

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique  
»O«

59/85

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

## Projet de Fin d'Etudes

102

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

Sujet

### **Etude de Deux Quais : Mur de Quai en Bloc de Béton Quai Sur Pieux Forés**

4 PLANCHES

Proposé par :

**L. E. M.**

Etudié par :

**A. BOUADI**

**M. GHERBI**

Dirigé par :

**K. THIEL**

Promotion Juin 1985

E.N.P. 10, Avenue Hacén Badi - EL-HARRACH - ALGER

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique  
»o«

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

## **Projet de Fin d'Études**

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

**Sujet**

**Etude de Deux Quais  
Mur de Quai en Bloc de Béton  
Quai Sur Pieux Forés**

Proposé par :

**L. E. M.**

Etudié par :

**A. BOUADI**

**M. GHERBI**

Dirigé par :

**K. THIEL**

Promotion Juin 1985

E.N.P. 10, Avenue Hacén Badi - EL-HARRACH - ALGER



# DEDICACES

à mes tendres parents symbole de dévouement et d'affection.  
à mes sœurs & frères avec mention spéciale  
à mes amies à qui je dois mes plus beaux souvenirs.  
à mes professeurs pour le savoir qu'ils n'ont cessé de me prodiguer.

M. GHERBI

*Gherbi*

J'aimerais dédier ce travail des plus modestes à tous les membres de ma famille avec mention particulière pour ma sœur Lynda - Karima.  
À mes ami(e)s pour les bons moments qu'on a passés ensemble.

A. BOUADI

*Bouadi*

# REMERCIEMENTS

C'est avec plaisir que nous témoignons notre profonde gratitude et reconnaissance à Monsieur K. THIEL pour son assistance éclairée et ses conseils judicieux qu'il nous a prodigués avec extrême complaisance.

On gardera un souvenir ému de la bienveillance et du dévouement à notre égard de Monsieur BOUDOUMA INGÉNIEUR EN G.C. au Laboratoire d'études maritimes.

Que Messieurs Deschamps, Hafidi, Baraka, Kordjani ainsi que le personnel du LEM trouvent ici nos remerciements les plus sincères pour leurs disponibilités continues.

Enfin, pour la confiance qu'il nous a accordée on tient à remercier vivement Monsieur ABDELBAKI.

A. BOUADI

*Bouadi*

M. GHERBI

*Gherbi*

« Le peu que je sais c'est à mon ignorance que je le dois »

un philosophe.

Spécialité: Génie civil.....  
Auteur: M. THIÉL...K.....  
Ingénieur: A. BOUADI & M. GHERBI

مصلحة هندسة معمرية  
موجه الأستاذ تيل. ك.  
تلميذ مهندسين بوادي ع و غربي م.

- الموضوع دراسة رصيفين
- الملخص هذا المشروع يدرس متغيران لرصيف تجاري يستعملهما في إطار توسيع ميناء تنس.
- رصيف من البطون ثابت بوزنه الخاص.
- رصيف على أساس عمودية: مسلح من البطون المسلح مع مجموع من أعمدة.

Sujet: ..ETUDE...DE...QUAIS.....

Résumé: Ce projet étudie deux variantes possibles de quai commercial pour l'aménagement du port de TENES.

- Quai en bloc de béton assurant sa stabilité par son poids.
- Quai sur pieux forés : plateforme en béton armé sur groupe de pieux.

Subject: ..QUAY WALL...STUDYING.....

Abstract: The subject studies two possible forms of trading pier for the fitting of TENES' port.

- Gravity type wall where the stability is assured by its own weight.
- Pile type pier: platform built on piles.

# SOMMAIRE

# PAGES

## I. INTRODUCTION GENERALE

1. Définition d'un port	1
2. Présentation du port de TENES	1
3. Présentation du projet	2
4. Données géologiques	2
5. Etude des sols	3
6. Données de base retenues pour le projet	4
7. Contraintes du béton.	4

## II. QUAI EN BLOCS DE BETON

1. Conception et description de l'ouvrage	7
2. Dimensionnement	8
3. Calcul des sollicitations	10
3.1 Poids propre dans l'air et sous l'eau	10
3.2 Remblais de remplissage	10
3.3 Poussées statiques des sds	12
3.4 Efforts sismiques	14
3.5 Poussées sismiques des terres	17
4. Vérification de la stabilité totale et de la stabilité des éléments	21
5. Fondations	25
5.1 Contraintes sous la fondation	25
5.2 Vérification de la capacité portante	27
5.3 Ferrailage de la fondation	29
6. Ferrailage du couronnement	32
7. Poutre de roulement	37
8. Calcul du tassement	40
9. Glissement d'ensemble	44
10. Remarques finales	

## III. QUAI SUR PIEUX FORÉS

1. Description de l'ouvrage	45
2. Prédimensionnement du pieu	46
2.1 Forces verticales	46
2.2 Forces horizontales	48
3. Dalle de la plateforme	52
3.1 Détermination des sollicitations	52

