = 0,25$	0,33	0,082	$P'_1 = 0,27$	0,50	0,14
-1,6	$P_1 = 0,25$	2,43	0,61	$P'_1 = 0,27$	2,6	0,70
	$P_2 = 1,03$	1,05	1,08	$P'_2 = 0,63$	1,05	0,66
	$P_3 = 0,72$	0,70	0,50			
	<u>2,00</u>		<u>2,19</u>	<u>0,9</u>		<u>1,36</u>
-3,6	$P_1 = 0,25$	4,43	1,11	$P'_1 = 0,27$	4,6	1,24
	$P_2 = 1,03$	3,05	3,14			
	$P_3 = 0,72$	2,70	1,94	$P'_2 = 0,63$	3,05	1,92
	$P_4 = 2,36$	1,00	2,36			
	$P_5 = 0,66$	0,67	0,44	$P'_3 = 0,6$	1	0,6
	<u>5,02</u>		<u>8,96</u>	<u>1,5</u>		<u>3,76</u>
-5,0	$P_1 = 0,25$	5,83	1,46	$P'_1 = 0,27$	6	1,62
	$P_2 = 1,03$	4,45	4,58			
	$P_3 = 0,72$	4,10	2,95	$P'_2 = 0,63$	4,45	2,80
	$P_4 = 2,36$	2,40	5,66	$P'_3 = 0,60$	2,40	1,44
	$P_5 = 0,66$	2,07	1,35			
	$P_6 = 2,58$	0,70	1,81	$P'_4 = 0,42$	0,70	0,30
	$P_7 = 0,32$	0,47	0,15			
	<u>7,89</u>		<u>17,96</u>	<u>1,92</u>		<u>6,15</u>

II.3 Forces d'amarrages

Les amarres sont "frappées" sur des bollards fixés sur le quai, auxquels elles imposent des efforts qui dépendent:

- De l'action du vent
- De l'action des courants sur la careène
- De l'action de l'agitation du plan d'eau

Ces efforts ont le caractère de forces concentrées, mais leur action peut être répartie sur l'ouvrage par la poutre de couronnement

Ces efforts ont pour direction celles des amarres et dépendent donc des conditions locales, des caractéristiques des navires et de leurs amarrages

Vu les caractéristiques des navires fréquentant le port, on prend:

$$F_a = 15 \text{ t par bollard}$$

Les bollards sont placés tous les 10 m, ce qui donne $f_a = 1,5 \text{ t/ml}$

Tableau donnant les moments dus aux forces d'amarrage pour chaque niveau

niveau (m)	Forces (t)	Bras (m)	Moment (tm)
+0,5	1,50	1,00	1,50
-1,6	1,50	3,10	4,65
-3,6	1,50	5,10	7,65
-5,0	1,50	6,50	9,75

II.4 Efforts verticaux

Ce sont les efforts stabilisants la structure. C'est le poids des blocs, des terres et du remblais de remplissage.

A ces différents poids, on retranche la poussée d'Archimède.

Tableau donnant les forces verticales et leur moment pour chaque niveau

niveau	Poids des matériaux (t)	Bras (m)	Moment (tm)
+0,5	superstructure: 4,88	1,08	5,27
	terres : 1,17	1,95	2,28
	6,05	1,25	7,55
-1,6	6,05	1,25	7,55
	terres : 0,9	2,85	2,57
	remblais: 2,31	1,55	3,58
	bloc N° 1 : 6,04	1,55	2,36
	15,3	1,51	23,06
-3,6	15,3	1,51	23,06
	Terres : 1,16	3,35	3,89
	Terres : 0,90	3,35	3,02
	remblais: 2,20	1,55	3,41
	bloc N° 2 : 7,12	1,90	13,53
	26,68	1,76	46,91
-5,0	26,68	1,76	46,91
	terres : 2,26	3,85	8,70
	terres : 0,90	3,85	3,47
	remblais: 1,10	1,55	1,71
	bloc N° 3 : 5,44	1,89	10,28
	36,38	1,96	71,30

II.5 Efforts sismiques

La méthode la plus utilisée pour ce genre d'ouvrage est celle de MONONOBÉ-OKABE. Cependant le règlement Américain préconise une méthode très simple qui consiste à majorer la pression des terres de 20% et de prévoir une force horizontale à $\frac{2}{3}$ de la base du mur égale à 20% du poids du mur.

Tableau donnant les forces sismiques et la majoration de la pression des terres pour chaque niveau

niveau	force sismique	bras (m)	Moment (tm)	Poussée sismique des terres	
				Forces	Moment
+0,50	0,98	0,67	0,66	0,30	0,10
-1,60	2,65	2,07	5,48	2,40	2,63
-3,60	4,50	3,40	15,30	6,03	10,75
-5,00	5,82	4,33	25,20	9,47	21,55

III Vérification de la stabilité du mur au glissement et au renversement

- Exemple de calcul pour le niveau -5,00 m

a) $G+1,5P$

* Moment stabilisant $M_s = 71,30 \text{ tm}$

* Force verticale $V = 36,30 \text{ t}$

* Moment renversant

$$M_r = M_{\text{poussée des terres}} + 1,5 (M_{\text{force d'amarrage}} + M_{\text{poussée des surcharges}})$$

$$M_r = 17,96 + 1,5 (9,75 + 6,15)$$

$$M_r = 41,81 \text{ tm}$$

* Force horizontale

$$H = F_{\text{poussée des terres}} + 1,5 (F_{\text{amarrage}} + F_{\text{poussée des surcharges}})$$

$$H = 7,89 + 1,5 (1,5 + 1,92)$$

$$H = 13,02 \text{ t}$$

* Vérification au renversement

$$\frac{M_s}{M_2} = 1,70 > \bar{\beta}_s = 1,5$$

* Vérification au glissement

$$\frac{V}{H} = 2,79 > \bar{\beta}_s = 1,5$$

b) G+P+SI

* $M_s = 71,30 \text{ tm}$

$V = 36,38 \text{ t}$

* $M_2 = M_{\text{force sismique}} + M_{\text{poussée sismique des terres}} + M_{\text{poussée des surcharges}} + M_{\text{force d'amarrage}}$

$$M_2 = 25,20 + 21,55 + 6,15 + 9,75 = 62,65 \text{ tm}$$

* $H = \text{force sismique} + f_{\text{poussée sismique des terres}} + f_{\text{poussée des surcharges}} + f_{\text{amarrage}}$

$$H = 5,82 + 9,47 + 1,92 + 1,5 = 18,71 \text{ t}$$

* Vérification au renversement

$$\frac{M_s}{M_2} = 1,14 > \bar{\beta}_s = 1,0$$

* Vérification au glissement

$$\frac{V}{H} = 1,94 > \bar{\beta}_s = 1,0$$

La stabilité au glissement et au renversement de l'ensemble est vérifiée.

Nous reporterons sur le tableau suivant, les coefficients de sécurité vis à vis du glissement et du renversement pour chaque niveau

niveau		$M_1(\text{km})$	$M_2(\text{km})$	$V(t)$	$H(t)$		\bar{f}_s	Observation
+0,5	G+1,5P	7,55	2,55	6,05	2,91	$V/H = 2,07$ $M_1/M_2 = 2,96$	1,5 1,5	stabilité vérifiée stabilité vérifiée
	G+P+SI	7,55	3,2	6,05	3,05	$V/H = 1,98$ $M_1/M_2 = 2,35$	1,0 1,0	stabilité vérifiée stabilité vérifiée
-1,6	G+1,5P	23,06	11,20	15,3	5,60	$V/H = 2,73$ $M_1/M_2 = 2,05$	1,5 1,5	stabilité vérifiée stabilité vérifiée
	G+P+SI	23,06	14,12	15,3	7,45	$V/H = 2,05$ $M_1/M_2 = 1,63$	1,0 1,0	stabilité vérifiée stabilité vérifiée
-3,6	G+1,5P	46,91	26,08	26,28	9,52	$V/H = 2,76$ $M_1/M_2 = 1,79$	1,5 1,5	stabilité vérifiée stabilité vérifiée
	G+P+SI	46,91	37,46	26,28	13,58	$V/H = 1,93$ $M_1/M_2 = 1,25$	1,0 1,0	stabilité vérifiée stabilité vérifiée
-5,0	G+1,5P	71,30	41,81	36,38	13,02	$V/H = 2,79$ $M_1/M_2 = 1,70$	1,5 1,5	stabilité vérifiée stabilité vérifiée
	G+P+SI	71,30	62,65	36,38	18,71	$V/H = 1,94$ $M_1/M_2 = 1,14$	1,0 1,0	stabilité vérifiée stabilité vérifiée

IV Fondation

IV.1 Introduction

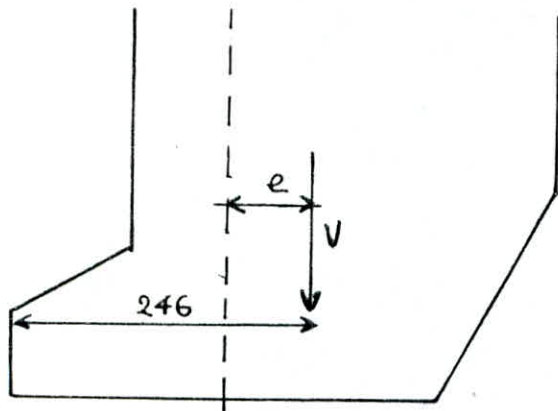
Quelque soit les caractéristiques du terrain de fondation, les ouvrages en bloc de béton sont toujours fondés sur une assise en pierre. Cette assise permet:

- d'offrir une surface régulière à la base du mur.
- de supporter au niveau même de la fondation des contraintes localement élevées.
- de répartir les contraintes et de les réduire progressivement au niveau inférieur.

L'assise doit être prolongée en avant et en arrière du mur pour améliorer la répartition des contraintes et réduire le risque d'effoulement du mur par un dragage accidentellement bas ou par le remous dû aux hélices des navires.

IV.2 Calcul des contraintes sous la fondation

En général aucune traction au niveau du sol de fondation n'est admise (c'est-à-dire que la résultante V des forces verticales doit passer par le tiers central de la semelle avec $B/6 > e$) où B est la largeur de la fondation et e désigne l'excentricité de la charge.

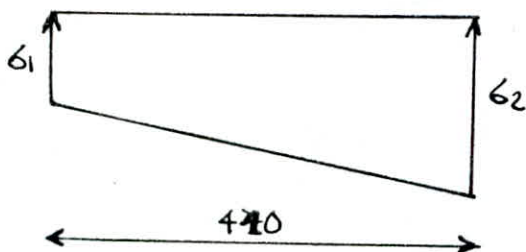


$$e = 246 - 205 = 41 \text{ cm} < \frac{B}{6}$$

donc pas de zone de traction

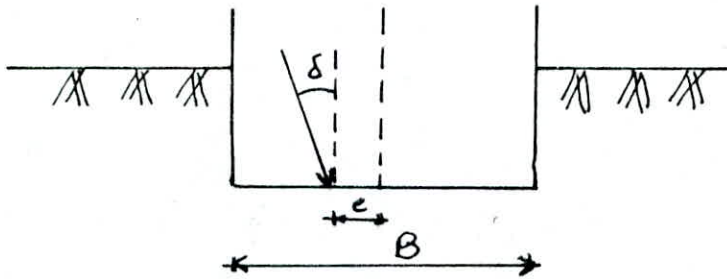
$$\sigma_1 = \frac{V}{100B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) = 0,36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{100B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) = 1,46 \text{ Kg/cm}^2$$



IV.3 Vérification de la capacité portante

a) Rupture par glissement



L'étude théorique de la stabilité d'un sol homogène sous charges inclinées et excentrées conduit au résultat suivant :

$$\bar{q} = q_0 + \frac{0,5 \bar{B} \gamma N_{\gamma} i_{\gamma} \delta + q_0 (i_q N_q - 1) + c N_c i_c}{F}$$

- q_0 : poids des terres au dessus de la surface considérée
- N_{γ}, N_q et N_c : coefficients des termes de profondeur, de surface et de cohésion
- i_q, i_{γ}, i_c : coefficients correcteurs de N_q, N_{γ} et N_c
- F : coefficient de sécurité
- \bar{B} : $\bar{B} = B - 2e$ largeur effective de la semelle
- \bar{q} : pression admissible sur le sol.

Application

On fera la vérification de portance pour :

- Le sol (1) : assise en pierre
- Le sol (2) : schiste
- Caractéristiques des sols :

sol		γ	φ	c (bar)	N_γ	N_q	N_c
sol (1): assise		1,0	40°	0	113	64,2	/
sol (2) schiste	court terme	1,5	0	4	/	/	
	long terme	1,5	28°	0,7	16,1	14,7	25,8

- Efforts défavorables à considérer

combinaison	Effort vertical $V(t)$	Effort horizontal (H)	$s = \tan^{-1}(V/H)$	e (mm)	$\bar{B} = B - 2e$	q (kg/cm ²)
G+P	37,38	12,93	19,08°	0,41	3,28	1,13
G+P+SI	37,38	20,65	28,92°	0,41	3,28	1,13

Vérification de la portance du sol :

combinaison	sol		Z_s (kg/cm ²)	q (kg/cm ²)	Observation
G+P	sol (1)		2,36	1,13	portance vérifiée
	sol (2)	court terme	4,30	1,13	portance vérifiée
		long terme	4,05	1,13	portance vérifiée
G+P+SI	sol (1)		1,79	1,13	portance vérifiée
	sol (2)	court terme	6,41	1,13	portance vérifiée
		long terme	5,89	1,13	portance vérifiée

b) Rupture par poinçonnement

La vérification au risque de poinçonnement ne doit être effectuée que dans l'hypothèse d'un sol non consolidé présentant un risque de tassement important, et si en particulier l'ouvrage étudié permet de réaliser une mise en charge progressive du sol de fondation.

On peut ne pas tenir compte de cette vérification.

Il faut cependant vérifier que le mode de construction de l'ouvrage permet de réaliser la consolidation du sol, moyennant un tassement appréciable sans dommage pour l'ouvrage, ou en acceptant une reprise de l'ouvrage après tassement. C'est le cas de l'ouvrage étudié.

V. Calcul des Tassements:

Pour calculer les tassements du sol sous l'action des charges extérieures, on doit évaluer préalablement la valeur des pressions effectives, en chaque point du milieu sur un élément de surface horizontale, avant et après chargement.

Pour le faire, on utilise la formule de Boussinesq

$$\Delta \sigma = \frac{3q \, dA \cdot \cos^5 \theta}{2\pi z^2} \quad (\text{cas, d'une charge uniformément répartie})$$

Les essais à l'œdomètre n'ont pas été effectués, on calculera donc les tassements à l'aide de la formule de SKEMPTON

$$C_c = 0,009(W_L - 10) \quad W_L: \text{limite de liquidité}$$

puis de déduire la valeur du tassement, qui est pour une couche de hauteur h .

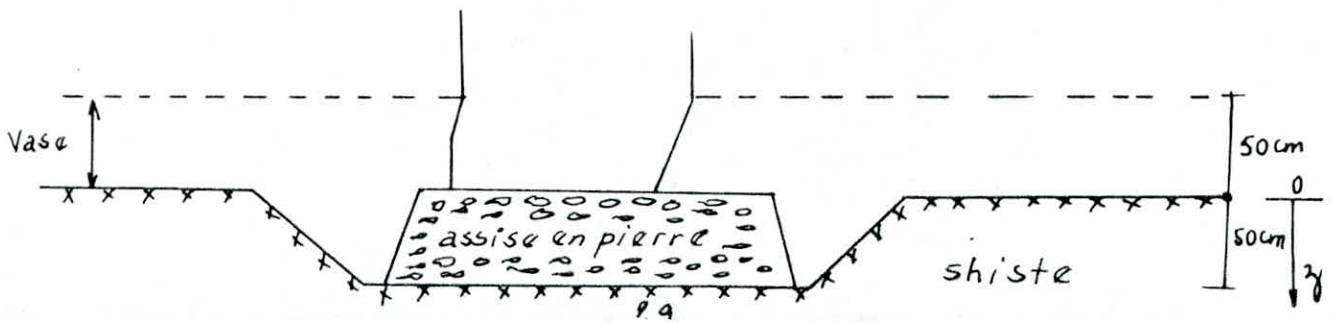
$$\Delta h = h \frac{C_c}{1+e} \log \left(1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma} \right) \quad \Delta \sigma: \text{augmentation des contraintes.}$$

σ : contrainte initiale dans le sol.

- Calcul

Détermination des contraintes.

Calcul des contraintes initiales dans le sol.



$$\begin{aligned}\sigma_0 &= 50 \times 1000 \times 10^{-6} + 15 \cdot 10^{-4} z \\ &= 0,05 + 15 \cdot 10^{-4} z \quad (\text{Kg/cm}^2)\end{aligned}$$

- Calcul de la diminution de contraintes dû à la fouille

$$\sigma_f = 50 \times 1500 \times 10^{-6} = 0,075 \text{ Kg/cm}^2$$

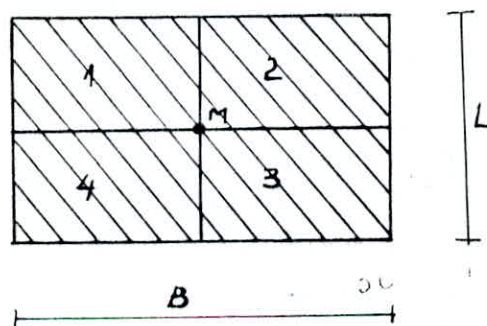
- Calcul à l'augmentation de contraintes du au remblais de fondation

$$\sigma_r = 50 \cdot 1000 \times 10^{-6} = 0,05 \text{ Kg/cm}^2$$

- Calcul de l'augmentation des contraintes dans le sol dû au mur.

$$\bar{\sigma} = 1,13 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{deja calculé})$$

La diffusion de ses contraintes dans le sol sera résolue à l'aide d'abaques.



- Caractéristique du shiste

Limite de liquidité: $w_L = 31,65$

teneur en eau $w = 0,40$

Poids volumique solide $\gamma_s = 2750 \text{ Kg/cm}^3$

Soit

Indice de compressibilité $C_c = 0,195$

Indice des vides $e = \frac{w \cdot \gamma_s}{s_r \cdot \gamma_w} = 1,072$

TAB/EAU Donnant les tassement sous mur

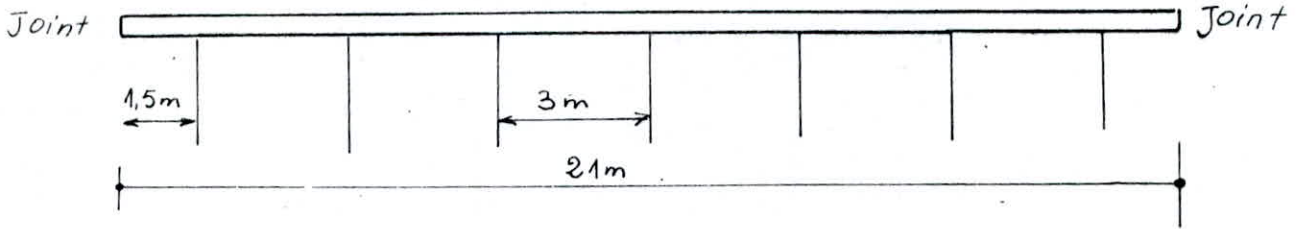
VARIATION de CONTRAINTES (Kg/cm^2)

Profondeur (m)	NIVEAU MOYEN (m)	CONTRAINTES INITIALES (Kg/cm^2)	Fouille	Remblais	MUR	TOTAL	ΔH (cm)
0,5							
	1	0,2	-0,072	0,048	1,0848	1,0608	7,54
1,5	2	0,35	-0,0555	0,037	0,8362	0,8177	4,92
2,5	3	0,5	-0,024	0,017	0,3842	0,3772	2,29
3,5	4	0,65	-0,018	0,012	0,2712	0,2652	1,39
4,5	5	0,8	-0,012	0,008	0,1808	0,1768	0,81
5,5	6	0,95	-0,009	0,006	0,1356	0,1926	0,53
6,5	7	1,1	-0,0075	0,005	0,1130	0,1105	0,39
7,5	8	1,25	-0,006	0,004	0,0904	0,0844	0,26
8,5	9	1,4	-0,003	0,001	0,0452	0,0432	0,12
9,5							

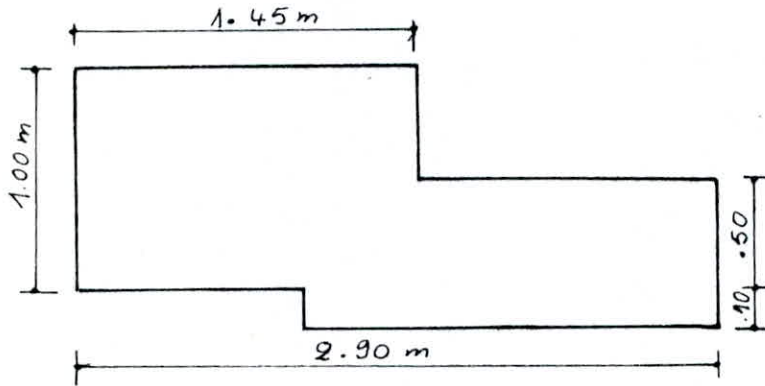
$$\Delta H_{tot} = 18 \text{ cm} .$$

VI. FERROILLAGE DE LA POUTRE DE COURENEMENT :

- Schéma statique de la poutre :



- Section de la poutre :



EFFORTS AGISSANT SUR LA POUTRE

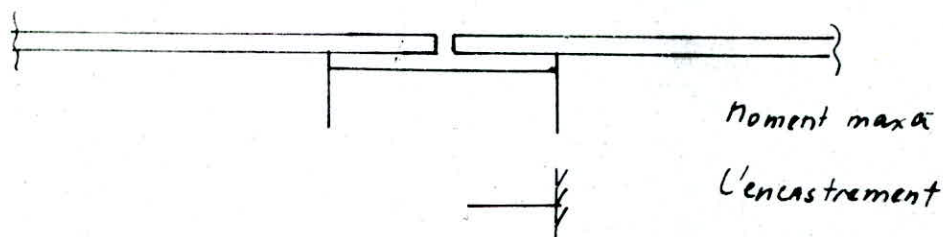
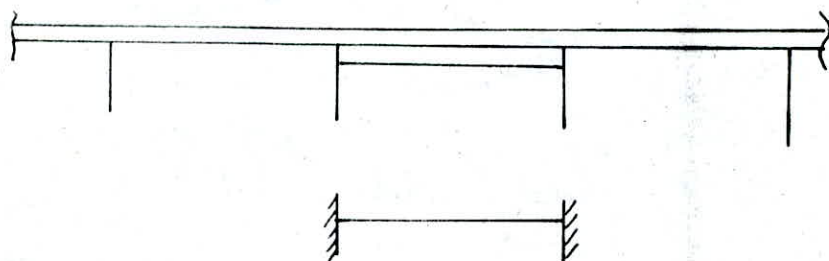
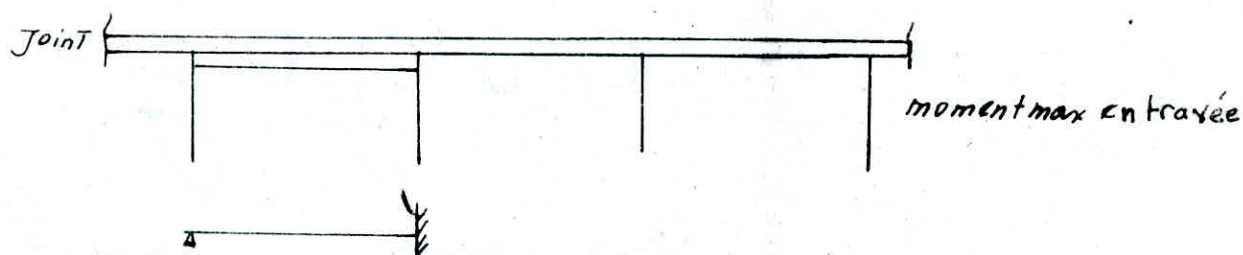
a) Charges verticales

- poids propre de la poutre

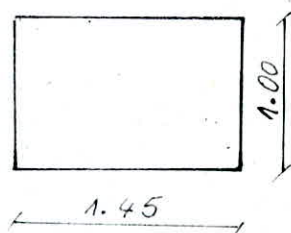
- surcharge B_c (cas de charge le plus défavorable)

les sollicitations les plus défavorables sont engendrées lorsqu'on considère la possibilité de tassement accidentelle d'une pile par rapport aux autres

Cas possibles et extrêmes de schéma de calcul.



Secteur concernant les efforts verticaux.



Les sollicitations les plus défavorables sont les suivantes :

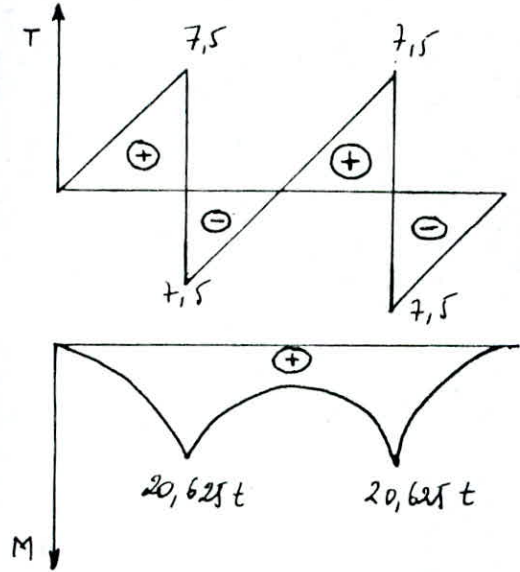
$$M^+_{max} = 15,35 \text{ t.m}$$

$$M^-_{min} = -34,32 \text{ t.m}$$

$$T_{max} = 29,43 \text{ t}$$

$N = 76 \text{ t}$ (représentation de la force d'accrochage dans le sens long de la poutre)

DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET MOMENT FLECHISSANT



Armatures : On choisi des $\phi < 14 \text{ mm}$

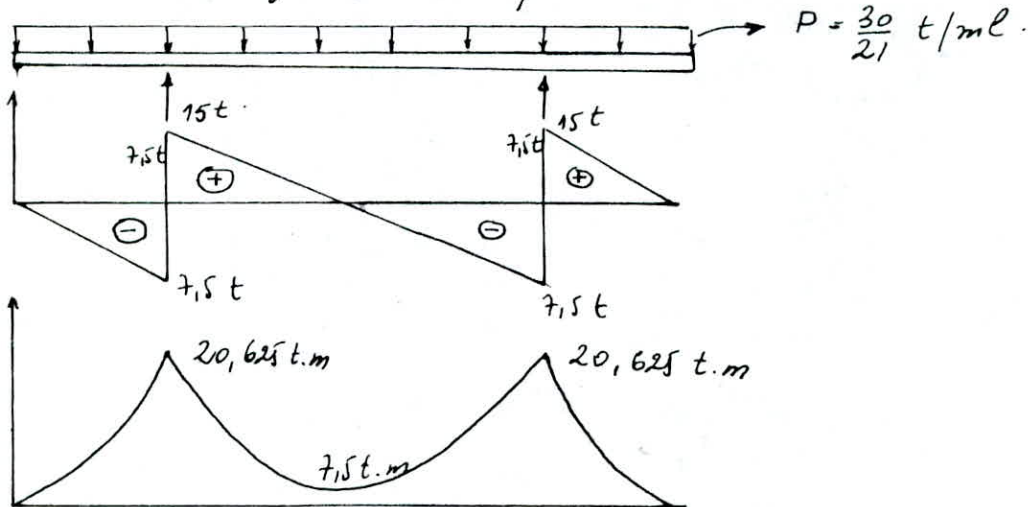
M(t.m)	ν	E	K	A'	A(calculé)	A(choisi)
20,625	0,0045	0,9686	144	0	3,76	4T14

CONDITION DE NON FRAGILITÉ

$$A_2 = 0,69 \sqrt{\sigma_b} \cdot b \cdot h = 11,05 > A = 6,15 \text{ cm}^2$$

On choisira donc $A = 1,2 \times 11,05 = 13,26 = 9T14$

* Force d'accostage $F_a = 15 \text{ t / defense}$.



Même Ferrailage que la force d'amarage.

- VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

$$T = 7,5 t$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \bar{z}} = 0,75 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \text{ (Armature droite suffisante)}$$

Calcul de l'espacement des armatures

on choisit 1 cadre $\phi 8$ section d'acier transversale

$$2 T_8 = 1 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_e \cdot z \cdot \bar{\sigma}_a \cdot t}{T} = 13,06 \text{ cm} < \bar{t} = 38,44 \text{ cm}$$

$$\text{On choisit } t = 12 \text{ cm}$$

Comme nous avons choisit $t = 24 \text{ cm}$ pour les efforts verticaux

et $t = 12 \text{ cm}$ pour les efforts horizontaux.

On aura une section sur deux où le cadre T_8 tombe avec les 2 cadres ($T_8 + \text{étrier } T_8$) ce qui renforcera la section considérée.

VII Glissement d'ensemble :

Il s'agit de voir si le talus ne risque pas de subir un glissement vu les caractéristiques de notre sol, la hauteur et la pente du remblais, les forces agissantes. On pouvait prévoir que le talus ne risque pas de glisser. mais il était prudent de faire cette vérification

- Stabilité du talus.

On prend comme hypothèse, la forme de la surface cylindrique circulaire à axe horizontal, qui apparaît comme un cercle, appelé cercle de glissement.

La rupture se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface. la répartition des contraintes le long de cette surface doit satisfaire aux conditions d'équilibre. définie suivant la méthode de calcul utilisée.

Les méthodes se différencient essentiellement par :

- le choix de la surface de rupture
- la détermination de la répartition des contraintes le long de cette surface.
- la définition du coefficient de sécurité

Il existe plusieurs méthodes de calculs (cercle de frottement, TAYLOR CAQUOT, BIAREZ)

La méthode la plus utilisée dans le cas d'un mur de quai est celle des tranches (FELLINYS et Bishop)

PRESENTATION GENERALE DE LA METHODE.

Considérons un talus formé par un certain nombre de couches de sol de caractéristique différentes, C_i , ψ_i , δ_i et U_i

soit un cercle quelconque de centre O

et de rayon R pour lequel on veut

Déterminer le coefficient de sécurité

vis à vis du risque de glissement

La méthode consiste à découper le volume

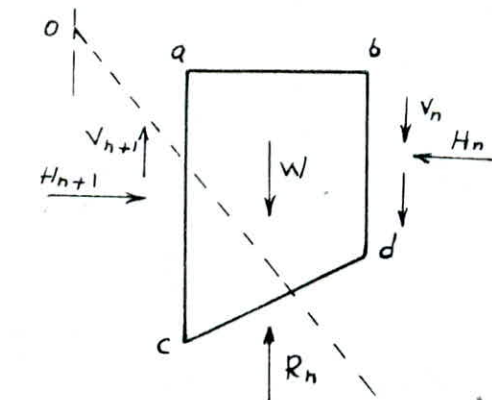
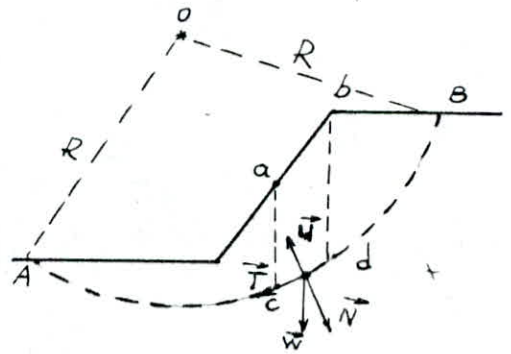
de sol intéressé (compris dans l'arc AB)

en V_n certain nombre de tranches limitées par des

plans verticaux l'étude de l'équilibre de la

tranche a, b, c, d montre que les forces agissantes

sur cette tranche sont:



forces agissantes sur une tranche

son poids W (sol et eau)

- Les réactions sur les faces ac et bd décomposées en V_n et V_{n+1} , H_n et H_{n+1} (ce sont des forces internes au massif étudié)
- la réaction du milieu sous-jacent sur l'arc \widehat{ab} (cohésion, frottement, glissement)

- Le coefficient de sécurité est défini comme suit :

$$F = \frac{\text{Somme des moments stabilisants}}{\text{Somme des moments destabilisants}}$$

- Les moments stabilisants sont dus aux forces de frottement et de cohésion par rapport à O .
- Les moments destabilisants sont dues à la composante tangentielle

$w/0$

pour simplifier les calculs, l'élève admet les hypothèses suivantes :
au niveau de chaque tranches les forces d'interactions sont nulles.

$$H_{n+1} - H_n = 0 \quad \text{et} \quad V_{n+1} - V_n = 0$$

- La force tangentielle T a tendance à entraîner le glissement, elle est motrice, T_n est la composante tangentielle du poids de toute la matière contenue dans la tranche n .

- La force N est stabilisante, car elle mobilise le frottement interne, elle crée une force résistante $N \tan \varphi$ opposée à T .

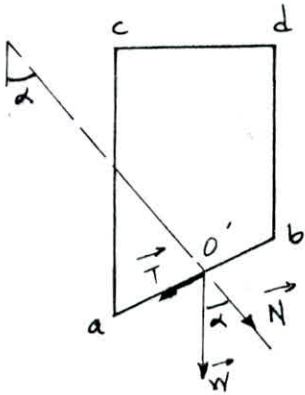
- Moment des forces résistantes

$$\sum_{i=1}^m R_i \cdot [c_i \bar{a} b + w \tan \varphi_i]$$

- Moment moteur dû à T :

$$\sum_{i=1}^m T_i \cdot R$$

$$F = \frac{\sum_{i=1}^m R_i \cdot [c_i \bar{a} b + w \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^m T_i \cdot R}$$



$$F = \frac{\sum_{i=1}^m (c_i b / \cos d_i + W_i \cos d_i \tan \psi_i)}{\sum_{i=1}^m W_i \sin d_i}$$

Bishop Definit le coefficient de sécurité F_s comme suit.

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^m W_i \sin d_i} \cdot \sum_{i=1}^m \left(\frac{(W_i - V_b) \tan \psi'_i + c'_i b}{\cos d_i + \mu \sin d_i \frac{\tan \psi'_i}{F_s}} \right)$$

Dans le cas tout les termes sont connus et F_s est calculé par itérations successives.

On prend pour première valeur, F_{s0} , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

- CALCUL :

pour effectuer ces calculs, on a eu recours au logiciel "GLISSE" qui calcule le coefficient de sécurité au glissement d'ensemble à l'aide de la formule de Bishop.

Pour cela on doit faire un schéma du Talus (rapporté à un repère) et numéroté toutes les lignes et les points anguleux.

le programme demande :

- la densité de l'eau
- le nombre de points et leurs coordonnées.

- le nombre de ligne et leurs positions
- la densité, la cohésion, l'angle de frottement, le degré de saturation et de liquéfaction de chaque couche de sol.
- l'accélération sismique de la zone
- la force d'amarrage.
- la sur charge.
- le niveau de la nappe.

les coordonnées du point de départ, le pas et le nombre de points
 le programme calcule le rayon et donne le coefficient de sécurité
 pour chaque point

on a trouvé les résultats suivants

$$x = 49$$

$$Y = 208$$

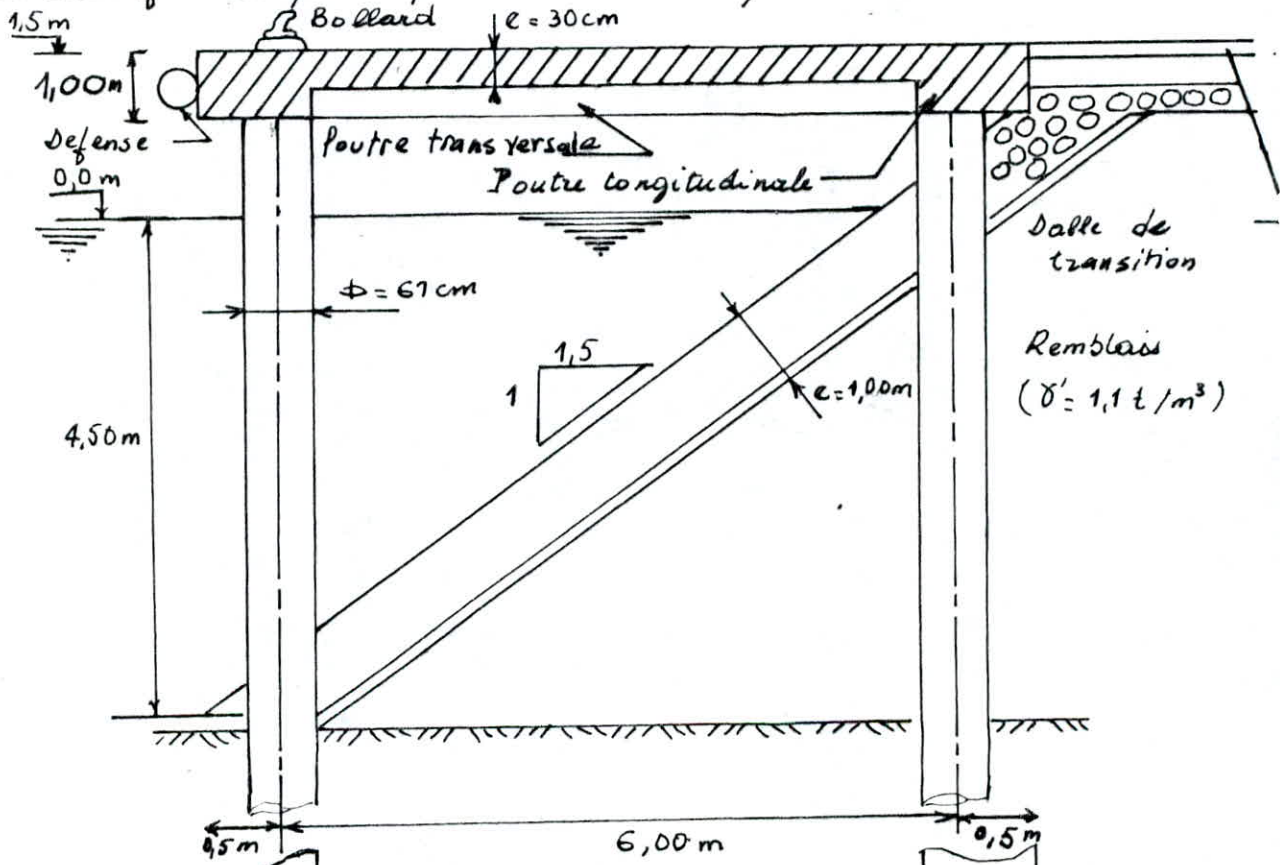
$$R = 195,54$$

$$F_s = 5,93$$

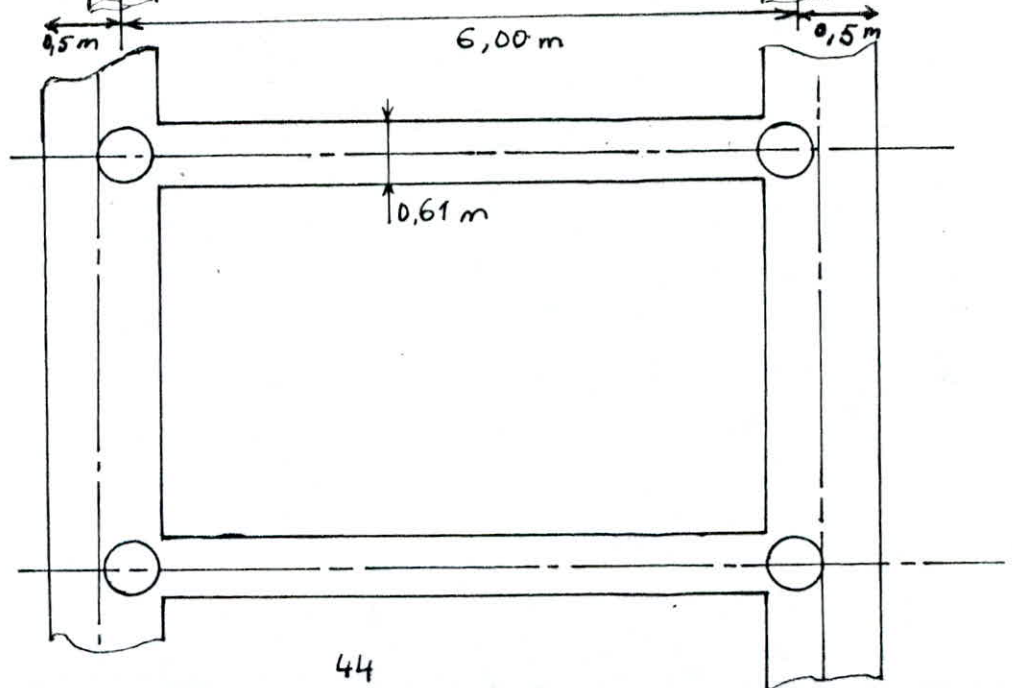
D - QUAI SUR PIEUX

I - DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

La plateforme est constituée dans le sens transversal, de poutres préfabriquées coulé en deux phases, et dans le sens longitudinal de poutres coulé sur place. Sur ces poutres vient reposer une dalle coulé en deux phases aussi. Le tout est posé sur deux files de pieux qui seront battus puis forés.



VUE DE
DESSUS



II. PREDIMENSIONNEMENT DU PIEU

2.1 FORCES VERTICALES :

Ce sont les surcharges et le poids propre de la superstructure

- Poids propre $G = 21,13 \text{ t}$
- Surcharges réparties $P_1 = 20 \text{ t}$
- Surcharges roulantes $P_2 = 14,1 \text{ t}$

Effort vertical sur le pieu : $Q = 21,13 + 1,2 \cdot 20 = 45,13 \text{ t}$

Détermination de la hauteur de la fiche critique D_c

- A court terme ($\phi = 0$; $C = 40 \text{ t/m}^2$) :

$$D_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3} = \frac{0,61}{4} 1^{2/3} = 0,15 \text{ m}$$

- A long terme ($\phi = 30^\circ$; $C = 7 \text{ t/m}^2$) :

$$D_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3} = \frac{0,61}{4} (56,9)^{2/3} = 2,26 \text{ m}$$

Calcul de la force portante

- A la pointe du pieu (Q_p) :

A court terme : $Q_p = 1,3 \cdot (N_c)_{\max} \cdot A = 1,3 \cdot 40 \cdot 7 \frac{\pi \cdot (0,61)^2}{4} = 106,378 \text{ t}$

A long terme : $Q_p = A (1,3 \cdot C \cdot (N_c)_{\max} + \delta \cdot D_c \cdot (N_q)_{\max}) = \frac{\pi (0,61)^2}{4} (1,3 \cdot 7 \cdot 96,82 + 1,5 \cdot 2,26 \cdot 56,9)$
 $Q_p = 313,859 \text{ t}$

- En frottement : Pour des raisons de sécurité, on considère que, pour une fiche D , il n'y a que les deux tiers de D qui jouent un rôle dans les frottements :

A court terme : $f_m = \beta \cdot C$ (frottement latéral unitaire)

$$C_u = (0,11 + 0,37 I_p) \sigma_c = (0,11 + 0,37 \cdot 0,1589) \cdot 8 = 1,3503$$

$$f_m = \frac{1 + C_u^2}{1 + 7 C_u^2} \cdot C = \frac{1 + (1,3503)^2}{1 + 7(1,3503)^2} \cdot 40 = 8,205 \text{ t/m}^2$$

$$Q_f = \lambda \cdot B \cdot D \cdot f_m = \lambda \cdot 0,61 \cdot 2 \cdot 8,205 = 31,448 \text{ t}$$

A long terme : $f_m = \alpha \delta \frac{D}{2} + \beta \cdot C$

avec : $C = 7 \text{ t/m}^2$ $\phi = 30^\circ$ $\alpha = 1,88$ $\beta = 5,01$ $\delta = 1,5 \text{ t/m}^2$

$$\text{d'où : } f_m = 37,89 \text{ t/m}^2$$

$$Q_f = \lambda \cdot B \cdot D \cdot f_m = \lambda \cdot 0,61 \cdot 2 \cdot 37,89 = 145,223 \text{ t}$$

2.1.3 Vérification de la portance

Sans séisme : $\frac{Q_p + Q_f}{3} \geq Q$

A court terme : $\frac{Q_p + Q_f}{3} = \frac{106,378 + 31,448}{3} = 45,942 \text{ t} > 45,13 \text{ t}$

A long terme : $\frac{Q_p + Q_f}{3} = \frac{313,859 + 145,223}{3} = 153,027 \text{ t} > 45,13 \text{ t}$

CALCUL DES ARMATURES.