3.2 Ferrailage	54
4. Dalle	58
4.1 Détermination des sollicitations	58
4.2 Ferrailage	58
5. Poutre transversale	60
5.1 calcul en deuxième (2 <sup>e</sup> ) phase.	60
5.2 calcul en première (1 <sup>er</sup> ) phase.	70
5.3 Calcul des déformations	72
6. Poutre longitudinale	81
6.1 charges agissant sur la structure.	81
6.2 calcul des efforts internes	81
6.3 Ferrailage	83
7. Pieux	86
7.1 Efforts extérieurs agissant sur les pieux	86
7.2 Efforts de calcul	87
7.3 Ferrailage	89
8. Dalle préfabriquée de transition	91
8.1 Calcul des sollicitations	91
8.2 Ferrailage	94
9. Remarques finales	

#### **IV CONCLUSION**

96

BIBLIOGRAPHIE.

4 PLANS

**INTRODUCTION  
GENERALE**



## 1. DEFINITION D'UN PORT :

Un port est un établissement destiné à la réception des navires en vue d'assurer la continuité des transports entre les voies maritimes et les voies terrestres. A cette fonction de jonction entre 2 modes de transports, se greffent deux aspects du rôle des ports :

- rôle de marché et rôle industriel

le port doit d'abord permettre aux navires de stationner à l'abri de la houle et du vent pour :

- effectuer leurs opérations de transit et d'avitaillements

- assurer leur entretien et leurs réparations

## 2. PRÉSENTATION DU PORT DE TENES: (voir fig n° I.1)

La région de TENES a connu un développement économique très intense. De plus l'événement exceptionnel qu'est la reconstruction de la région d'EL-ASNAM (La ville d'EL-ASNAM étant à 53 km de TENES (voir fig n° I.2), font qu'il est impératif d'envisager l'extension du port commercial existant. Ce dernier n'étant plus en mesure de garantir un bon rendement économique, ni de satisfaire aux normes de sécurité requises.

L'entrée principale de ce port est ouverte vers l'ouest (passe ouest). Il est protégé contre les houles venant du NORD-OUEST jusqu'au NORD-EST par le brise lame, et contre les houles venant de l'OUEST jusqu'au SUD-OUEST par la jetée OUEST, les houles venant de l'OUEST jusqu'au NORD-OUEST se diffractent en partie vers la jetée.

(Les conditions météorologiques régnant au port sont données dans l'ANNEXE n° I)

Le quai existant dispose actuellement de profondeurs comprises entre 3m et 5m NGA (\*), (La SONATRAM doit draguer, à l'emplacement des bords du futur quai, à la côte projet)

La superficie de terre plein est d'environ 55000 m<sup>2</sup>, route d'accès et tabliers des quais inclus.

En se basant sur l'étude de la distribution des cargaisons, ce terre plein s'avère insuffisant et une superficie supplémentaire d'au moins 10000 m<sup>2</sup> est estimé nécessaire.

Afin d'être en mesure de compter sur un trafic prévisionnel d'environ 350000 à 400000 t/an durant les années à venir et en se basant sur le rendement théorique moyen

(\*) toutes abréviations ou terminologie maritime (ou technique) sont groupés dans l'ANNEXE I.

d'un poste, le port de TENES doit compter six postes d'amarrage à quai. Outre le quai commercial, il est envisagé la création d'un quai de pêche et d'un quai de plaisance.

### 3. PRESENTATION DU PROJET.

Ce projet de port comprend l'étude de deux variantes possibles de quai commercial.

- QUAI EN BLOC DE BÉTON
- QUAI SUR PIEUX FORÉS

pour faire un choix approprié.

### 4. DONNÉES GÉOLOGIQUES :

La formation superficielle de l'emplacement du port résulte du transport et du dépôt d'alluvions récents sous forme de vases. Le sous-sol est constitué de schiste (Argile consolidée et recristallisée sous l'action de fortes pressions du quaternaire). C'est une roche métamorphique d'origine sédimentaire présentant des intercalations de petits bancs de quartzites se caractérisant par une grande résistance. Cette formation est très développée sur tout le littoral, formant une bande presque continue (voir fig n° I-3)

Dans les reconnaissances géologiques et géotechniques il a été procédé à deux types de sondage (voir fig n° I-4)

Sondage à la lance noté S.L

Sondage Carotte continue noté S.F

En utilisant les résultats des sondages à la lance donnant la profondeur de la vase et les relevés topographiques donnant les côtes de cette vase (voir fig n° I-5) on aboutit aux données reportées dans le tableau ci-dessous :

n° du point	profondeur de la vase (m)	côtes de la vase par rapport au NGA
SL 141	0,45	- 5,50 et - 5,35
SL 151	0,65	- 5,80 et - 6,45 *
SL 152	1,55	- 6,30 et - 7,85 *
SL 131	1,05	- 5,90 et - 6,95
SL 142	0,75	- 6,00 et - 6,75
SL 153	1,00	- 6,40 et - 7,40 *
SL 132	1,00	- 5,60 et - 6,60