ACIER SUPERIEURES

M(t.m)	μ	ϵ	K	A' (cm ²)	A (cm ²)	A (choisi)	$\bar{\sigma}_1$	$\bar{\sigma}_2$
-34,32	0,0126	0,95	85	0	12,90	9T14	996,72	1953

Condition de Fissuration non vérifiée
 $\bar{\sigma}_a = 1953 \text{ Kg/cm}^2$

M(t.m)	μ	ϵ	K	A'	A (cm ²)	A (choisi)
-34,32	0,0181	0,9408	69,5	0	18,68	13T14

Condition de non Fragilité
 $A_2 = \frac{0,69 \cdot \bar{\sigma}_b \times bh}{\bar{\sigma}_{en}}$

$A_2 = 13,8 \text{ cm}^2 < 20 \text{ cm}^2$: Condition vérifiée

ACIER INFERIEURS:

on choisit des $\phi < 14 \text{ mm}$.

M(t.m)	μ	ϵ	K	A' (cm ²)	A (cm ²)	A (choisi)
15,35	0,008	0,9597	109	0	8,18	6T14

Condition de non Fragilité

$A = 9,14 \text{ cm}^2 < A_2 = 19,81 \text{ cm}^2$ Condition non vérifiée

On choisira donc.

$A = 1,2 A_2 = 16,57 \text{ cm}^2 = 12T14$.

VERIFICATION DES CONTRAINTE EN FLEXION COMPOSEE

$$\bar{\sigma} = \left\{ 0,6, 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e}\right) \right\} \quad \frac{\bar{\sigma}'_{60}}{0,3} = 2 \bar{\sigma}'_{60} = 135 \text{ Kg/cm}^2$$

il faut verifier les contraintes suivantes

$$\bar{\sigma}'_b = K \gamma_1 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_a = nK (\gamma_1 - d') < \bar{\sigma}'_a$$

$$\bar{\sigma}_a = nK (h - \gamma) < \bar{\sigma}_a$$

$$K = \frac{N}{S}$$

S: momentstatique.

N: Effort normal

$$\gamma_1 = \gamma_2 + c$$

γ_2 : Sol. de l'equation $\gamma_2^3 + P\gamma_2 + Q = 0$

$$P = -3c^2 \cdot \frac{6nA'}{b} (c - d') + \frac{6nA}{b} (ht - d - c)$$

$$Q = -2c^3 - \frac{6nA'}{b} (c - d')^2 - \frac{6nA}{b} (ht - d - c)^2$$

M(t.m)	N(t.)	$e = \frac{ht}{b}$	$e_0 = \frac{M}{N}$		c(Cm)	γ_2 (Cm)	γ_1 (Cm)	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}'_a$	$\bar{\sigma}_a$
-34,32	+6	0,17	5,72	section partiellement comprimée	-522	541	19	26,79	297	1607
-34,32	-6	0,17	5,72		+622	-490	32	38,72	491	1144
15,35	+6	0,17	2,56		-206	251	41	12,6	150	210
15,35	-6	0,17	2,56		+306	-285	21	21,42	2448	1133

VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

$T = 30t$. $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ (dans tout les cas precedents)

alors $\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,3 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{30 \cdot 10^3}{145 \cdot \frac{7 \cdot 95}{8}} = 2,49 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$

Armatures droites suffisants

- Calcul des espacement, des armatures droites.

on choisit 2 cadres T_8 + 1 akrier T_8

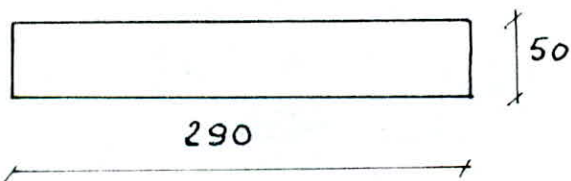
Section $6T_8 = 2,98 \text{ cm}^2$

$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_a \cdot t}{T} = 24,33 \text{ cm} < \bar{t} = \max \begin{cases} (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sigma_b}) h = 87 \text{ cm} \\ 0,2 h = 20 \text{ cm} \end{cases}$

$t = 24 \text{ cm}$.

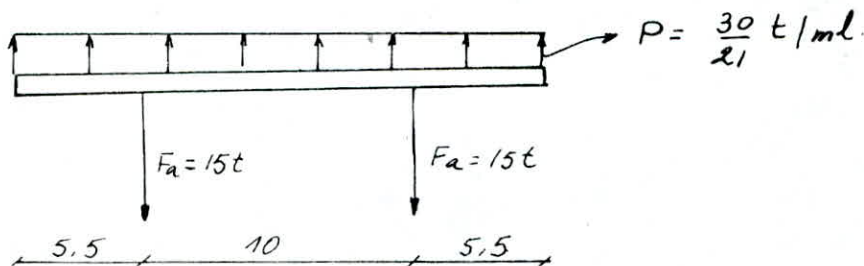
b) charges horizontals:

Section CONCERNANT LES EFFORTS HORIZONTAUX.



la poutre est calculé comme étant rigide avec une reaction liniairement repartie

* Force d'amarage $F = 15t / \text{bollard}$



Sous seisme : Ne connaissant pas les caractéristiques des forces de frottements lors d'un séisme, nous ne les considérons pas.

À court terme : $\frac{Q_p}{2} = \frac{106,378}{2} = 53,189 \text{ t} > 45,13 \text{ t}$

À long terme : $\frac{Q_p}{2} = \frac{313,859}{2} = 156,929 \text{ t} > 45,13 \text{ t}$

2.2 FORCES HORIZONTALES :

2.2.1 Introduction :

L'effort d'accostage est repris par les pieux, qui développent des efforts de même direction et de sens opposé à ce dernier.

Pour un effort H , les pieux reprennent respectivement H_1 et H_2 et il y a en tête de pieux des déplacements δ_1 et δ_2

Le déplacement en tête de pieux étant identique, et sachant que :

$$\delta = \frac{H \cdot L^3}{12EI}$$

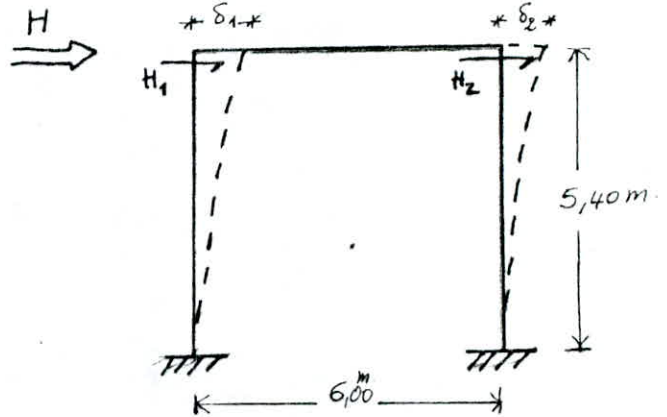
On peut écrire

$$\frac{H_1 L^3}{12EI} = \frac{H_2 L^3}{12EI} \quad (1)$$

Pour : $H = 1$, $H_1 + H_2 = 1$ (2)

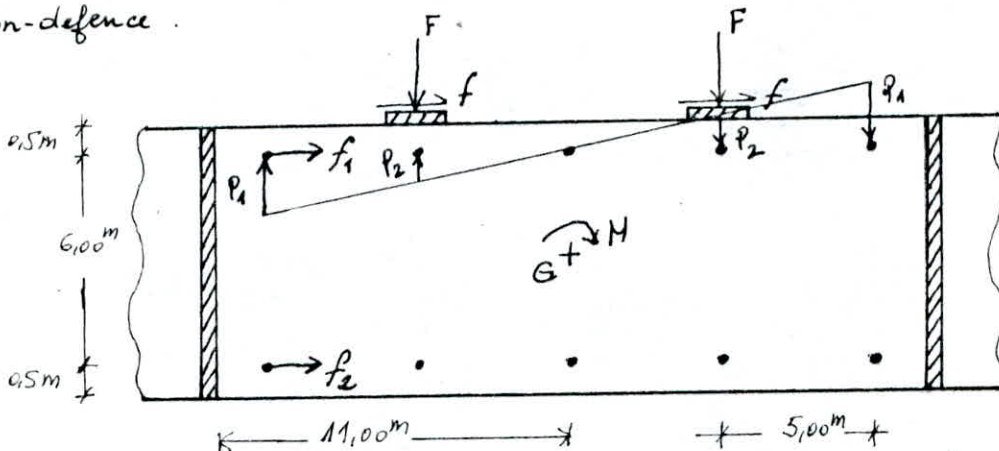
la première équation donne : $H_1 = H_2$

et la seconde : $H_1 = H_2 = 0,5$



2.2.2 Force d'accostage

Les effets d'accostage génèrent une force horizontale qui résulte des frottements béton-défilé.



$$\bar{r} = 20t$$

$$f = \mu \cdot F = 0,2 \cdot 20 = 4t$$

où μ est le coefficient de friction

D'où la force totale due aux frottements:

$$F_f = 2 \cdot f = 2 \cdot 4 = 8t$$

$$\text{Ce qui donne: } f_1 = H_1 \cdot F_f = 0,5 \cdot 8 = 4t$$

$$f_2 = H_2 \cdot F_f = 0,5 \cdot 8 = 4t$$

2.3 Calcul du centre de gravité des forces horizontales

Soit G ce centre, de coordonnées: x_G ; y_G

$$y_G = 11 \text{ cm}$$

Calcul de x_G :

$$(b_1 + b_2) x_G = 95b_1 + 65b_2 \Rightarrow x_G = \frac{95b_1 + 65b_2}{b_1 + b_2} \Rightarrow x_G = 3,5 \text{ m}$$

Le moment totale créé par les forces horizontales sera:

$$M = (b_1 + b_2) x_G = 8 \cdot 3,5 = 28 \text{ t.m}$$

Ce moment engendre des efforts P_1 et P_2 dans les pieux tels que:

$$2 \cdot (10P_1 + 5P_2) = M \Leftrightarrow 10P_1 + 5P_2 = \frac{M}{2} = 14 \text{ t.m}$$

$$\text{or: } P_1 = 2P_2$$

$$\text{D'où: } P_2 = 0,56 \text{ t et } P_1 = 1,12 \text{ t}$$

Sur la file de pieux la plus sollicitée, la force horizontale totale perpendiculaire au quai est:

$$\frac{F}{5} + P_1 = \frac{40}{5} + 1,12 = 9,12 \text{ t}$$

Donc chaque pieu reprendra:

$$F_1 = F_2 = 4,56 \text{ t}$$

La force parallèle au quai est:

$$f = \frac{b_1}{5} = \frac{4}{5} = 0,8 \text{ t}$$

La résultante horizontale à la tête du pieu est:

$$H = \sqrt{(4,56)^2 + (0,8)^2} = 4,63 \text{ t}$$

2.2.4 Calcul de la force horizontale ultime du pieu

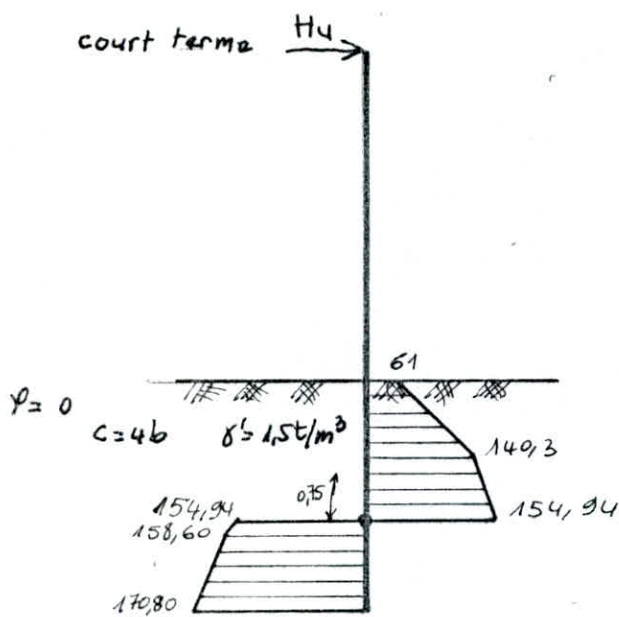
Le calcul se fait avec la méthode des abaques décrite par: J. BRINCH-HANSEN

On procède de la manière suivante:

On calcule les réactions du sol le long du pieu

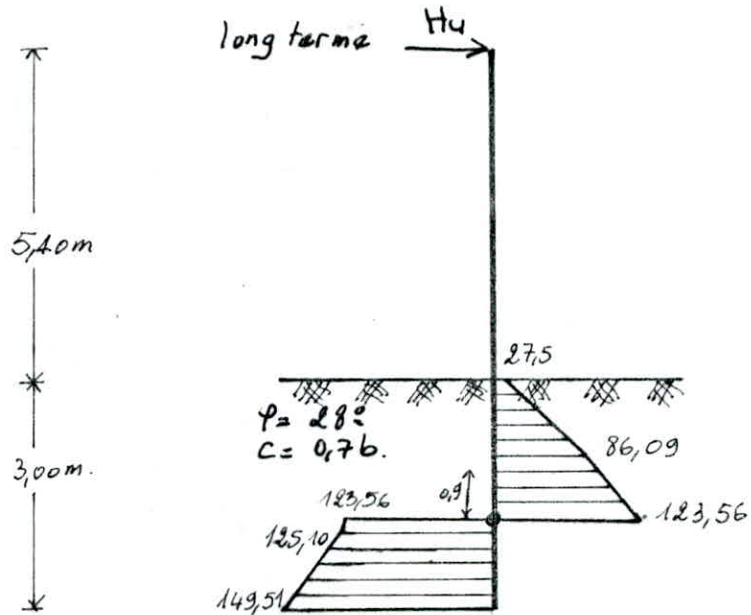
Ensuite par itération, on cherche la section du pieu pour laquelle la somme des moments dus aux réactions du sol au dessus et au dessous de celle-ci est nulle par rapport au point d'application de la force horizontale ultime

Diagrammes donnant les efforts qui équilibrent la force horizontale ultime:



$$H_u = F_D - F_G = 45,83 \text{ t}$$

$$H = 4,63 \text{ t} < H_u = 35,27 \text{ t}$$



$$H_u = F_D - F_G = 35,27 \text{ t}$$

III. DALLE DE LA PLATEFORME

Elle permet la reprise des efforts dus aux surcharges (permanentes et dynamiques) par cheminement des efforts vers les poutres longitudinales et transversales qui les transmettent à leur tour vers le sol par l'intermédiaire des pieux.

Schema de la dalle à calculer:

$$\frac{e_x}{e_y} = \frac{4,39}{5,39} = 0,81 > 0,40$$

$$e_p = 30 \text{ cm}$$

Donc la dalle est appuyée sur quatre côtes.

3.1. Détermination des sollicitations pour les différents cas de charges

3.1.1. Charge uniformément répartie : $q = 1 \text{ t/m}^2$

$$P = q \cdot l_x \cdot l_y = 23,66 \text{ t}$$

$$p = 0,81 \Rightarrow \mu_x = 0,0604$$

$$\mu_y = 0,699$$

d'où l'on a :

$$M_x = \mu_x q l_x^2 = 1,111 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,776 \text{ t.m/ml}$$

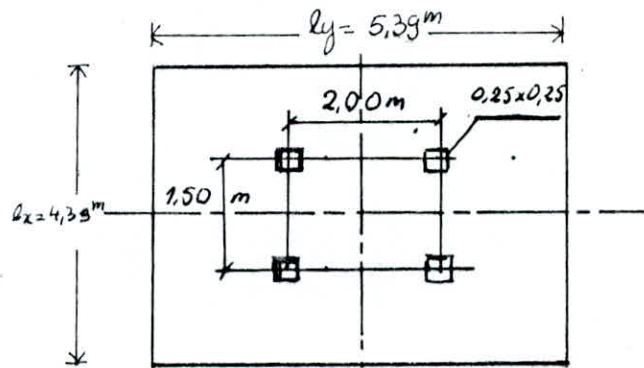
Pour l'effort tranchant :

$$T_x = \frac{P}{l_x + 2l_y} = 1,56 \text{ t}$$

$$T_y = \frac{1}{3} q l_x = 1,46 \text{ t}$$

3.1.2. Charge roulante :

a/ Camion de type B c

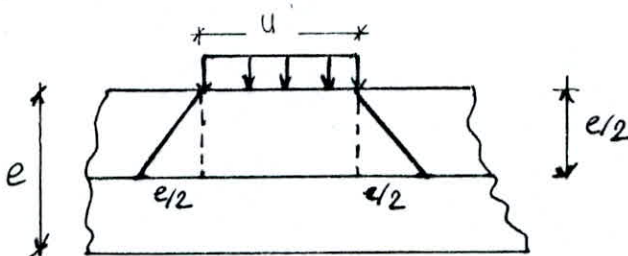


La diffusion de la charge sur la ligne moyenne :

$$u' = u + e = 25 + 30 = 55 \text{ cm}$$

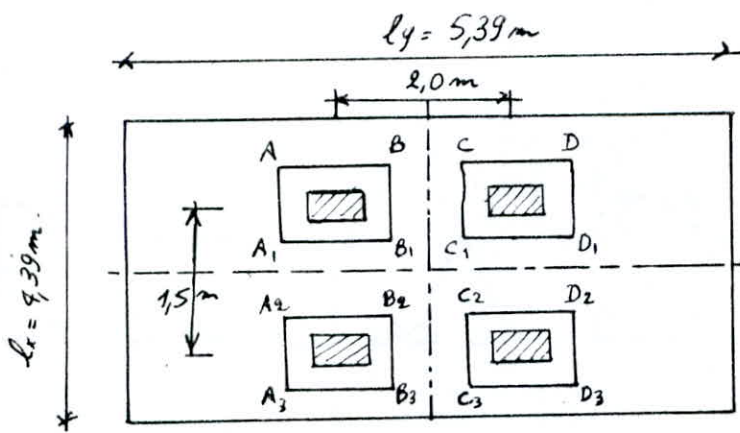
$$\text{Et puisque } u = v \Rightarrow v' = u' = 55 \text{ cm}$$

$$\sigma' = \frac{P}{u'v'} = \frac{6}{(0,55)^2} \Rightarrow \sigma' = 19,84 \text{ t/m}^2$$



$$u' = u + e = 25 + 30 = 55 \text{ cm}$$

comme $u = v$ $v' = u' = 55 \text{ cm}$



$$M_x = (M_1 + 0,15 M_2) P$$

$$M_y = (M_2 + 0,15 M_1) P$$

* Calcul des moments à mi-dalle dans le cas où celle-ci est appuyée simplement sur son pourtour

zones considérées	u' (cm)	v' (cm)	$P = u'v' \leq'_{(r)}$	M_1	M_2	M_x (t.m/ml)	M_y (t.m/ml)
ADA ₃ D ₃	205	255	103,71	0,110	0,075	12,575	9,489
A ₁ D ₁ A ₂ D ₂	95	255	48,06	0,145	0,080	7,545	4,890
BCB ₃ C ₃	205	145	58,97	0,122	0,102	8,097	7,094
B ₁ C ₁ B ₂ C ₂	95	145	27,33	0,170	0,120	5,138	3,977

$$M = ADA_3D_3 - A_1D_1A_2D_2 - BCB_3C_3 + B_1C_1B_2C_2$$

$$\begin{cases} M_x = 2,071 \text{ t.m/ml} \\ M_y = 1,482 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

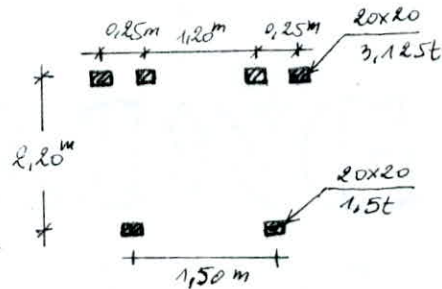
* Efforts tranchants

$$\text{si } u' > v' \quad T_x = \frac{P}{2u'+v'} \quad , \quad T_y = \frac{P}{3u'}$$

si $u' < v'$ on permute u' et v'

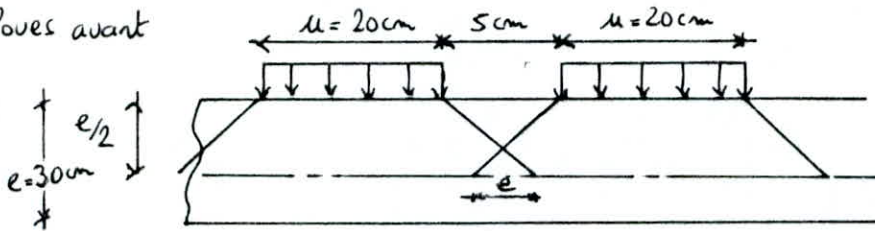
$$T_x = 5,035 \text{ t/ml} \quad T_y = 3,969 \text{ t/ml}$$

b/ Un chariot élévateur de capacité 5 t



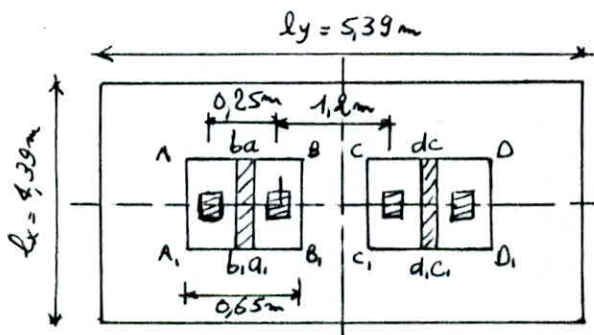
Diffusion des charges sur la ligne moyenne

Roues avant



Dans ce cas la position la plus défavorable est lorsque la file de roues avant se trouve au milieu de la dalle.