SL 143	0,50	-6,10 et -6,60
SL 154	0,60	-6,30 et -6,30 *
SL 133	0,70	-6,20 et -6,90
SL 155	1,00	-5,50 et -6,50 *
SL 144	1,10	-5,40 et -6,50

\* valeurs déterminées dans le cadre de ce projet d'études

- Etant donné que la cote minimale relative à la profondeur du bassin à respecter pour les commodités d'utilisation du port est de -7,5m du NGA. La vase doit être totalement draguée le long de l'implantation du quai, vu que la vase qui se présente sur de faibles épaisseurs et qui se situe généralement au dessus du niveau minimale constitue un mauvais sol (problème du tassement etc..). Par ailleurs, la reconnaissance géologique qui s'est prolongée jusqu'à la cote -30m indique l'existence du schiste sur toute cette profondeur. Il est regrettable qu'il manque de données plus précises sur la schistosité du terrain (pendage, direction), élément essentiel dans l'interprétation des résultats d'essai mécaniques et du comportement de cette roche.

## 5. L'ETUDE DES SOLS :

Le rapport des sols fournit peu de renseignements sur les caractéristiques des schistes, il ne donne que l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg, ce qui a conduit le laboratoire d'Etude maritime à effectuer un (et un seul !) essai SPT normalisé qui a donné  $N' = 58$  coups pour une pénétration de 30 cm. Etant donné que les schistes se trouvent sous une nappe phréatique le nombre de coups  $N'$  a été corrigé d'après la formule de TERZAGHI & PECK

$$N = 15 + \frac{1}{2} (N' - 15) = 36 \text{ coups}$$

où  $N$  : la valeur équivalente du nombre de coup prise en considération  
 $N'$  : le nombre de coups enregistré au dessus de la nappe

### 5.1 CARACTÉRISTIQUES A COURT TERME :

Pour les milieux cohérents, on peut lier le nombre de coups  $N$  à la résistance à la compression simple mesurée en laboratoire sur échantillon non remanié. Dans ce cas on trouve

$$\sigma_c = 8 \pm 10 \text{ bars} \quad \text{si } \varphi = 0 \text{ on a } c = \frac{\sigma_c}{2} = 4 \text{ à } 5 \text{ bars.}$$

5.2 CARACTÉRISTIQUES A LONG TERME:  $\varphi = 28^\circ$ ,  $c = 0,7 \text{ bars}$ .

En absence de données on a choisit ces caractéristiques en se basant sur les données bibliographiques [1], [2], [3], [4].

6) DONNÉES DE BASE RETENUES POUR LE PROJET:

6.1 CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIEAUX ROCHEUX ET DU SABLE

Matériaux	$\gamma \text{ KN/m}^3$	$\gamma' \text{ KN/m}^3$	$\varphi$	C (bar)
Remblais Rocheux	22	11	$35^\circ$	0
tout venant de remplissage	17	9	$32^\circ$	0
Sable	18	10	$36^\circ$	0

6.2 BÉTON

3 types

ELEMENTS COULÉS EN PLACE Dosage  $350 \text{ kg/m}^3$  ciment de classe 325

$$\sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$$

MASSIF DE SOUTÈNEMENT Dosage  $250 \text{ kg/m}^3$  ciment de classe 325

$$\sigma'_{28} = 180 \text{ kg/cm}^2$$

Béton de propreté Dosage  $150 \text{ kg/m}^3$  ciment de classe 250

7) CONTRAINTES DU BÉTON:

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28}$$

- LES OUVRAGES COULÉS EN PLACE:  $\bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$  (Béton contrôlé)

$\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$  (Béton non contrôlé)

$\alpha = 1$  ciment de classe 325

$\beta = 1$  (contrôlé)  $\beta = \frac{5}{6}$  (non contrôlé);  $\gamma = 1$ ;  $\delta = 0,6$  (F.S);  $\varepsilon = 1$

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28} \text{ avec } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$$

$\bar{\sigma}'_b = 2,264 \text{ kg/cm}^2$  (contrôlé)

$\bar{\sigma}'_b = 5,22 \text{ kg/cm}^2$  (non contrôlé)

- massifs de soutènement:

$\bar{\sigma}'_b = 108 \text{ kg/cm}^2$  (contrainte du Béton en Flexion Simple)

$\bar{\sigma}'_b = 5,346 \text{ kg/cm}^2$  (contrainte admissible en traction du Béton)