Position 1



$$u' = v' = 0,50 \text{ m}$$

$$p' = \frac{P}{u'v'} = \frac{3,125}{(0,5)^2} = 12,5 \text{ t/m}^2$$

zone considérée	u' (m)	v' (m)	$P = \frac{P}{u'v'}$ (t)	M_1	M_2	M_x (tm/ml)	M_y (tm/ml)
ADA, D ₁	0,50	2,20	13,75	0,170	0,095	2,533	1,657
bc b ₁ c ₁	0,50	1,70	10,63	0,185	0,115	2,150	1,517
ada, d ₁	0,50	1,00	6,25	0,210	0,150	1,453	1,134
BCB, C ₁	0,50	0,70	4,38	0,220	0,180	1,082	0,933

$$\text{Effort résultant} = ADA, D_1 + bcb_1 c_1 - ada, d_1 - BCB, C_1$$

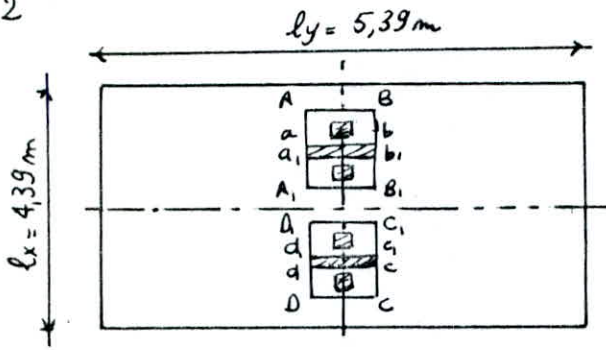
$$M_x = 2,148 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 1,107 \text{ tm/ml}$$

$$T_x = 0,727 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 0$$

Position 2



éléments considérés	$u'(m)$	$v'(m)$	$P' = 6u'v'$	M_1	M_2	$M_x (tm/ml)$	$M_y (tm/ml)$
ABCD	2,20	0,50	13,75	0,125	0,140	2,008	2,183
abcd	1,70	0,50	10,63	0,145	0,155	1,788	1,879
a,b,c,d	1,00	0,50	6,25	0,185	0,180	1,325	1,298
A1,B1,C1,D1	0,70	0,50	4,38	0,210	0,190	1,045	0,970

Effort résultant : $ABCD + abcd - a,b,c,d - A_1,B_1,C_1,D_1$

$$M_x = 1,426 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 1,794 \text{ tm/ml}$$

$$T_x = 0,726 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 0$$

Tableau récapitulatif :

	$M (t \cdot m/ml)$	$T (t/ml)$
Suivant xx	2,148	5,035
Suivant yy	1,794	3,969

3.1.3 Poids propre :

$$G_{\text{dalle}} = 0,30 \cdot 2,5 = 0,75 \text{ t/m}^2$$

$$M_x = G \cdot \frac{l_x^2}{8} \Rightarrow M_x = 1,807 \text{ t} \cdot \text{m/ml}$$

$$M_y = G \cdot \frac{l_y^2}{8} \Rightarrow M_y = 2,724 \text{ t} \cdot \text{m/ml}$$

$$T_x = G \cdot \frac{l_x}{2} \Rightarrow T_x = 1,646 \text{ t/ml}$$

$$T_y = G \cdot \frac{l_y}{2} \Rightarrow T_y = 2,021 \text{ t/ml}$$

3.1.4. Combinaisons

$$Q = G + 1,2 \delta P$$

$$\delta = 1,4$$

où δ est le coefficient de majoration dynamique.

$$M_x = 1,807 + 1,2 \cdot 1,4 \cdot 2,148$$

$$M_y = 2,724 + 1,2 \cdot 1,4 \cdot 1,794$$

$$T_x = 1,646 + 1,2 \cdot 1,4 \cdot 5,035$$

$$T_y = 2,021 + 1,2 \cdot 1,4 \cdot 3,969$$

$$M_x = 5,416 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 5,730 \text{ tm/ml}$$

$$T_x = 10,405 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 8,689 \text{ t/ml}$$

3.2. Ferraillage

On reconstitue d'une façon forfaitaire la continuité de la dalle dans le sens longitudinal uniquement puisque dans l'autre sens il n'y a qu'une travée

$$T_y = 1,15 T_y^{iso} = 9,992 \text{ t/ml}$$

$$T_x = 10,405 \text{ t/ml}$$

Moments flechissants

		Panneau de rive	Panneau central
suivant xx	Moment en travée	$0,85 M_x = 4,604$	$0,75 M_x = 4,062$
	Moment en appui de rive	$0,3 M_x = 1,625$	
	Moment en appui intermédiaire	$0,5 M_x = 2,708$	$0,5 M_x = 2,708$
suivant yy	Moment en travée	$0,85 M_y = 4,903$	
	Moment en appui de rive	$0,3 M_y = 1,721$	

Les moments sont exprimés en tm/ml.

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_t}{10} = 3 \text{ cm} ; \text{ On choisit } \phi = 14 \text{ mm et } c = 5 \text{ cm}$$

n a donc :

$$h_x = h_0 - c - \phi t - \frac{\phi}{2} = 30 - 5 - 0,8 - \frac{1,4}{2} = 23,5 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \phi = 23,5 - 1,4 = 22,1 \text{ cm}$$

or la méthode des abaques de Pierre Charon, on obtient :

			Panneau de rive	Panneau central
suivant xx	Aciers supérieurs	$A_{ar}(cm^2)$	2,615	
		$A_{ai}(cm^2)$	4,427	4,427
	Aciers inférieurs	$A_t(cm^2)$	7,682	6,743
suivant yy	Aciers supérieurs	$A_{ar}(cm^2)$	2,961	
	Aciers inférieurs	$A_t(cm^2)$	8,774	

On ferraillera donc les appuis de rive avec $A_{ar} = 2,615 cm^2$, et les appuis intermédiaires avec $A_{ai} = 4,427 cm^2$.

Condition de non fragilité

$$A_2 = 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_a} = 2,24 cm^2$$

$$A_x = 2,24 \cdot 0,6 = 1,344 cm^2$$

$$A_y = 2,24 \cdot 0,45 = 1,008 cm^2$$

La non fragilité est donc vérifiée.

Condition de non fissuration

$$\sigma_1 = K \eta \bar{\omega}_f \frac{1}{\Phi} \frac{1}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta K \bar{\sigma}_b}{\Phi}}$$

avec: $\eta = 1,6$ $K = 10^6$ $\Phi = 14$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 kg/cm^2$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2.b.c} = \frac{2,585}{2.100.6,5} = 0,999\% < 1,73\%$$

Les contraintes de traction sont donc données par σ_2 :

$$\sigma_2 = 1953 kg/cm^2 \quad \text{pour } \Phi = 14$$

$$\sigma_2 = 2110 kg/cm^2 \quad \text{pour } \Phi = 12$$

D'où le ferrailage:

			Aciers calculés (cm ²)	Aciers choisis	Espacement (cm)
SUIVANT xx	Aciers supérieurs	A _{ar}	3,397	3 φ 12	33
		A _{ai}	5,686	5 φ 12	20
	Aciers inférieurs	A _t	10,917	7 φ 14	14
SUIVANT yy	Aciers supérieurs	A _{ar}	3,349	3 φ 12	33
	Aciers inférieurs	A _t	10,762	7 φ 14	14

Arrêt des barres

- Aciers supérieurs (Chapeaux)

• Calcul de l_d (longueur de scellement droit)

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} \quad \text{avec } \bar{\tau}_d = 1,25 \tau_d^2 \bar{\sigma}_b = 16,313 \text{ kg/cm}^2$$

D'où :

$$l_d = \frac{1,2}{4} \cdot \frac{2110}{16,313} = 38,8 \text{ cm.}$$

• Calcul de l₁ :

$$l_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 l_x = 0,2 \cdot 4,39 = 90 \text{ cm} \\ l_d = 38,8 \end{array} \right\} = 90 \text{ cm}$$

• Calcul de l₂ :

$$l_2 = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_1}{2} = 45 \\ l_d = 38,8 \end{array} \right\} = 45 \text{ cm}$$

- Aciers inférieurs :

Les barres inférieures sont prolongées jusqu'aux appuis dans leur totalité

Condition de non poinçonnement

$$\sigma_b = 1,5 \frac{Q}{P \cdot l_t} = 1,5 \cdot \frac{6 \cdot 10^3}{110 \cdot 30} = 2,727 < 1,2 \bar{\sigma}_b = 6,96 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_b^x = \frac{T_x}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h_x} = \frac{10,105 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 23,5} = 4,914 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b^y = \frac{T_y}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h_y} = \frac{9,992 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 22,1} = 5,167 < 6,67 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification de la flèche de la dalle

$$f = \frac{5}{48} \frac{M l^2}{EI} \quad \text{avec } E = 3,32 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \quad \text{et } I = 225 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

d'où :

$$f_x = \frac{5}{48} \frac{4,604 \cdot 5^2}{3,32 \cdot 10^6 \cdot 225 \cdot 10^{-5}} = 0,0016 \text{ m} = 1,6 \text{ mm}$$

$$f_y = \frac{5}{48} \frac{4,903 \cdot 6^2}{3,32 \cdot 10^6 \cdot 225 \cdot 10^{-5}} = 0,0024 \text{ m} = 2,4 \text{ mm}$$

La flèche est donc vérifiée.

i.3 Vérification de la prédalle

C'est une dalle de 15 cm d'épaisseur qui contient les armatures inférieures de la dalle. Elle doit supporter en plus de son poids, celui de la dalle coulée sur place, ainsi que les surcharges de la main d'œuvre.

$$\text{Poids propre : } G = 1 \cdot 0,15 \cdot 2,5 = 0,375 \text{ t/m}$$

$$\text{Poids de la dalle coulée : } P_1 = 1 \cdot 0,15 \cdot 2,5 = 0,375 \text{ t/m}$$

$$\text{Surcharges : } P_2 = 0,100 \text{ t/m}$$

Calcul des efforts

- Poids propre :

$$M_x = 0,375 \cdot \frac{(4,39)^2}{8} = 0,903 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = 0,375 \cdot \frac{(5,39)^2}{8} = 1,362 \text{ t.m/ml}$$

$$T_x = 0,375 \cdot \frac{4,39}{2} = 0,823 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 0,375 \cdot \frac{5,39}{2} = 1,011 \text{ t/ml}$$

- Dalle coulée sur place :

$$M_x = 0,375 \cdot \frac{(4,39)^2}{8} = 0,903 \text{ t.m/ml}$$

$$T_x = 0,375 \cdot \frac{4,39}{2} = 0,823 \text{ t/ml}$$

$$M_y = 0,375 \cdot \frac{(5,39)^2}{8} = 1,362 \text{ t.m/ml}$$

$$\bar{T}_y = 0,375 \frac{5,39}{2} = 1,011 \text{ t/ml}$$

- Surcharges:

$$M_x = 0,1 \cdot \frac{(4,39)^2}{8} = 0,241 \text{ t.m/ml}$$

$$T_x = 0,1 \cdot \frac{4,39}{2} = 0,220 \text{ t/ml}$$

$$M_y = 0,1 \cdot \frac{(5,39)^2}{8} = 0,363 \text{ t.m/ml}$$

$$T_y = 0,1 \cdot \frac{5,39}{2} = 0,270 \text{ t/ml}$$

- sollicitations maximales:

$$M_x = 2,276 \text{ t.m/ml}$$

$$T_x = 2,075 \text{ t/ml}$$

$$M_y = 3,432 \text{ t.m/ml}$$

$$T_y = 2,548 \text{ t/ml}$$

Vérification

Il s'agit de vérifier que les armatures calculées pour la dalle suffisent à la pedalle

* suivant l_x

$$A_x = 7 \phi 14 = 10,77 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 10,77}{100 \cdot 8,5} = 1,2671$$

$$\sigma_a = \frac{M_x}{A_x \epsilon \cdot h_x} = \frac{2,276 \cdot 10^5}{10,77 \cdot 0,8483 \cdot 8,5} = 2930 > \bar{\sigma}_a$$

Il faut donc rearmar avec $A_x = 10 \phi 14 = 15,39 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot 15,39}{100 \cdot 8,5} = 1,810$$

$$\sigma_a = \frac{2,276 \cdot 10^5}{15,39 \cdot 0,8288 \cdot 8,5} = 2099,26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

* suivant l_y :

$$A_y = 10,77 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot 10,77}{100 \cdot 7,1} = 1,517$$

$$\sigma_a = \frac{3,432 \cdot 10^5}{10,77 \cdot 0,8382 \cdot 7,1} = 5354,58 > \bar{\sigma}_a$$

On prend alors $A_y = 20 \phi 14 = 30,78 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = \frac{30,78 \cdot 100}{7,1 \cdot 100} = 4,335$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{3,432 \cdot 10^5}{30,78 \cdot 0,7790 \cdot 7,1} = 2015,96 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Verification de l'effort tranchant

$$\tau_b^x = \frac{T_x}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h_x} = \frac{2,075 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 8,5} = 2,790 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$\tau_b^y = \frac{T_y}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h_y} = \frac{2,548 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 7,1} = 4,101 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

Condition de non fragilité

$$0,4 < \rho < 1$$

Il faut vérifier que : $\frac{A_y}{b h_y} \geq \frac{(1+\rho) \cdot \tau \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot \left(\frac{h_0}{h_y}\right)^2}{4}$

$$\frac{A_y}{b h_y} = 0,0433$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{(1+\rho) \cdot \tau \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot \left(\frac{h_0}{h_y}\right)^2}{4} = 0,0420 \end{array} \right\} \frac{A_y}{b h_y} > \frac{(1+\rho) \cdot \tau \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot \left(\frac{h_0}{h_y}\right)^2}{4}$$

La non fragilité est donc vérifiée

Verification de la fleche :

$$E = 3,32 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \quad Q = 0,825 \text{ t/m}^2 \quad I = 2812,5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^4 \quad l = 5,39 \text{ m}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q \cdot l^4}{EI} = 0,0097 \text{ m} = 9,7 \text{ mm} < \frac{l}{500} = 10,78 \text{ mm}$$

La fleche n'est pas dangereuse

Remarque : Le ferrailage de la dalle est donné en annexe.

IV POUTRE TRANSVERSALE

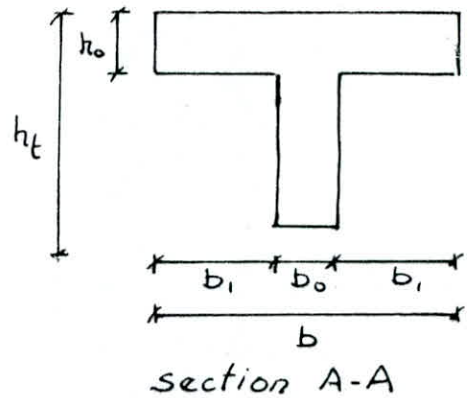
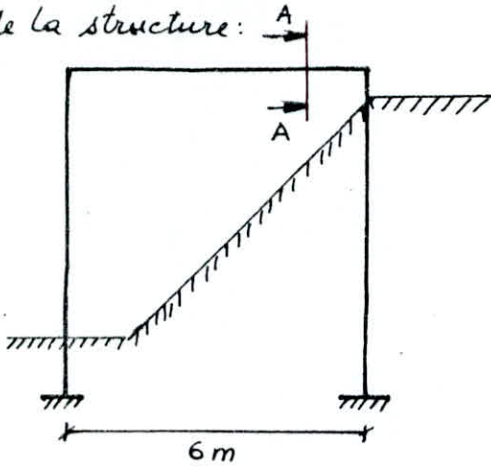
La poutre transversale est exécutée en deux phases, la première partie qui va servir d'appui à la predalle est coulé au sol et la deuxième in situ

IV.1 CALCUL EN DEUXIEME PHASE

Après prise du béton, la dalle servira en travée de table de compression à la

poutre

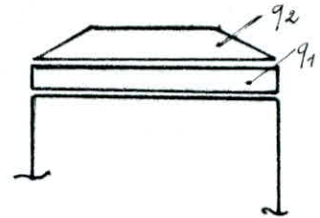
Schéma de la structure:



$b_o = 61 \text{ cm} ; h_o = 30 \text{ cm} ; h_t = 100 \text{ cm} ; b = 261 \text{ cm}$

IV:1-1 Charges sollicitant les poutres

- * Poids propre: De la poutre: $q_1 = (1 \times 0,61) \cdot 2,5 = 1,525 \text{ t/ml}$
De la dalle: $q_2 = 0,3 \cdot 2,5 = 0,75 \text{ t/m}^2$



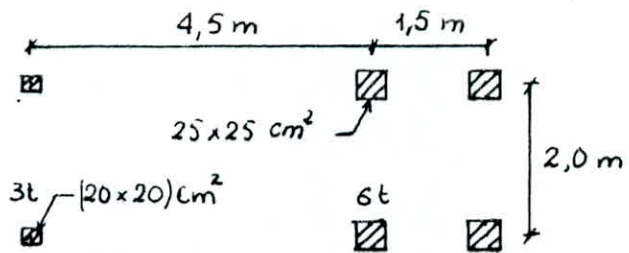
* Surcharges uniformes:

- Agissant sur la poutre: $q_1 = 1 \cdot 0,61 = 0,61 \text{ t/ml}$
- Agissant sur la dalle et venant à la poutre: $q_2 = 1 \text{ t/m}^2$

* Surcharges roulantes:

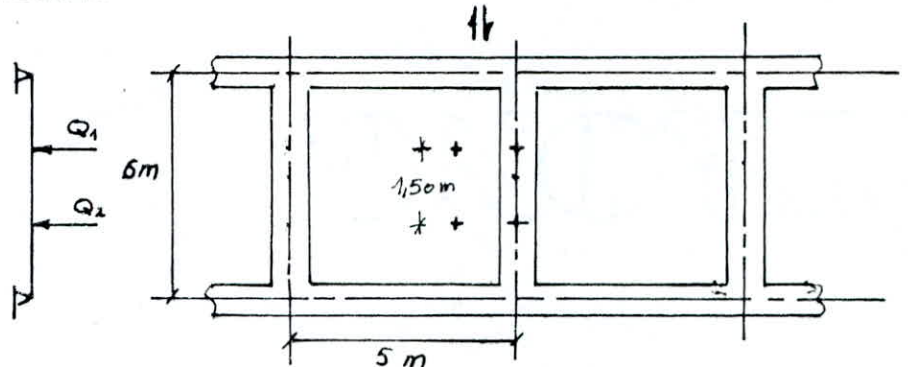
Il s'agit du camion Bc et du chariot qui peuvent se déplacer suivant les deux sens de circulation possible

schéma du camion:



Premier sens de déplacement:

$Q_1 = Q_2 = 9,6 \text{ t}$



Deuxieme sens de déplacement

$$Q'_1 = Q'_2 = 10,5 \text{ t}$$

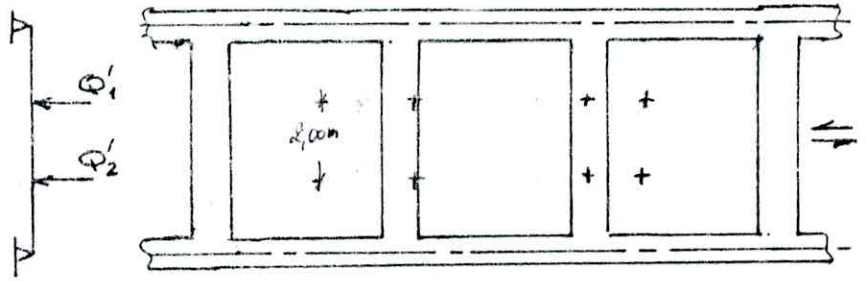
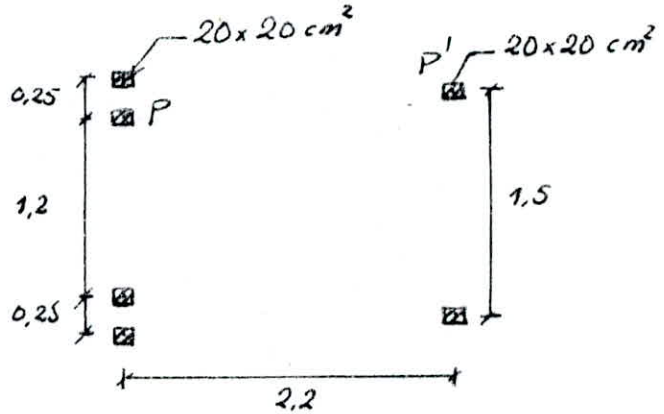


Schéma du chariot :

$$P = 3,125 \text{ t}$$

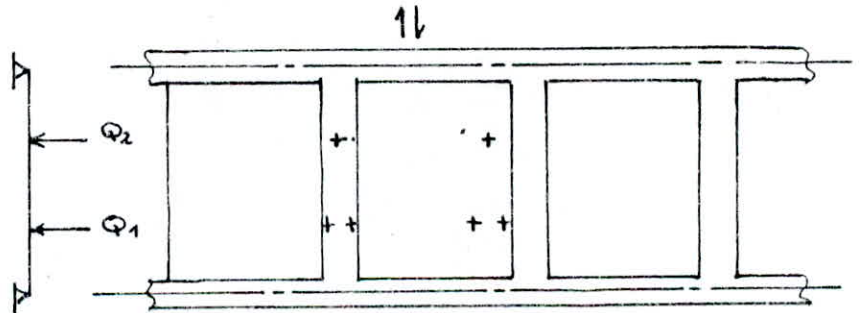
$$P' = 1,5 \text{ t}$$



Premier sens de déplacement :

$$Q_1 = 10,53 \text{ t}$$

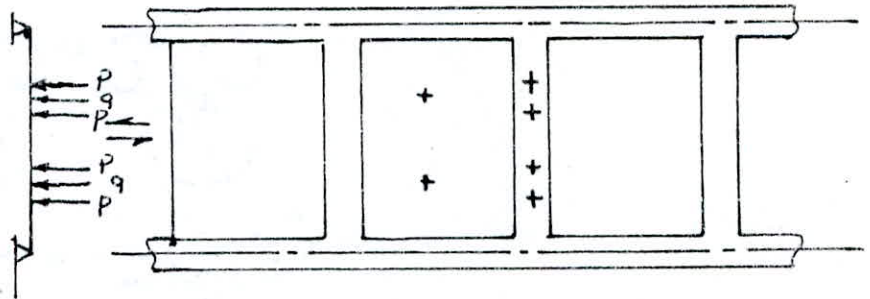
$$Q_2 = 2,46 \text{ t}$$



Deuxieme sens de déplacement

$$p = 3,125 \text{ t}$$

$$q = 0,84 \text{ t}$$



12 Calcul des efforts agissant sur la poutre sous l'action...

a. De son poids propre et celui de la dalle :

$$M_0^A = q_1 \frac{l_2^2}{8} + q_2 l_m \frac{l_2^2}{8}$$

$$\text{avec } l_m = \left(0,5 - \frac{3^2}{6}\right) l_x$$

$$T_0^A = q_1 \frac{l_2}{2} + q_2 l_t \cdot \frac{l_2}{2}$$

$$\text{avec } l_t = \left(0,5 - \frac{3}{4}\right) l_x$$

$$M_0^a = 13,022 \text{ t.m}$$

$$T_0^a = 7,922 \text{ t}$$

b. De la surcharge uniforme:

$$M_0^b = 10,462 \text{ t.m}$$

$$T_0^b = 6,401 \text{ t}$$

c. Des surcharges roulantes:

$$M_{max} = 21,6 \text{ t.m}$$

$$T_{max} = 10,5 \text{ t.m}$$

Donc les sollicitations extrêmes:

$$M = 49,31 \text{ t.m}$$

$$T = 25,562 \text{ t}$$

Dans la réalité, aux appuis, le moment n'est pas nul et à un travée, ce n'est pas le moment isostatique

On prend:

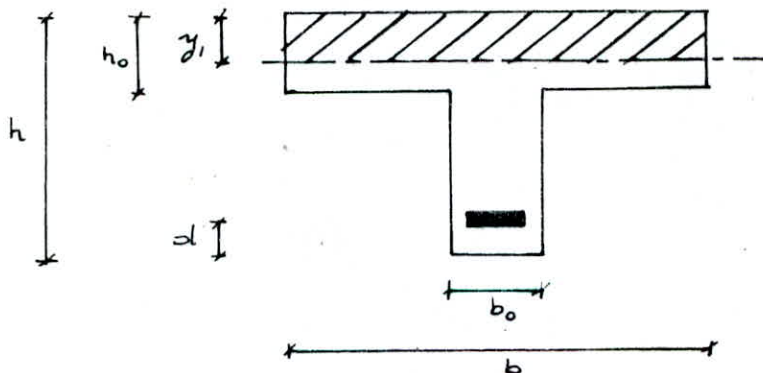
$$M_t = 0,85 M = 41,92 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 0,30 M = 14,79 \text{ t.m}$$

IV.1.3 Calcul du ferrailage:

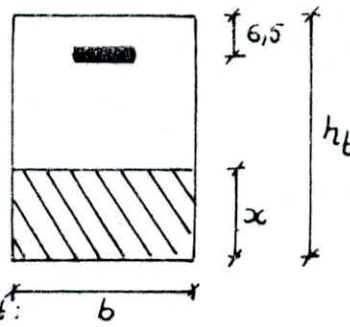
- En travée

Le ferrailage ainsi que les vérifications sont faits par la méthode de Pierre Charon.



A (cm ²)	d (cm)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	y_1 (cm)	σ_2 (kg/cm ²)	σ_0' (kg/cm ²)
14T16=28,14	7	1997	1827	1997	28,30	1774	51,4

- Aux appuis :



$$\begin{aligned} h_t &= 100 \text{ cm} \\ b &= 61 \text{ cm} \\ h &= 93,4 \text{ cm} \\ x &= 15,09 \text{ cm} \end{aligned}$$

Après calcul et vérification, on obtient :

A (cm ²)	d (cm)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_2$ (kg/cm ²)	x (cm)	σ_2 (kg/cm ²)	σ'_b (kg/cm ²)
8T12 = 9,04	6,5	1233	2110	2110	13,40	1997	30,03

- Armatures transversales :

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton (τ_b) :

$$(\tau_b)_{\max} = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots \text{si } (\sigma'_b)_{\max} < \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots \text{si } \bar{\sigma}'_{b0} < (\sigma'_b)_{\max} < 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

Dans notre cas : $(\sigma'_b)_{\max} < \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2$

d'où : $\tau_b = \frac{25562}{61 \cdot 82} = 5,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$

- Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{en} \text{ (car il y a reprise de bétonnage)}$$

Il faut que : $7 \text{ cm} < t < \bar{t} = \max \left(h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) ; 0,2 h \right)$

Les armatures transversales sont disposées perpendiculairement aux armatures longitudinales

$$t = 26,95 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 68,71 \text{ cm}$$

- Influence de l'effort tranchant aux voisinage des appuis

Il s'agit de vérifier que :

- l'épaisseur de l'appui est supérieure à celle de la bielle

$$c = \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}_b}$$

- les armatures longitudinales reprennent l'effort de traction

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\gamma}$$

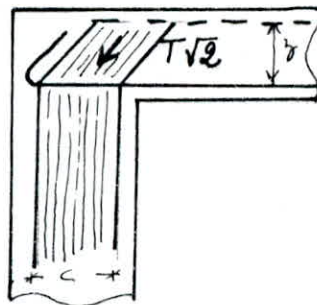
Vérifications

$$1. c = \frac{2 \cdot 25562}{61 \cdot 135} = 6,21 < 61 \text{ cm.}$$

$$2. A \bar{\sigma}_a = 28,14 \cdot 2800 = 78792 \text{ kg}$$

$$T + \frac{M}{\gamma} = 25562 - \frac{1479000}{82} = 7525,41 \text{ kg}$$

Nous avons donc : $A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{\gamma}$

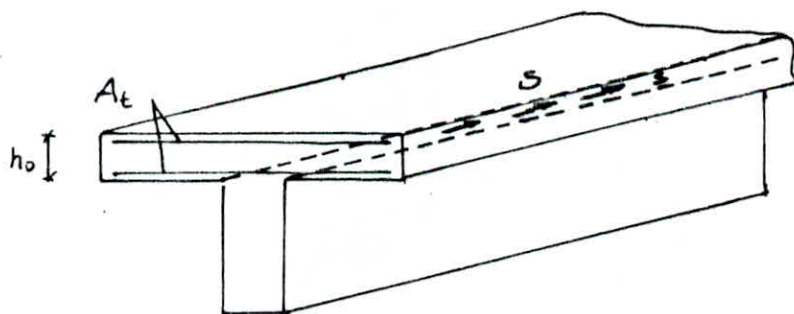


Les conditions aux appuis sont donc vérifiées.

- Liaison des tables de compression aux nervures

L'effort tangent S par unité de longueur relatif à la largeur b_1 de l'hourdis est

$$S = \frac{T b_1}{\gamma \cdot b}$$



Pour que la liaison table de compression-nervure soit vérifiée, il faut que les deux conditions suivantes soient satisfaites

- Contrainte de cisaillement du béton $\tau_b = \frac{S}{a} \leq 4 \bar{\sigma}_b$

- Contrainte des armatures par unité de longueur : $\sigma_{at} = \frac{S}{A_t} \leq \bar{\sigma}_a$

Vérification :

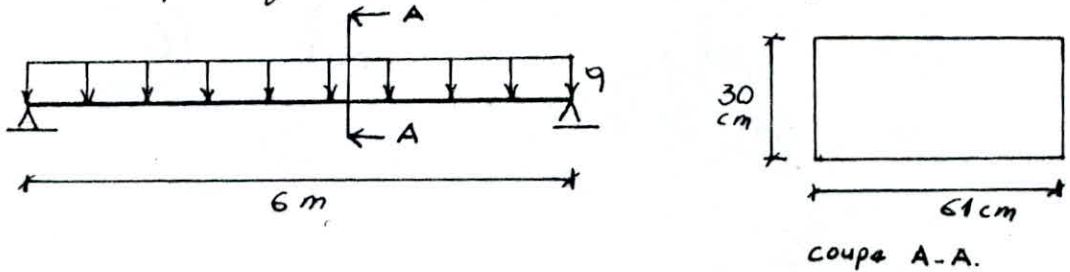
$$S = \frac{25562 \cdot 100}{82 \cdot 261} = 119,44 \text{ kg/cm}$$

- $\tau_b = \frac{119,44}{30} = 3,98 < 4 \bar{\sigma}_b = 23,2 \text{ kg/cm}^2$

$$- \sigma_{at} = \frac{S}{A_t} = \frac{119,44}{21,04} = 5,68 < \bar{\sigma}_a$$

IV.2. CALCUL EN PREMIERE PHASE

La poutre est posée sur deux appuis simples, elle supporte son propre poids, le poids des poutrelles qui s'y reposent et tout le béton qui sera coulé in situ.



- Poids propre de la poutre: $0,7 \cdot 0,61 \cdot 2,5 = 1,0675 \text{ t/ml}$

- Poids de la poutrelle: $0,15 \cdot 5 \cdot 2,5 = 1,875 \text{ t/ml}$

- Poids du béton coulé in situ: $0,15 \cdot 5 \cdot 2,5 = 1,875 \text{ t/ml}$

D'où :

$$q = 1,0675 \cdot 1,2 \cdot 2 \cdot 1,875 \Rightarrow q = 5,5675 \text{ t/ml}$$

Et on a :

$$M = 25,05 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$T = 16,7025 \text{ t}$$

IV.2.1 Ferrailage :

On fait la vérification de la pré-poutre sous l'effet de la charge q ci-dessus.

$$\sigma_a = 1612,65 < \bar{\sigma}_a \quad \text{et} \quad \sigma_b' = 63,49 < \bar{\sigma}_b'$$

* Condition de non fragilité

$$A_2 = 0,69bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{2n}} = 6,003 \text{ cm}^2$$

$$A_2 < A = 28,14 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal est dépassé

* Vérification de la flèche

$$f = \frac{5}{48} \frac{M}{EI} l^2$$

avec: $M = 25,05 \text{ t}\cdot\text{m}$; $I = 17435,83 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$
 $E = 21000 \sqrt{250} = 3,32 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$; $l = 6 \text{ m}$.

On obtient :

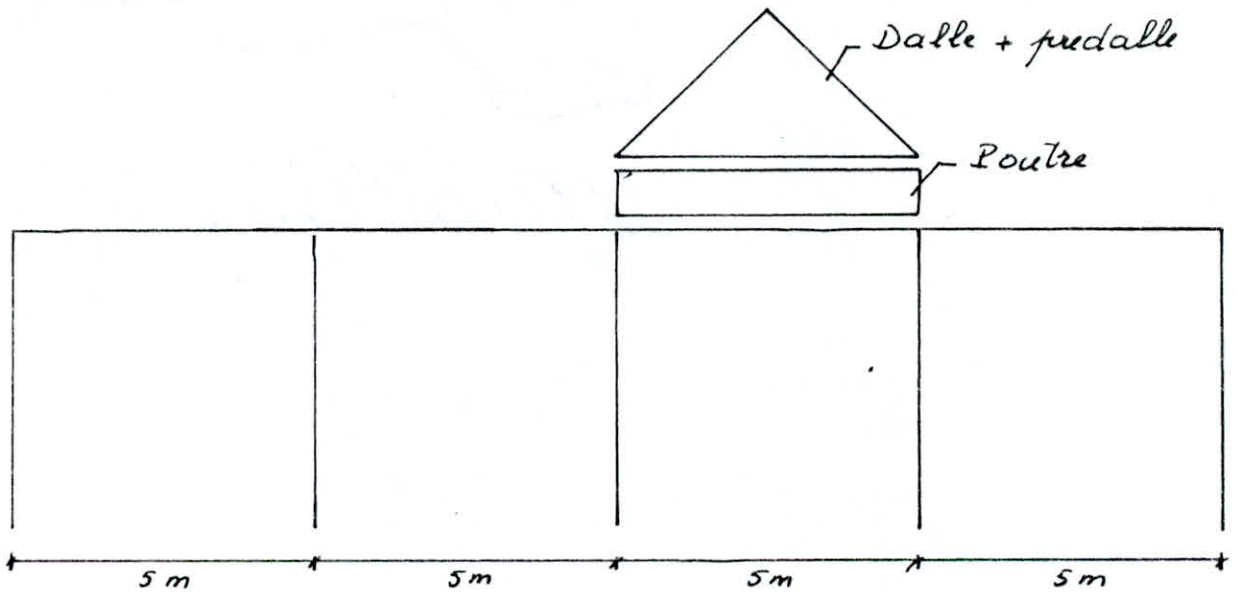
$$f_{\max} = 0,0016 \text{ m} = 1,6 \text{ mm} < \frac{l}{500}$$

* Vérification à l'effort tranchant :

$$T = 16,7025 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{16,7025 \cdot 10^3}{61 \cdot \frac{7}{8} \cdot 63,4} = 4,94 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2$$

V POUTRE LONGITUDINALE



V.1. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

Charges agissant sur la poutre :

Poids propre de la poutre = $1,53 \text{ t/ml}$

Poids de la dalle et de la predalle . . . $0,3 \cdot 2,5 \cdot \frac{4,39}{2} = 1,65 \text{ t/ml}$

D'où les moments :

$$M_1 = 1,53 \cdot \frac{(4,39)^2}{8} = 3,69 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$T_1 = 3,36 \text{ t}$$

$$M_2 = 1,65 \cdot \frac{(4,39)^2}{12} = 2,65 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$T_2 = 3,62 \text{ t}$$

Et le moment total due au poids propre de la poutre et de la dalle :

$$M_b = 6,34 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$T_b = 6,98 \text{ t}$$

Surcharges permanentes :

$$\eta_p = 1 \cdot \frac{(4,39)^2}{8} = 2,41 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$T_p = 2,195 \text{ t}$$

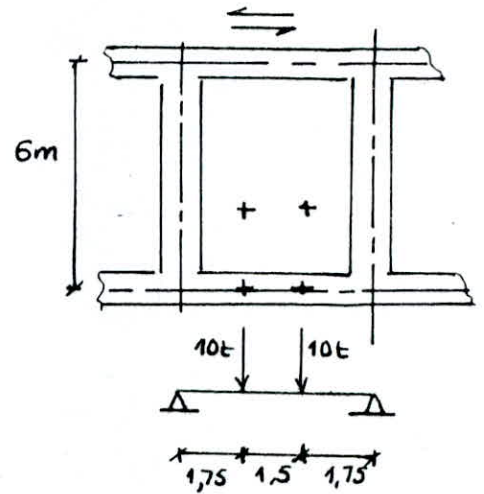
Surcharges roulantes

- Camion Bc

Premier sens de circulation

$$M = 17,5 \text{ t}\cdot\text{m}$$

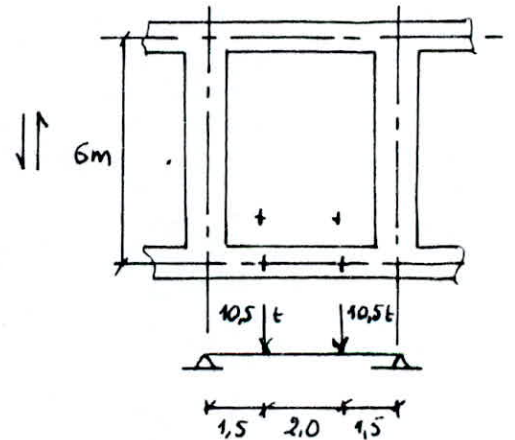
$$T = 10 \text{ t}$$



Deuxième sens de circulation

$$M = 15,75 \text{ t}$$

$$T = 10,5 \text{ t}$$



- Chariot :

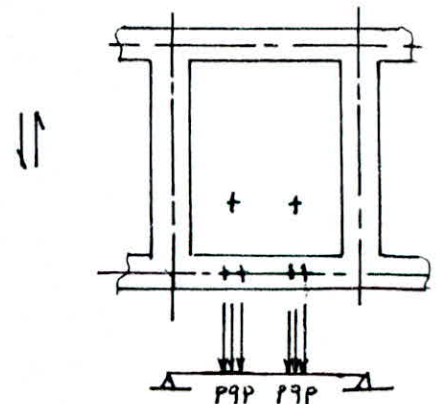
Premier sens de déplacement

$$P = 3,125 \text{ t}$$

$$q = 0,84 \text{ t}$$

$$M = 12,56 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$T = 7,09 \text{ t}$$



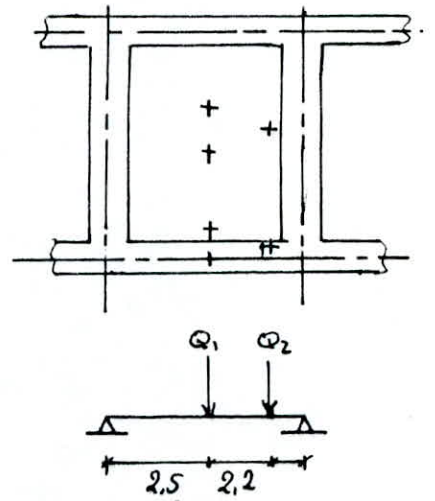
Deuxieme sens de déplacement:

$$Q_1 = 10,73 \text{ t}$$

$$Q_2 = 2,57 \text{ t}$$

$$M_1 = 17,025 \text{ t.m}$$

$$T = 6,81 \text{ t}$$



- Sollicitations maximales:

$$M = 6,34 + 1,2 \cdot 1,4 \cdot 17,5 = 35,74 \text{ t.m}$$

$$T = 6,98 + 1,2 \cdot 1,4 \cdot 10,5 = 24,62 \text{ t}$$

Les valeurs que l'on prend pour le calcul sont alors:

$$M_t = 30,38 \text{ t.m}$$

$$M_{ap} = 17,87 \text{ t.m}$$

$$T = 28,31 \text{ t}$$

V.2 FERRAILLAGE

a. En travée

$$\mu = \frac{15 \cdot 30,38 \cdot 10^5}{2800 \cdot 61 \cdot (94,4)^2} = 0,0299 \rightarrow \epsilon = 0,9254$$

$$A = \frac{3038000}{2800 \cdot 0,9254 \cdot 94,4} = 12,42 \text{ cm}^2$$

$$A = 7T16 = 14,07 \text{ cm}^2$$

Vérification à la fissuration:

$$\bar{\omega} = \frac{14,07}{2 \cdot 61 \cdot 5,4} = 0,0214$$

$$\sigma_s = 1,6 \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{16} \cdot \frac{0,0214}{1,214} = 1762,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 5,8}{16}} = 1827,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{D'où } \sigma_a = 1827 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 30,38 \cdot 10^5}{1827 \cdot 61 \cdot (94,4)^2} = 0,04588 \rightarrow \varepsilon = 0,9096$$

$$A = \frac{30,38 \cdot 10^5}{1827 \cdot 0,9096 \cdot 94,4} = 19,37 \text{ cm}^2$$

$$A = 10 \text{ T } 16 = 20,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Allow: } \bar{\sigma}_a = 1760,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 43,68 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{24620}{61 \cdot \frac{7}{8} \cdot 100} = 4,61 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\frac{A}{b_0 h} \geq 0,54 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$$

$$\frac{A}{b_0 h} = 0,0035$$

$$0,54 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 0,0012$$

La condition de non fragilité est donc vérifiée.

Vérification de la flèche

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{M \cdot l^2}{E I}$$

$$E = 21000 \sqrt{250} = 3,32 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = \frac{0,61 \cdot 1^3}{12} = 0,0508 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{5}{48} \frac{30,38 \cdot 5^2}{3,32 \cdot 10^5 \cdot 0,0508} = 0,0005 \text{ m} = 0,5 \text{ mm}$$

b. En appuis

$$\mu = \frac{15 \cdot 17,87 \cdot 10^5}{2800 \cdot 61 \cdot (93,6)^2} = 0,0179 \Rightarrow \epsilon = 0,9408$$

$$A = \frac{1787000}{2800 \cdot 0,9408 \cdot 93,5} = 7,255 \text{ cm}^2$$

$$A = 7 \cdot T12 = 7,96 \text{ cm}^2$$

Vérification à la fissuration

$$\bar{\omega} = \frac{7,96}{2 \cdot 61 \cdot 6,5} = 0,01$$

$$\sigma_1 = 1,6 \cdot 10^6 \frac{1}{12} \cdot \frac{0,01}{1,1} = 1212,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 5,8}{12}} = 2110,54 \text{ kg/cm}^2$$

Alors $\bar{\sigma}_a = 2110 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{15 \cdot 17,87 \cdot 10^5}{2110 \cdot 61 \cdot (93,6)^2} = 0,0238 \Rightarrow \epsilon = 0,9327$$

$$A = \frac{17,87 \cdot 10^5}{2110 \cdot 0,9327 \cdot 93,6} = 9,70 \text{ cm}^2$$

$$A = 10 T12 = 11,31 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{17,87 \cdot 10^5}{11,31 \cdot 0,9327 \cdot 93,6} = 1809,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = 30,52 \text{ kg/cm}^2$$

= Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{en}$$

Il faut que : $7 \text{ cm} < t < \bar{t} = \max \left\{ h \left(1 - \frac{0,3 \cdot \sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right); 0,2h \right\}$

Les armatures transversales sont perpendiculaire aux armatures longitudinales.

$$t = \frac{2,01 (718) 100 \cdot 2800}{24620} = 20,002 \text{ cm} \quad t = 20 \text{ cm.}$$

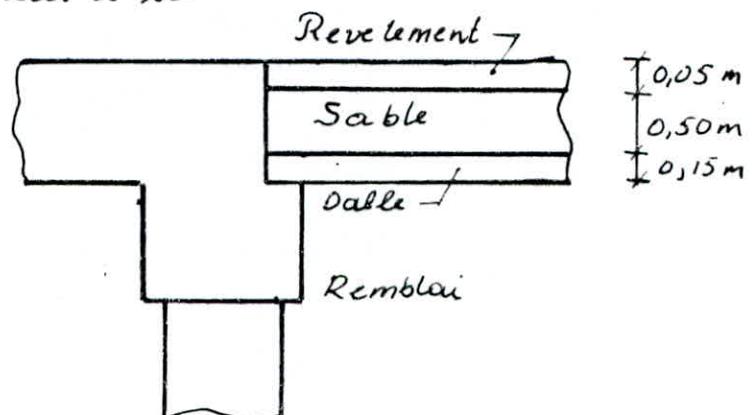
$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 100 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 4,61}{5,8} \right) = 76,16 \text{ cm} \\ 0,2 \cdot 100 = 20 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \bar{t} = 75 \text{ cm.}$$

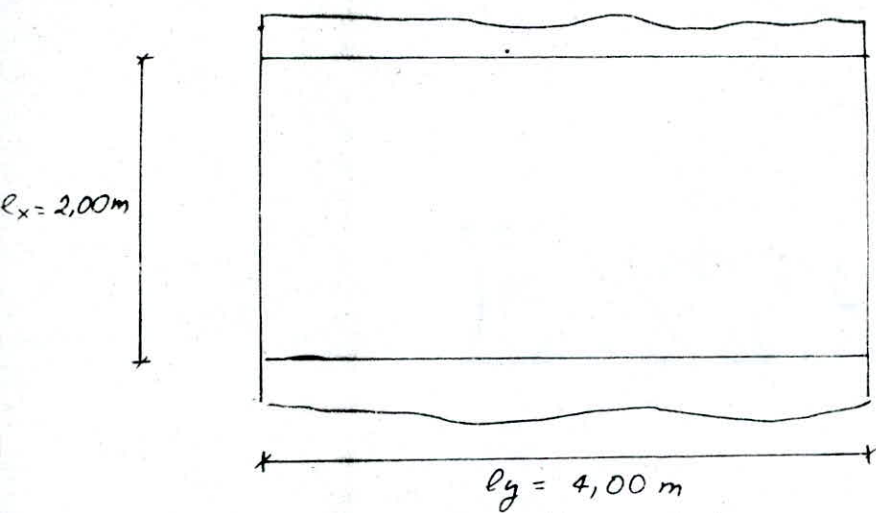
Les schémas des ferrailages des deux poutres sont représentés sur les planches.