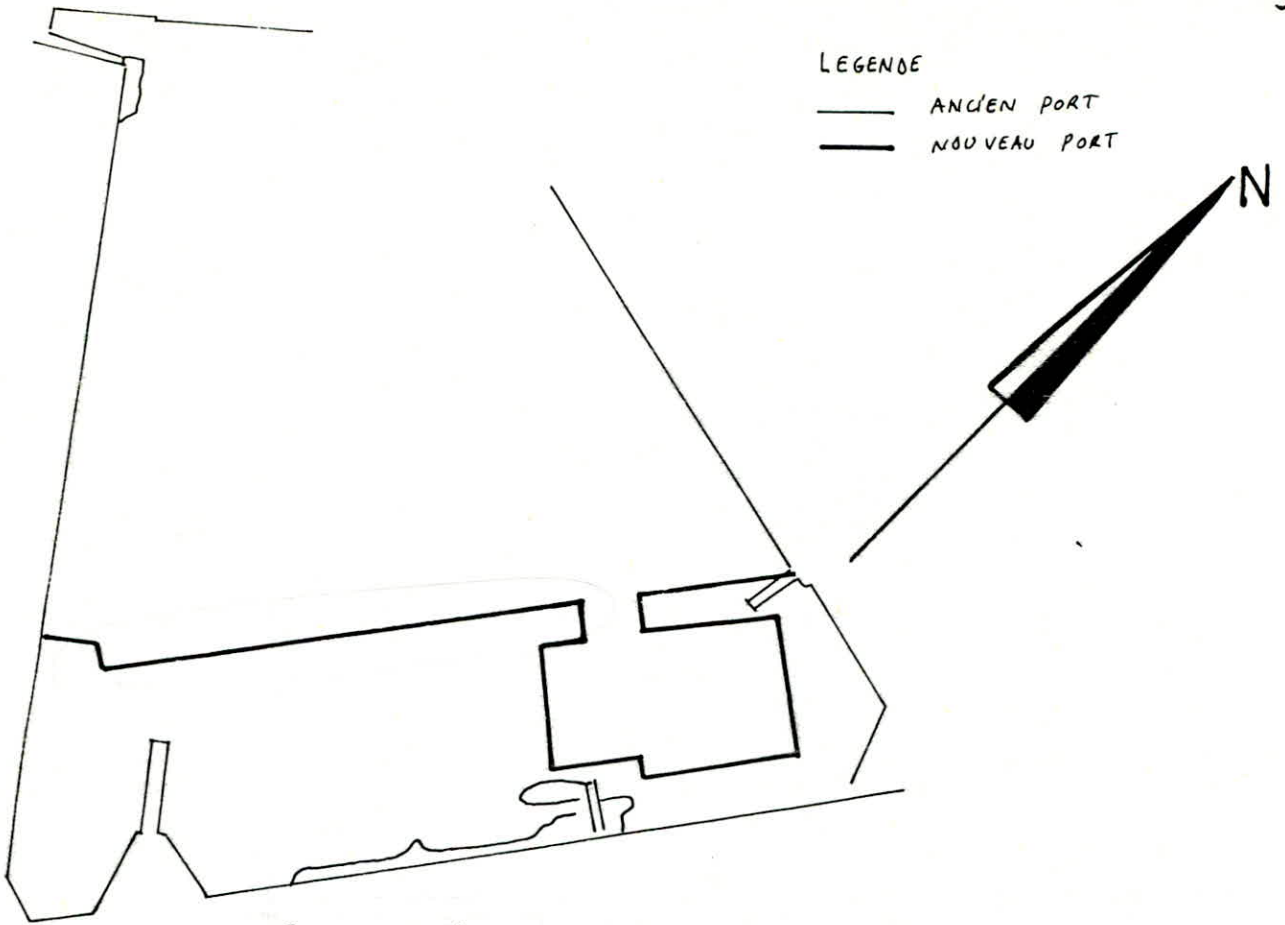


Fig. 1: SCHEMA DE L'ANCIEN PORT DE TENES ET DE SON AMENAGEMENT (QUI CONSTITUE LE NOUVEAU PORT).

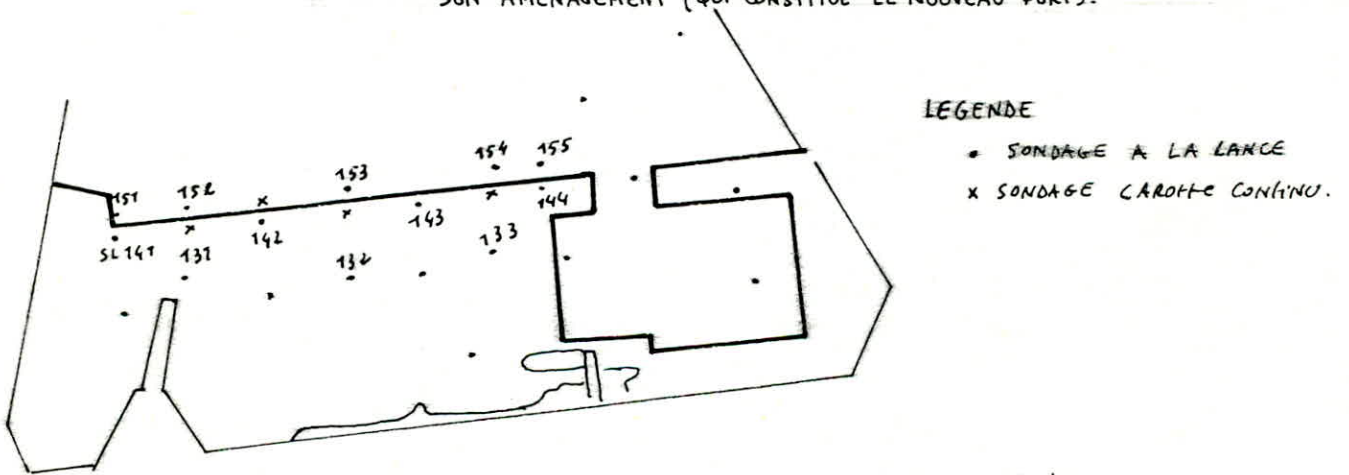


Fig. 4: points de sondages CONCERNANT LE PORT DE TENES

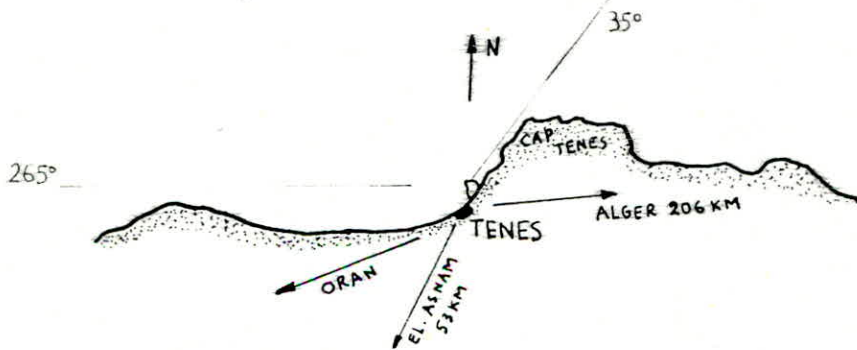


Fig. 2: PLAN DE SITUATION DE TENES.

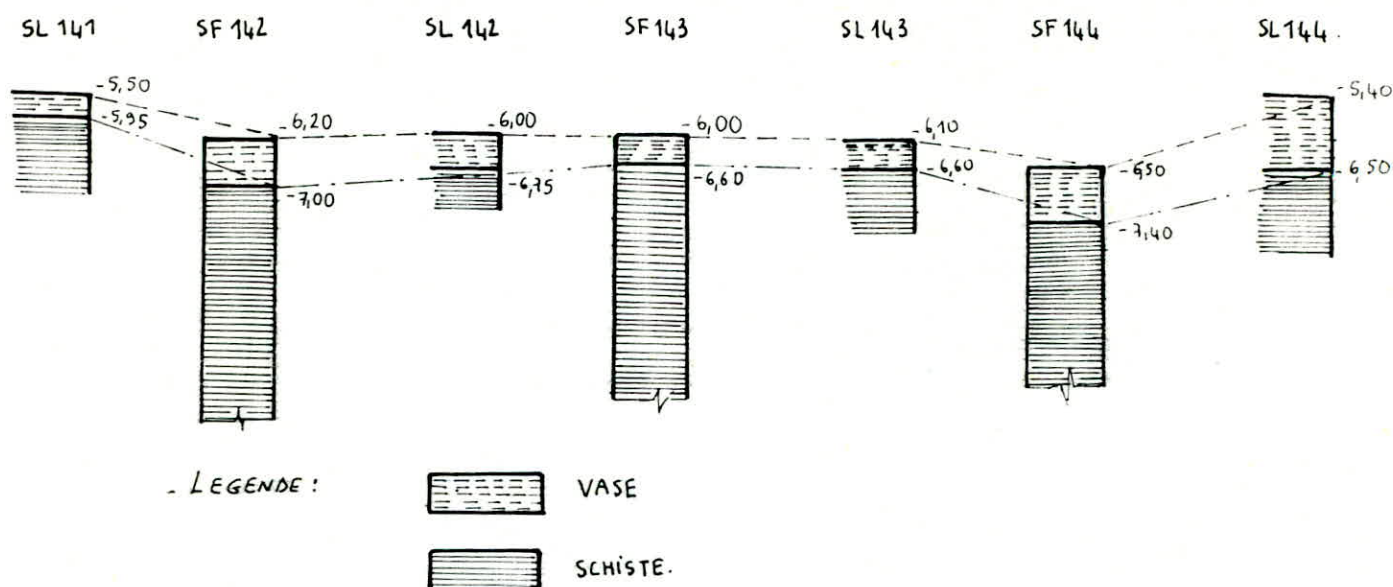


fig n° I-5: Coupe Géologique du terrain à l'emplacement du  
NOUVEAU PORT.