VI CALCUL DE LA DALLE DE TRANSITION:

Elle est constituée de dalles préfabriquées de $(0,15 \times 2 \times 4) \text{ m}^3$ de dimensions. Les dalles seront appuyées, dans le sens de la longueur, d'un côté sur la poutre longitudinale et de l'autre sur le sol.

Revêtement: $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$
 Sable: $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$
 Dalle: $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$





I-1 CALCUL DES SOLLICITATIONS :

Charges réparties

- Poids propre : $0,05 \cdot 1 + 0,5 \cdot 1,8 + 0,15 \cdot 2,5 = 1,325 \text{ t/m}^2$
- Surcharges : 1 t/m^2

Calcul des efforts :

$$g = \frac{2}{4} = 0,5$$

$$M_x = \mu_x \cdot q l_x^2$$

$$M_y = M_x$$

$$T_x = \frac{Q l_x l_y}{l_x + 2 l_y}$$

$$T_y = \frac{1}{3} Q l_x$$

et μ_y sont donnés par les abaques de Pigeaud
charge répartie linéairement

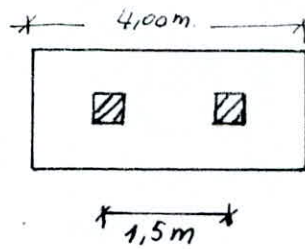
Où :

	$M_x \text{ (t.m/ml)}$	$M_y \text{ (t.m/ml)}$	$T_x \text{ (t/ml)}$	$T_y \text{ (t/ml)}$
Poids propre	0,516	0,169	1,06	0,883
Surch. réparties	0,389	0,128	0,800	0,667

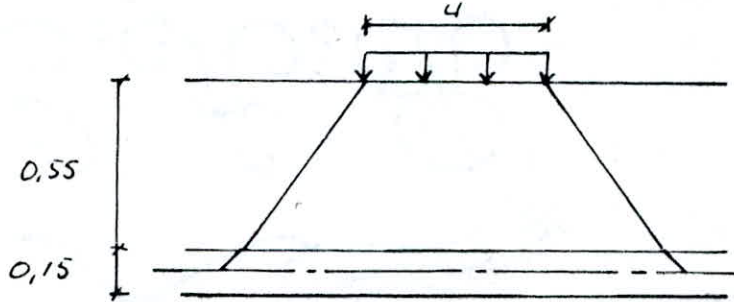
Charges roulantes

- Camion Bc

Première position:

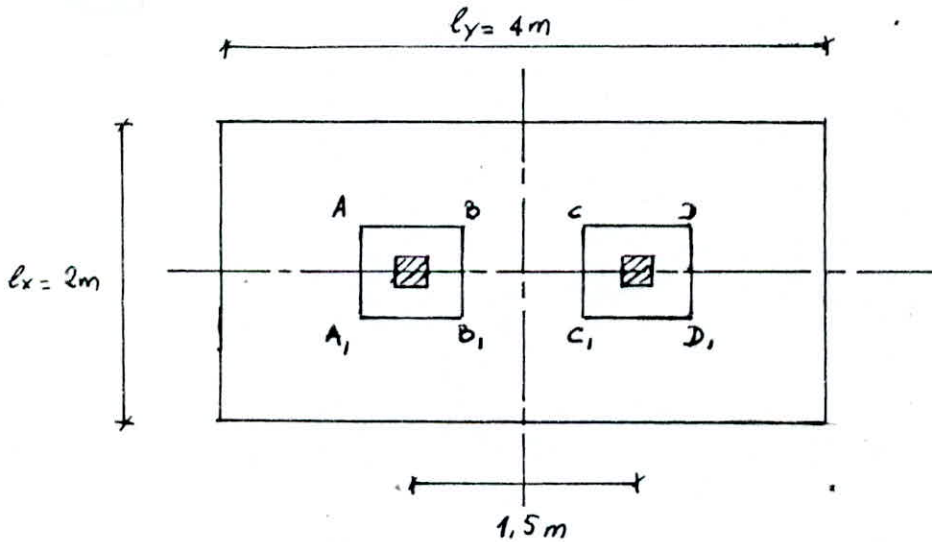


Diffusion de la charge sous la ligne médiane de la salle



$$\left. \begin{aligned} u' &= u + 1,5e + h_0 \\ v' &= v + 1,5e + h_0 \end{aligned} \right\} \Rightarrow v' = u' = 122,5 \text{ cm}$$

$$\sigma' = \frac{6}{(122,5)^2} \quad \sigma' = 4 \text{ t/m}^2$$



Zone considérée	u' (m)	v' (m)	$p = \sigma' u' v' (t)$	M_1	M_2	$M_x (t \cdot m / ml)$	$M_y (t \cdot m / ml)$
ADA ₁ D ₁	1,225	2,725	7,35	0,09	0,02	0,684	0,246
BCB ₁ C ₁	1,225	0,275	1,35	0,13	0,11	0,198	0,175

$$\text{Effort resultant} = ADA_1D_1 - BC B_1C_1$$

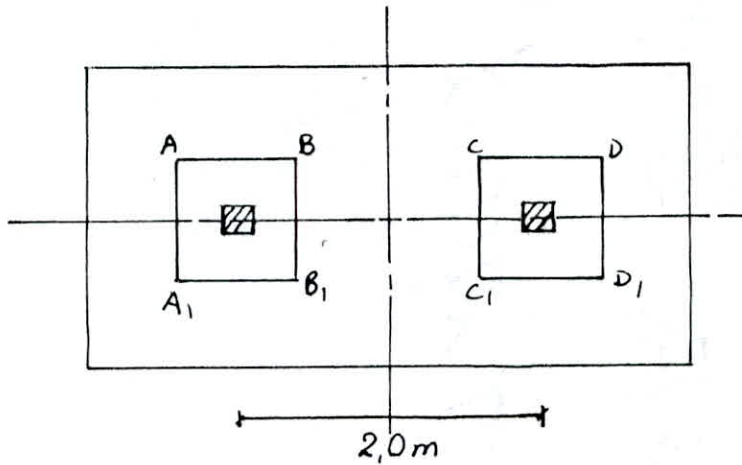
$$M_x = 0,486 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{ml}$$

$$M_y = 0,071 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{ml}$$

$$T_x = 0,606 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{ml}$$

$$T_y = 0,532 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{ml}$$

Deuxieme position :



Zone Considerée	u' (m)	v' (m)	$P = \sigma' u' v' (t)$	M_1	M_2	M_x (t·m/ml)	M_y (t·m/ml)
ADA ₁ D ₁	1,225	3,225	15,80	0,085	0,016	1,381	0,434
BC B ₁ C ₁	1,225	0,775	3,80	0,125	0,075	0,518	0,356

$$\text{Effort resultant} = ADA_1D_1 - BC B_1C_1$$

$$M_x = 0,863 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{ml}$$

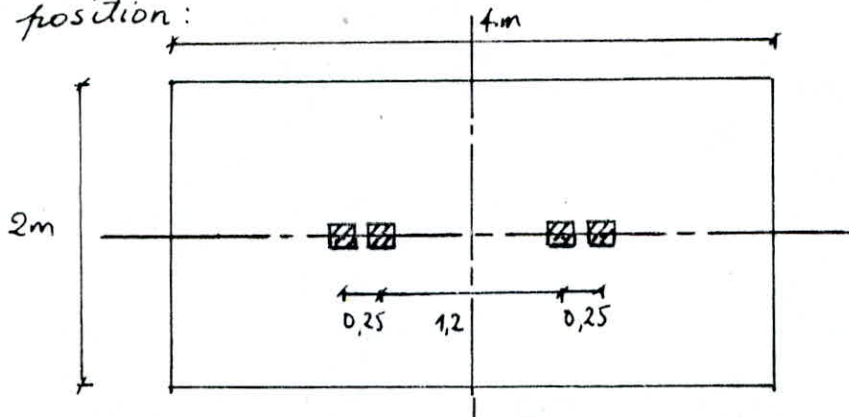
$$M_y = 0,098 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{ml}$$

$$T_x = 0,880 \text{ t}/\text{ml}$$

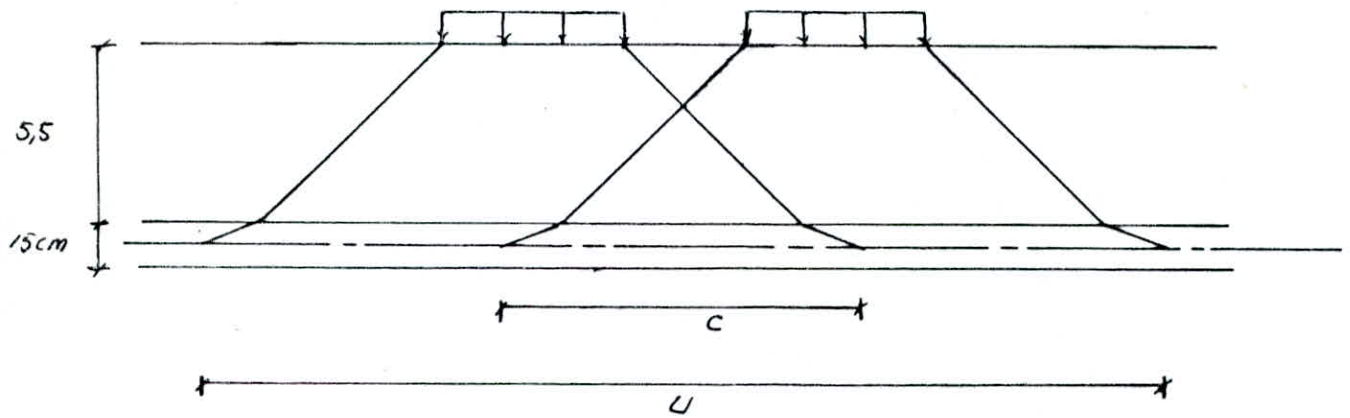
$$T_y = 0,599 \text{ t}/\text{ml}$$

- Chariot

Premiere position :



Diffusion de la charge sur la ligne moyenne de la dalle :

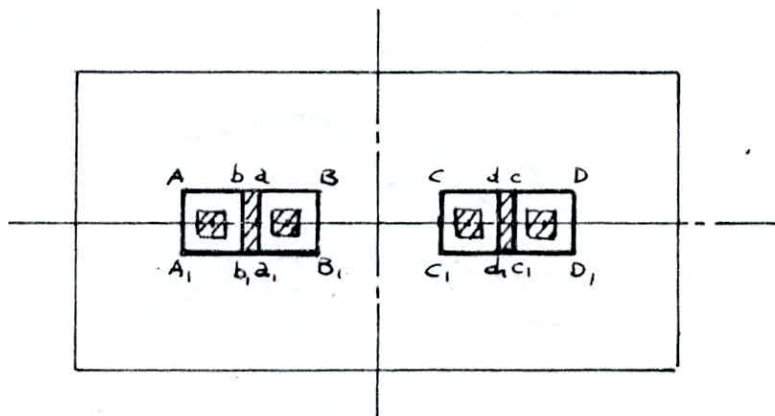


$$u' = v' = 20 + 1,5 \cdot 5,5 + 15 = 117,5 \text{ cm}$$

$$c = 92,5 \text{ cm}$$

$$u = 142,5 \text{ cm}$$

$$\sigma' = \frac{3,125}{(1,225)^2} = 2,082 \text{ t/m}^2$$



Zone considérée	$u' \text{ (m)}$	$v' \text{ (m)}$	$p = \sigma' u' v' \text{ (t)}$	M_x	M_y	$M_x \text{ (t.m/ml)}$	$M_y \text{ (t.m/ml)}$
ADA ₁ D ₁	1,175	2,875	7,03	0,090	0,019	0,653	0,228
bcb ₁ c ₁	1,175	2,075	5,08	0,095	0,035	0,509	0,250
ada ₁ d ₁	1,175	0,525	1,28	0,130	0,100	0,186	0,153
BCB ₁ C ₁	1,175	0,075	0,06	0,140	0,140	0,970	0,097

Effort résultant : ADA₁D₁ + bcb₁c₁ - ada₁d₁ - BCB₁C₁

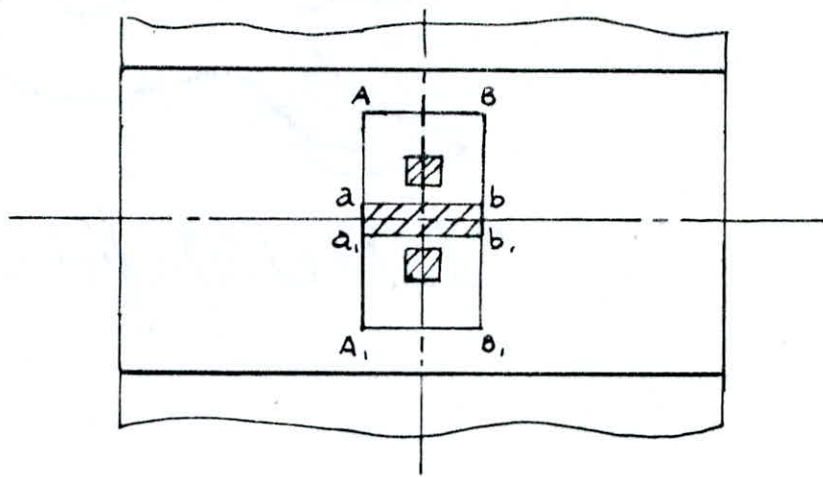
$$M_x = 0,879 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = 0,228 \text{ t.m/ml}$$

$$T_x = 1,499 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 1,251 \text{ t/ml}$$

Deuxième position



Zone considérée	$u'(m)$	$v'(m)$	$p = \sigma' u' v' (t)$	M_1	M_2	$M_x (t \cdot m/ml)$	$M_y (t \cdot m/ml)$
ABA, B ₁	1,425	1,175	3,49	0,11	0,05	0,410	0,232
ab a ₁ b ₁	0,925	1,175	2,26	0,14	0,06	0,337	0,183

Effort résultant = ABA, B₁ + ab a₁ b₁

$$M_x = 0,747 \text{ t} \cdot \text{m/ml}$$

$$T_x = 1,557 \text{ t/ml}$$

$$M_y = 0,415 \text{ t} \cdot \text{m/ml}$$

$$T_y = 1,458 \text{ t/ml}$$

Combinaisons:

$$M_x = 0,516 + 1,2 \cdot 1,4 \cdot 0,879$$

$$M_y = 0,169 + 1,2 \cdot 1,4 \cdot 0,415$$

$$T_x = 1,06 + 1,2 \cdot 1,4 \cdot 1,557$$

$$T_y = 0,883 + 1,2 \cdot 1,4 \cdot 1,458$$

$$M_x = 1,993 \text{ t} \cdot \text{m/ml}$$

$$M_y = 0,866 \text{ t} \cdot \text{m/ml}$$

$$T_x = 3,676 \text{ t} \cdot \text{m/ml}$$

$$T_y = 3,332 \text{ t} \cdot \text{m/ml}$$

VII.2 FERRAILLAGE

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_t}{10} = 1,5 \text{ cm} ; \text{ on prend } \phi = 12 \text{ mm}$$

Soit

$$h_x = 15 - 2 - 1,2 - 0,6 = 11,2 \text{ cm}$$

$$h_y = 15 - 2 - 0,6 = 12,4 \text{ cm}$$

Suivant l_x

$$A_x = 7,20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_x = 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2$$

Vérification à la non fissuration :

$$\tilde{\omega} = \frac{7,92}{2 \cdot 100 \cdot 7,6} = 0,0052$$

$$\sigma_1 = 1,6 \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{12} \cdot \frac{0,0052}{1,052} = 659,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 5,8}{12}} = 2110,54 \text{ kg/cm}^2$$

Donc $\bar{\sigma}_a = 2110 \text{ kg/cm}^2$

Et: $A_x = 9,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_x = 10T12 = 11,31 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

$$A_2 = 0,69 \cdot 100 \cdot 11,2 \cdot \frac{5,8}{4200} = 1,07 \text{ cm}^2$$

$$(A_x)_{\min} = 0,75 \cdot 1,07 = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$(A_y)_{\min} = 0,375 \cdot 1,07 = 0,40 \text{ cm}^2$$

} La non fragilité est donc vérifiée

Suivant l_y

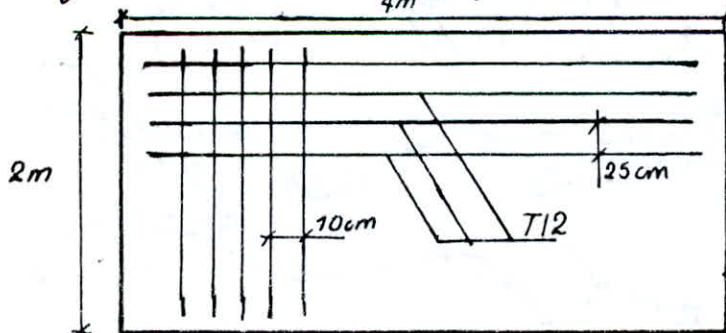
$$\tilde{\omega} = \frac{3,39}{2100 \cdot 2,6} = 0,0065$$

$$\sigma_1 = 1,6 \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{12} \cdot \frac{0,0065}{1,065} = 813,77 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2110,54 \text{ kg/cm}^2$$

Donc $\bar{\sigma}_a = 2110 \text{ kg/cm}^2$

Et: $A_y = 3,61 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_y = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.



VII. FERRAILLAGE DU PIEU

$$M_r = 23,20 \text{ t.m}$$

$$N = 45,13 \text{ t}$$

$$T = 38,14 \text{ t}$$

$$e = \frac{M_r}{N} = 0,51 \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Verification au flambement :

Calcul du moment d'inertie

Une certaine épaisseur de la chemise en acier risque d'être attaquée par la corrosion, elle ne rentre donc pas dans les calculs, on la suppose égale à 10 mm

$$I = \frac{\pi \cdot D_i^4}{64} + \frac{\pi \cdot n \left((\Phi - 10 \cdot 10^{-3})^4 - D_i^4 \right)}{64}$$

où : D_i est le diamètre intérieur du pieu ; $D_i = 58 \text{ cm}$

$$n = 15$$

Φ est le diamètre extérieur du pieu.

$$I = 0,0176 \text{ m}^4$$

$$S = 0,2943 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = 0,244$$

$$\lambda = \frac{KL}{i} = \frac{0,7 \cdot 5,4}{0,244} = 15,49 < 50 \text{ Le pieu ne flambe donc pas}$$

Calcul du ferrailage :

Après un premier essai avec $\bar{\sigma}_b' = 135 \text{ kg/cm}^2$ qui a donné un ferrailage insuffisant, nous prenons :

$$\bar{\sigma}_b' = 120 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu' = \frac{M}{\sigma_b' \cdot B \cdot D} = \frac{23,2 \cdot 10^3}{120 \cdot \lambda \cdot \frac{58^2}{4} \cdot 58} = 0,1262$$

$$\eta = \frac{e}{D} = \frac{0,51}{0,58} = 0,879$$

Et à partir des abaques, on a : $\left\{ \begin{array}{l} \tilde{\omega} = 2,58 \\ K = 15 \end{array} \right.$

D'où :

$$A = \tilde{\omega} \cdot \frac{B}{100} = \frac{2,58 \cdot 2642,08}{100} = 68,17$$

$$A = 14T25 = 68,68 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 \sigma_b' = 15 \cdot 120 = 1800 \text{ kg/cm}^2 < 2433 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a' = 1611 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Espacement des barres

$$t = \frac{\lambda D}{14} = 13 \text{ cm}$$

Aimatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T}{b_s z} = \frac{T}{\frac{7}{8} \cdot D^2} = \frac{38,14 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \cdot 58^2} = 12,96 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \sigma_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2$$

On prend une cerce T10 ; $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{T}{3 \sigma_{at}} \Rightarrow t = \frac{A_t \cdot 3 \sigma_{at}}{T} = \frac{1,57 \cdot \frac{7}{8} \cdot 58 \cdot 2800}{38,14 \cdot 10^3} = 46,8 \text{ cm}$$

On mettra donc une cerce tous les 45 cm

DEVIS ESTIMATIF DU QUAI EN BLOCS DE BETON.