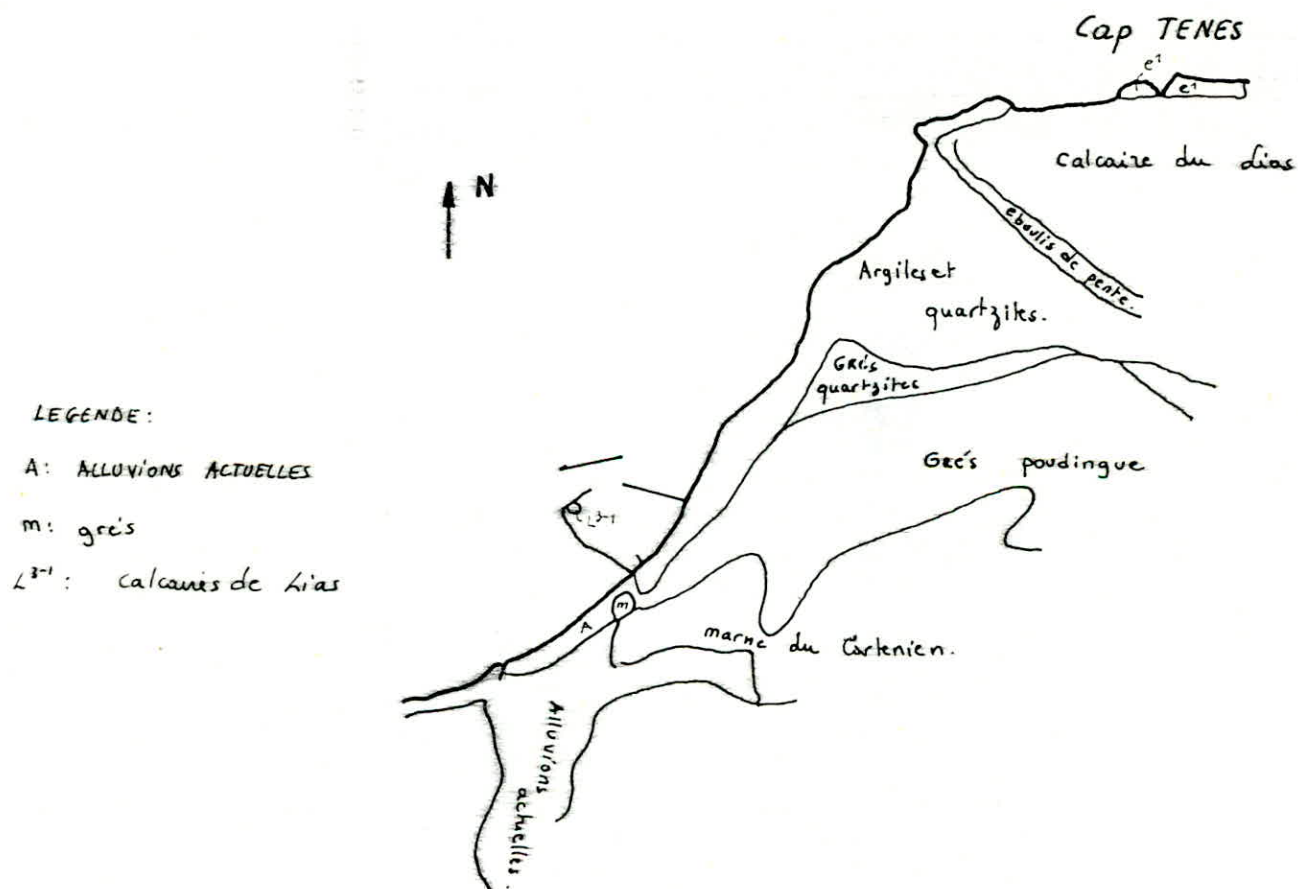


fig n° I.3 : Carte géologique de Tenes.

MUR DE QUAI EN  
BLOC DE BETON

# 1. CONCEPTION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

## 1.1. CONCEPTION :

Les blocs de béton sont prefabriqués, 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 désordres.

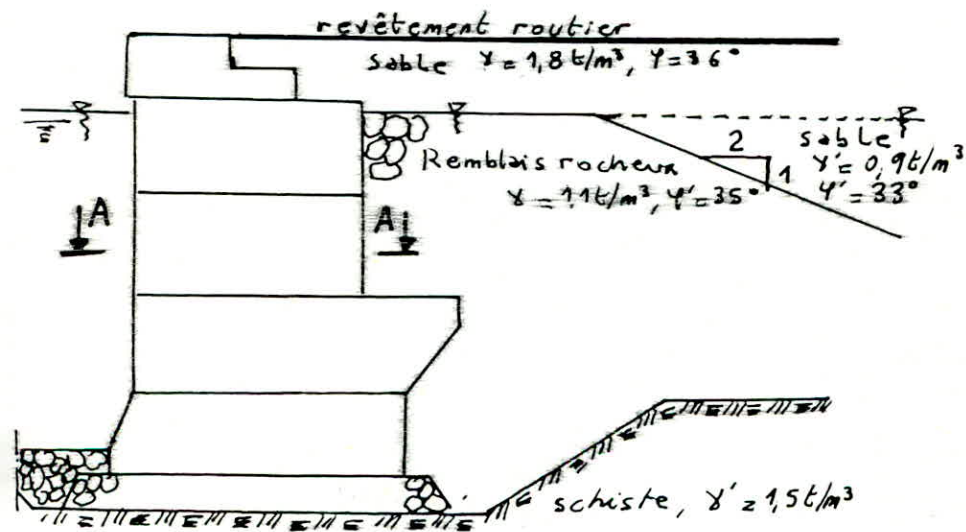
Le choix s'est porté sur les piles juxtaposées qui sont préférables pour les ouvrages de grandes hauteurs.

## 1.2. DESCRIPTION :

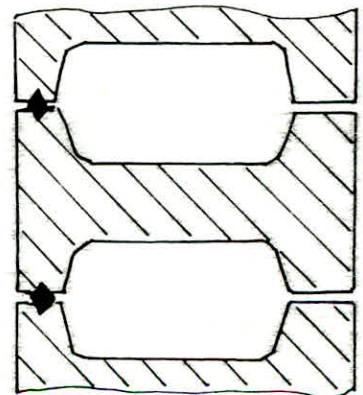
Le mur de quai, de longueur totale de 330m, est constitué par une succession de 132 piles juxtaposées. Chaque pile formée de quatre (4) blocs sera fondée sur une plateforme en pierres cassées clappées dans une souille. Les blocs sont en forme de **I** laissant apparaître un évidement latéral entre eux, assimilable à un silo où la matière à ensiler est du tout venant.

Le mur est surmonté d'un couronnement en béton armé, coupé de joints de rupture tous les 22m, qui supporte les bollards et les défenses ainsi que tous les accessoires de quai.

Le remblaiement en arrière du mur est conçu afin de provoquer les poussées les plus faibles possibles, à cet effet on prévoit des matériaux ayant un angle de frottement élevé. La pose du remblai se fera par couches successives bien consolidées.



Coupe A-A





Note: Caractéristiques du remblai et du sable sous le niveau de l'eau:

	Angle de frottement interne ( $\varphi'$ )	Poids volumique déjaugé ( $\gamma'$ )
Remblais	$35^\circ$	$1,1 \text{ t/m}^3$
Sable	$33^\circ$	$0,9 \text{ t/m}^3$

Vu le rapprochement de ces caractéristiques, on peut adopter pour le calcul un sol homogène avec:

$$\varphi' = 35^\circ$$

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

## 2. DIMENSIONNEMENT :

Il n'existe pas de méthode permettant d'avoir de façon directe le poids total du mur ainsi que sa configuration, pour pouvoir assurer à la fois la sécurité au glissement et la sécurité au renversement du mur dans son ensemble et des blocs à chaque niveau.

On peut, en première approximation, calculer la poussée des terres et des surcharges sur un écran vertical et déterminer, en appliquant le coefficient de sécurité au glissement, un poids strictement minimal pour résister à cette poussée :

Ainsi pour un bloc, on trouve : Poids minimal dans l'eau  $\approx 20 \text{ t}$

L'expérience est aussi un élément non négligeable dans l'adoption du profil de départ pour le calcul, c'est pourquoi on a choisi le mur de quai proposé par le Laboratoire d'Etudes Maritimes.

En partant de cette structure, on a mené les calculs itératifs regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 2.1: Détermination du profil définitif:

Calculs successifs	Figures	niveaux (m)	Combinaison	Coefficient de sécurité au glissement: $F_g$	$\bar{F}_g$	Sécurité	Opérations à effectuer
1 <sup>er</sup>	2.1	- 8,20m	G+1,5P	1,17	1,5	Insuffisante	Augmentation des dimensions des blocs (1) et (2)
		- 4,50	G+P+SI	0,87	1,0	Insuffisante	
2 <sup>e</sup>	2.2	- 8,20	G+1,5P	1,32	1,5	Insuffisante	Augmentation des blocs (2), (3) et (4)
		- 4,50	G+P+SI	0,94	1	Insuffisante	

Notes: 1) Ce tableau ne contient que les valeurs des coefficients de sécurité insuffisants.

2) On développera ci dessous le 3<sup>e</sup> calcul <sup>(Fig 2.3)</sup> ayant donné des coefficients de sécurité, au renversement et au glissement, suffisants à tous les niveaux.

Recherche du profil définitif.