DESIGNATION.	Unités	Quantité	P.U (D.A)	Prix total (DA)
Assise en pierre	m ³	7,65	500	4000
Fabrication et mise en œur	m ³	43,05	800	35000
Coffrage des blocs	m ²	95,15	100	10000
Stockage des blocs avant emploi	U	3	4000	12000
Réglage et mise en place des blocs	U	3	4000	12000
Roche dans les évidements	m ³	15,30	350	5500
Bétn de la Superstructure	m ³	6,53	900	6000
Ferraillage	t	0,375	7500	3000
Coffrage	m ²	23,4	100	2500
Dragage.	m ³	7,65	30	300
Prix d'une pile.				90300
Prix du mètre linéaire				30100.

DEVIS ESTIMATIF DU QUAI SUR PIEUX

DESIGNATION	Unité	Quantité	P.U. (DA)	Prix total (DA)
Béton pour éléments préfabriqués	m ³	39,80	1500	59400
Béton pour éléments coulés sur place	m ³	52,57	900	47400
Ferrailage de la superstructure	t	7,5	7500	56300
Coffrage	m ²	396	100	39600
Enfoncement du pieu dans le schiste	ml	30	5000	150000
Enfoncement du pieu dans la marne	ml	5	4000	20000
Recapage du pieu	U	10	1000	10000
Essai de cisaillement	U	10	2000	20000
Mise en œuvre du béton dans le pieu	ml	84	2000	168000
Armature pour pieu.	Kg	4860	20	97200
Total				97200
Prix du mètre linéaire				667900

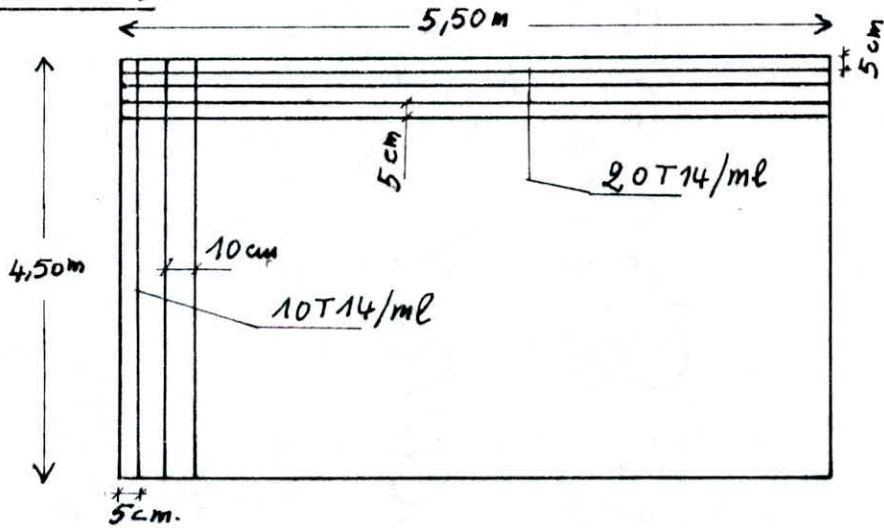
Conclusion.

- Nous avons un bon sol à 50 cm du fond.
 - La réalisation du mur en blocs est plus simple que celle du quai sur pieux.
 - Le mètre linéaire de quai en blocs coûte 3000 DA moins cher que celui du quai sur pieux.
- Nous choisirons donc le quai en blocs de béton évidés.

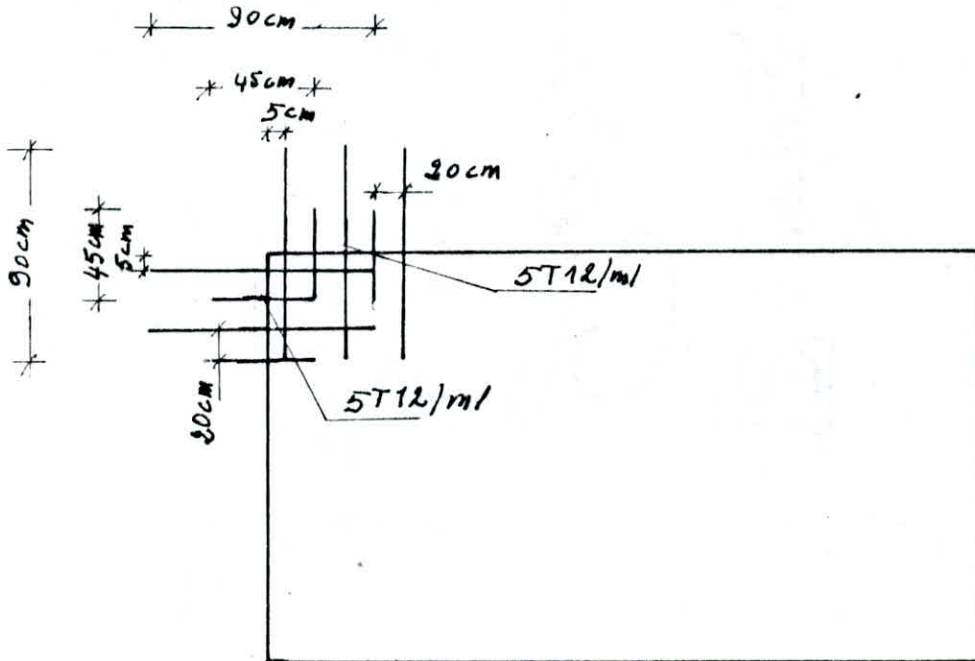
ANNEXE.

Ferrailage de la dalle.

Armatures inferieures



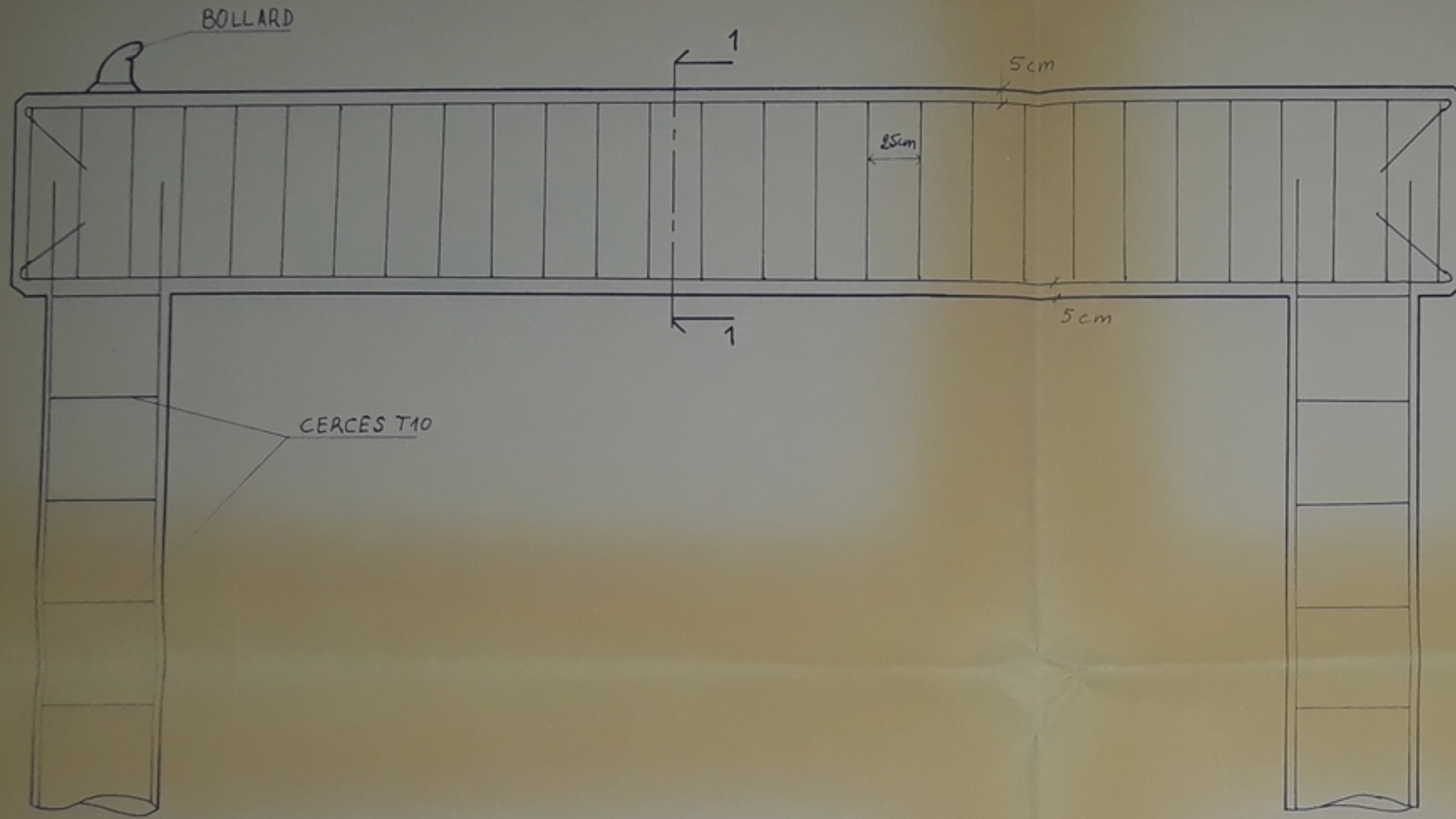
Armatures superieures



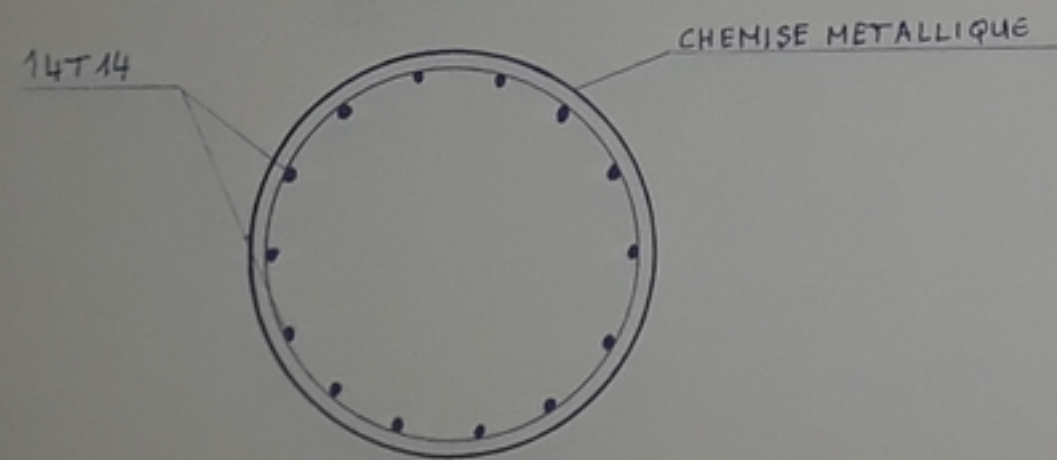
BIBLIOGRAPHIE.

- G. Sanglerat et J. Costet. - Cours pratiques de mécanique des sols, Tomes 1 et 2, DUNOD 1983.
- G. Philipponnat. - Fondations et ouvrages en terre, EYROLLES, 1975.
- J. Brinch Hansen. - The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces, The Danish Geotechnical Institute Bulletin n°12, 1961.
- Fond 72, LCPC - SETRA
- V. DAVIDOVICI, Aide mémoire de béton armé, EYROLLES, 1974.
- P. CHARON, Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé, EYROLLES 1983.
- P. CHARON. - Calcul pratique des sections en béton armé : flexion simple et composée, EYROLLES, 1973.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages construction en béton armé (CCBA 68), EYROLLES, 1975.
- M. BELAZOUGUI, Cours de béton armé, tome 2, O.P.U, 1983
- Calcul des structures soumises au séisme, selon le R.P.A 81 O.P.
- J. CHAPON. - Travaux maritimes, tome 1 et 2, EYROLLES, 1980
- R. BONNFILLE. - Cours d'hydraulique maritime, MASSON, 1980
- M. CARLIER. - Hydraulique générale et appliquée, EYROLLES 1975
- A. COIN. - Ossature des bâtiments, EYROLLES 1983.
- La conception et le calcul des quais sur pieux, Service Technico Central des Ports Maritimes et des Voies Navigables. (France, 1975)

POUTRE TRANSVERSALE DU QUAI SUR PIEUX (1/20^{ième})



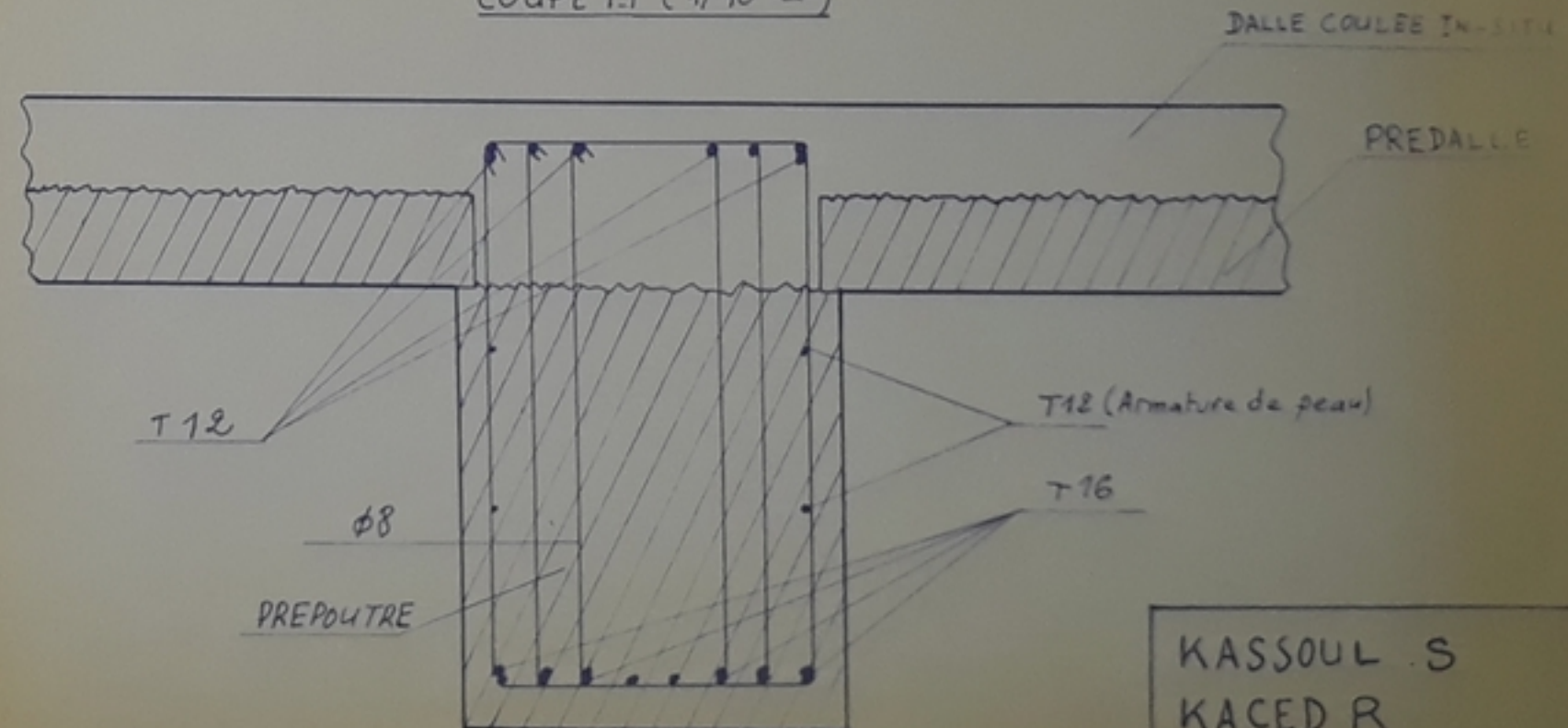
COUPE TRANSVERSALE DU PIEU (1/10^{ième})



PB-06186

-1-

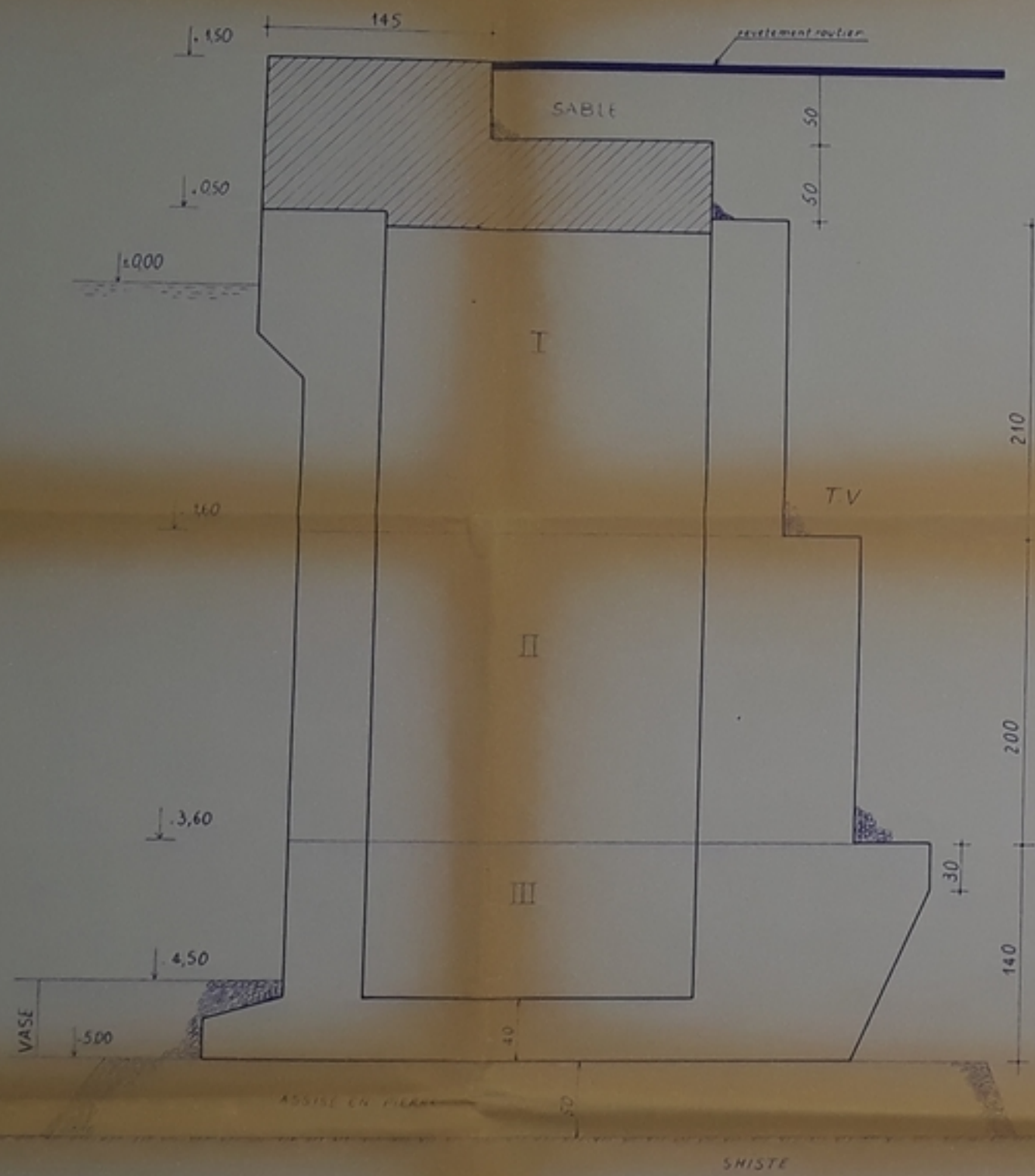
COUPE 1.1 (1/10^{ième})



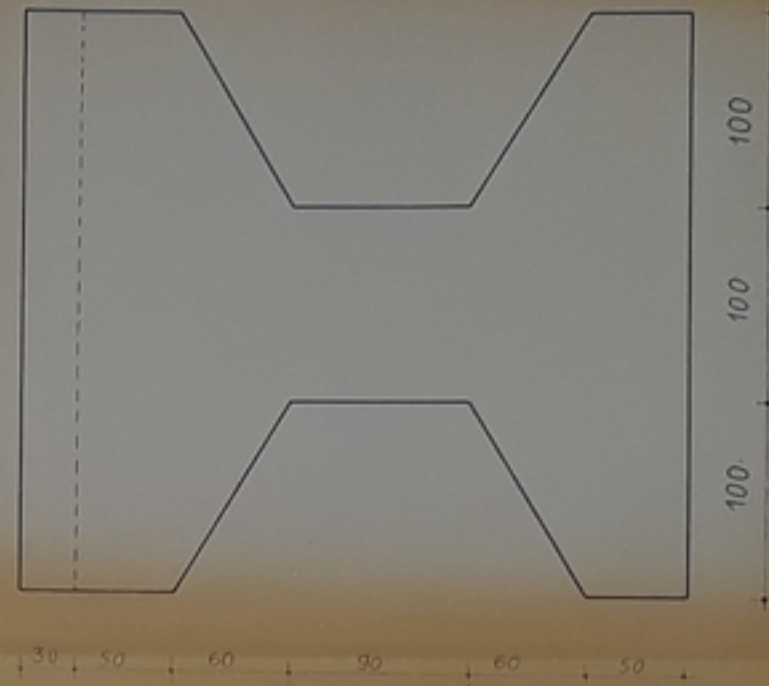
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

KASSOUL S
KACED R
JUN 86

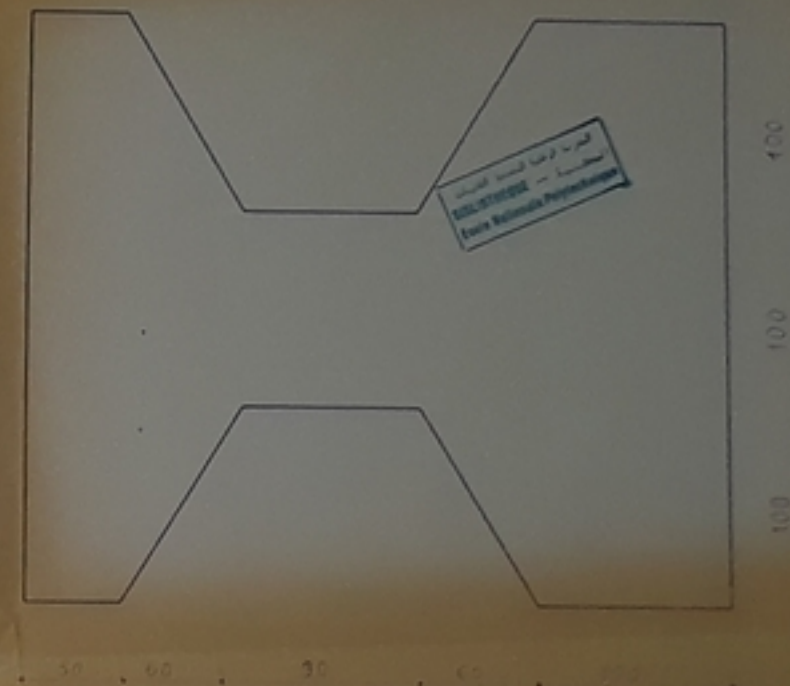
VUE EN COUPE



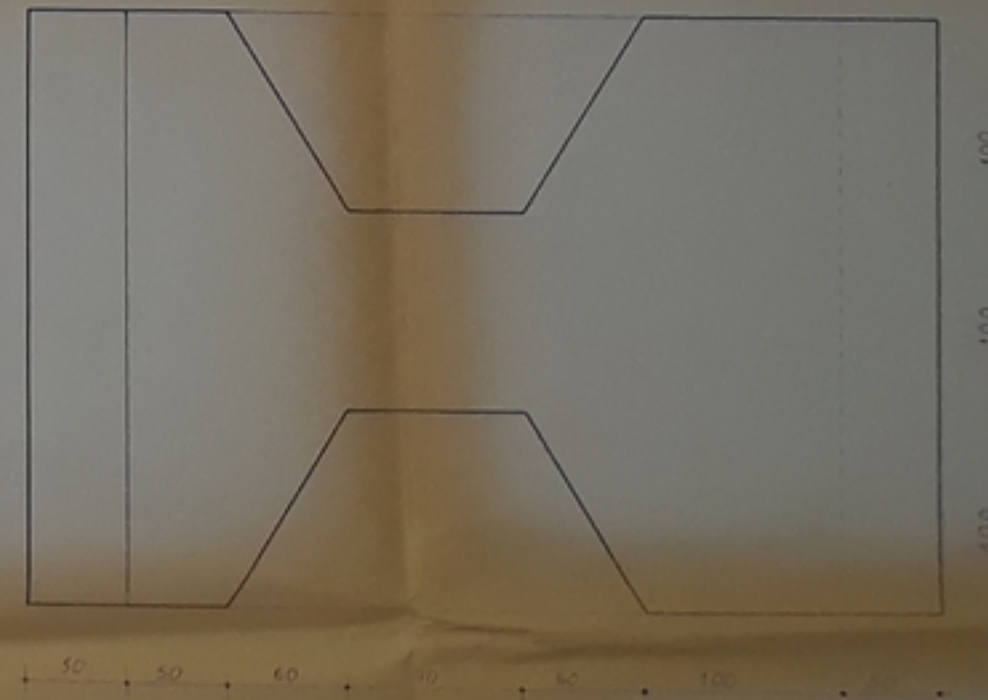
BLOC TYPE I



BLOC TYPE II



BLOC TYPE III

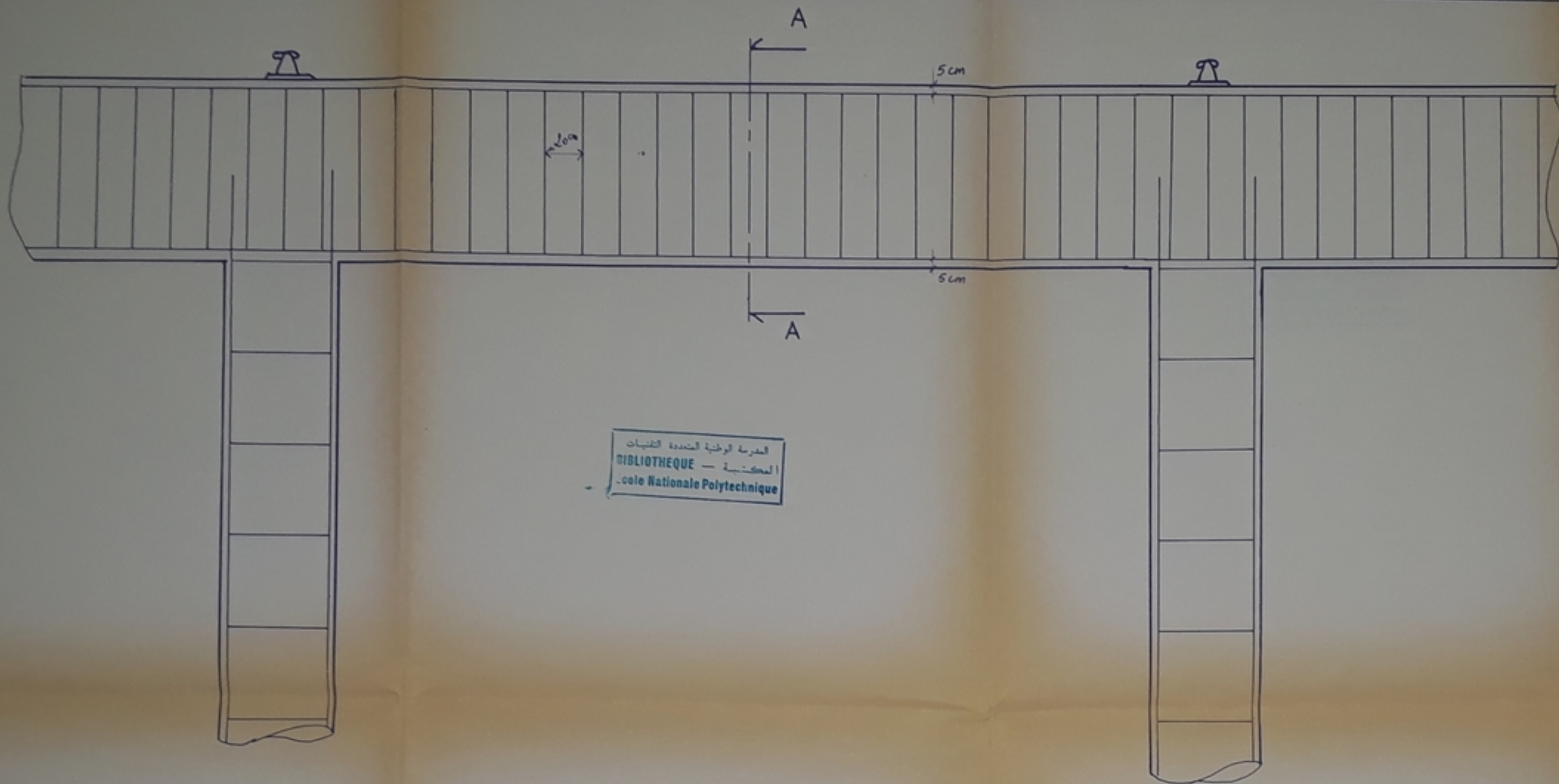


PB06186

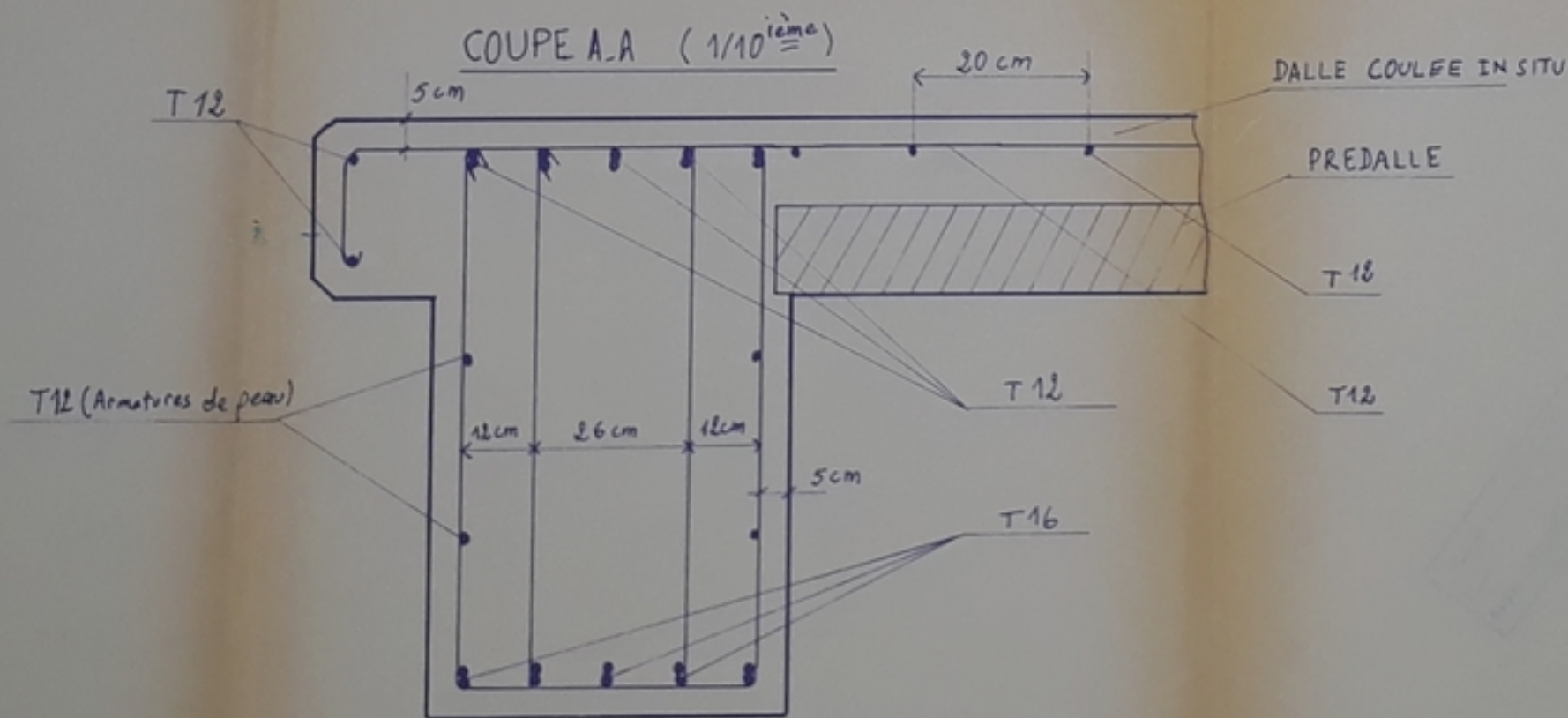
2-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE INGENIEURS STAGIAIRES		PROJET DE FIN D'ETUDES Promotion JUIN 86
KACED Rachid KASSOUL Sd. Ahmed Echelle: 1/20		VARIANTE DE QUAIN N°1 MUR DE QUAI EN BLOC DE BETON

POUTRE LONGITUDINALE DU QUAI SUR PIEUX (1/20^{ième})



المركز الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



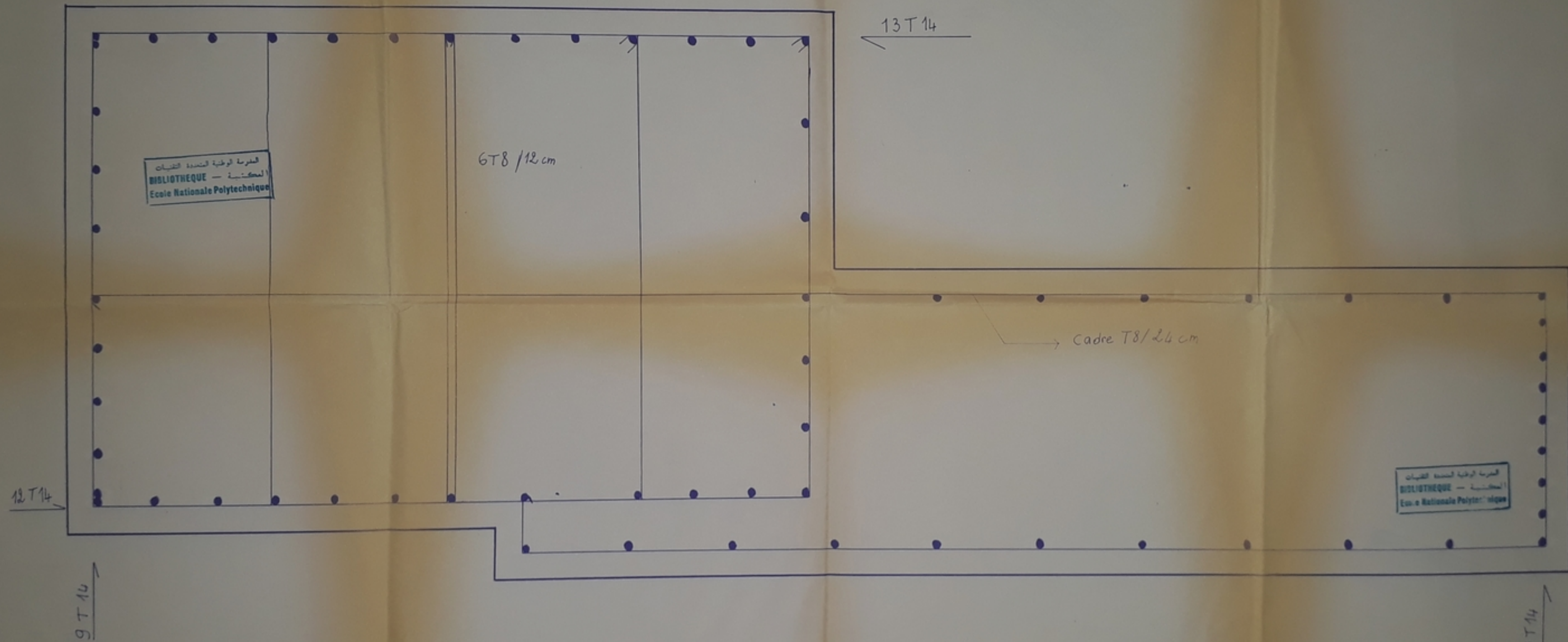
PB06186

-3-

المركز الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

QUAI SUR PIEUX.
KASSOUL S. - KACED R.
JUN 1986
E - N - P

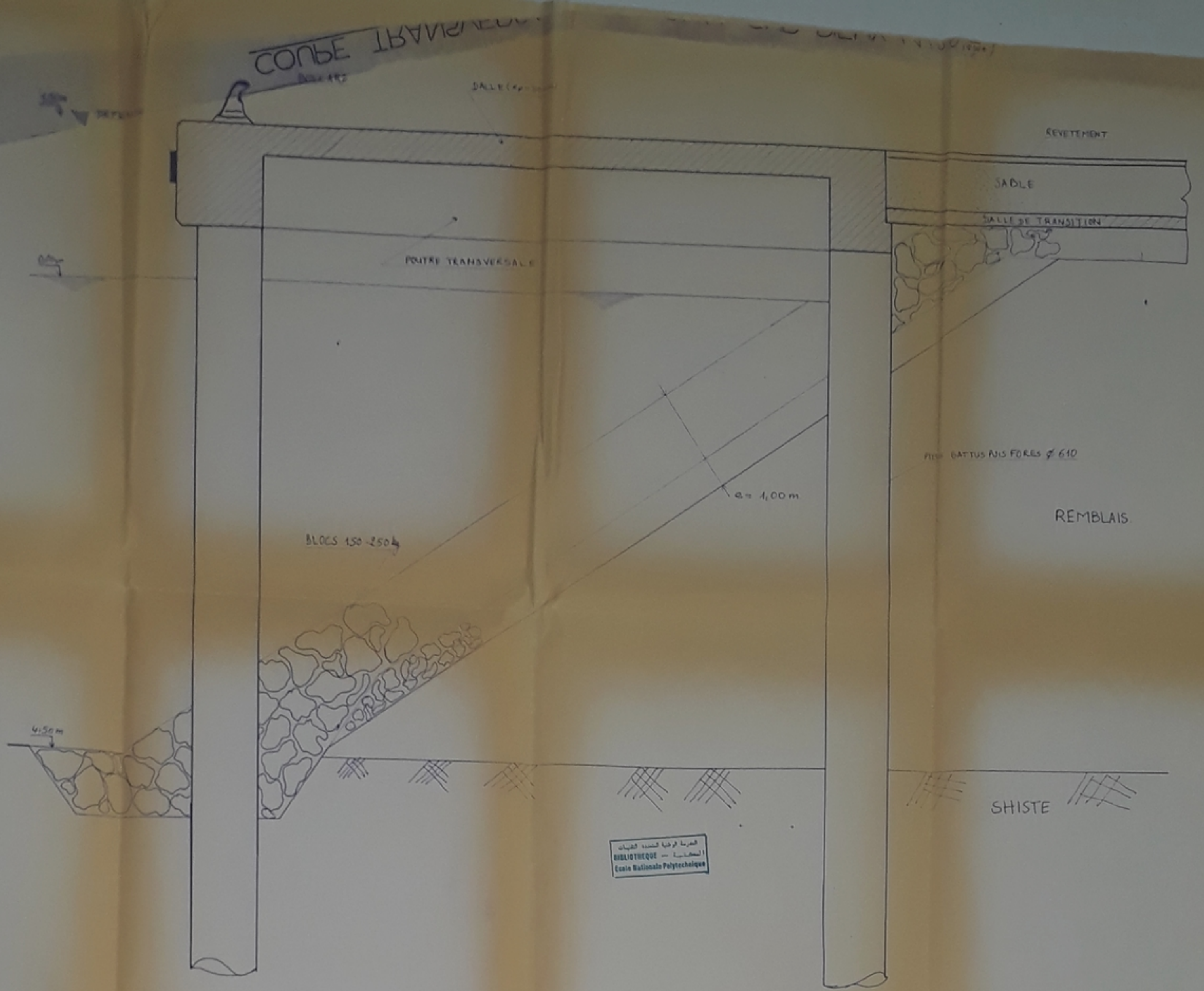
FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE COURONNEMENT (1/5^{ième})



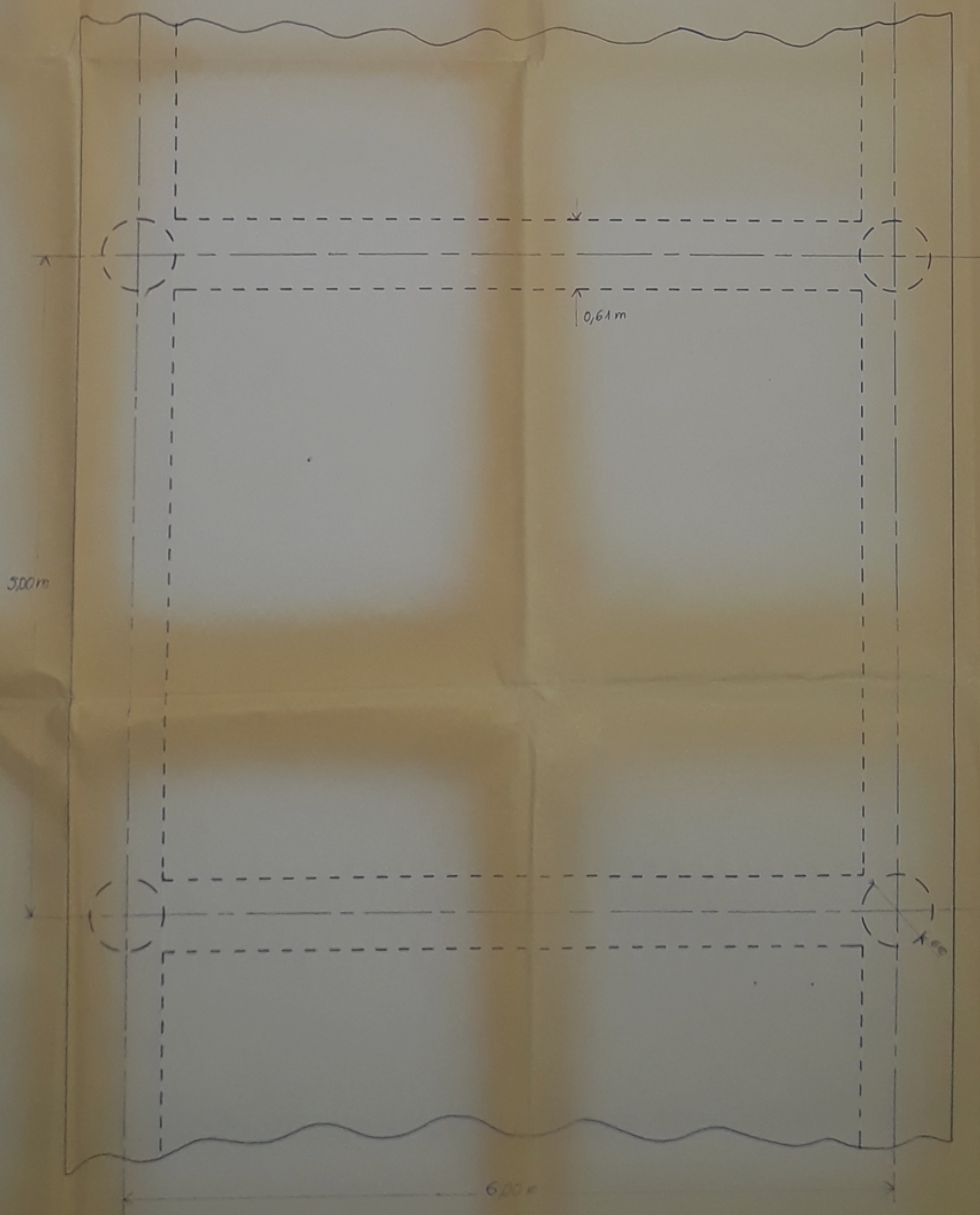
PB 06186

- 4 -

Quai en blocs de béton
Kassouls. - Kaced. R
Juin 1986
E - N - P



VUE DE DESSUS.



PB 061/86
- 5 -

الجمهورية التونسية - المعهد الوطني للبحوث والدراسات الهندسية - Ecole Nationale Polytechnique

QUAI SUR PIEUX
KACED - KASSOUL
JUIN 1986
E - N - P