ECH: 1/300

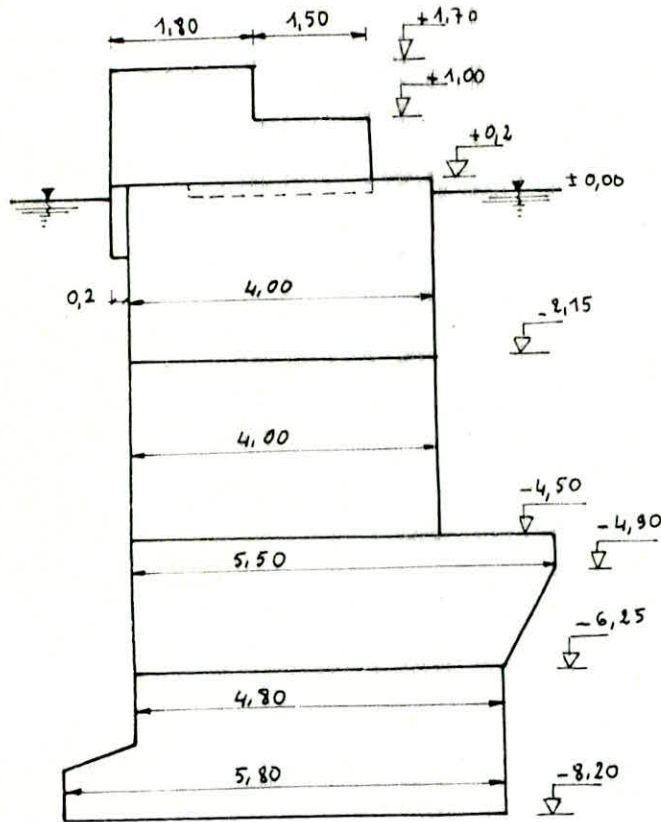


fig 2.1

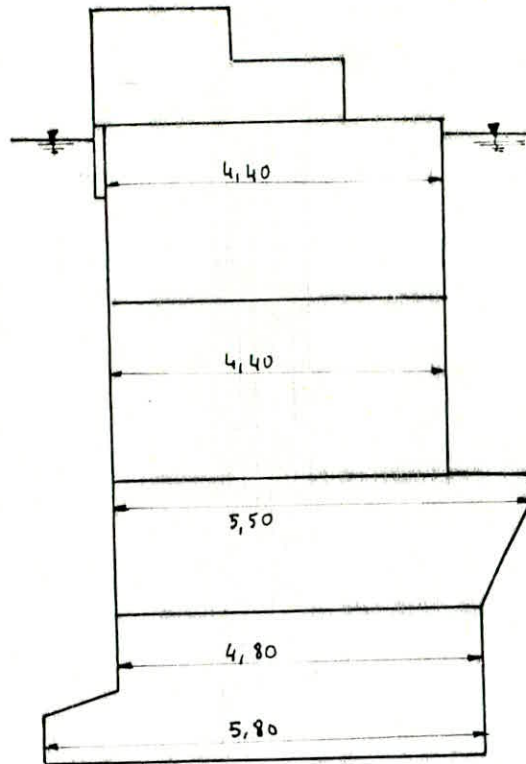


fig 2.2

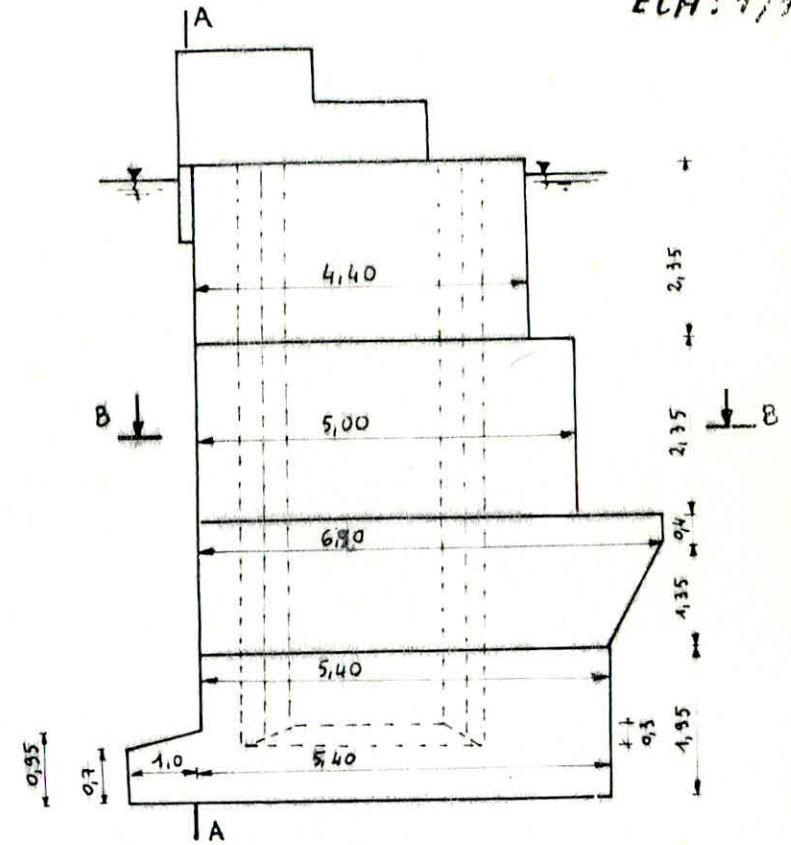
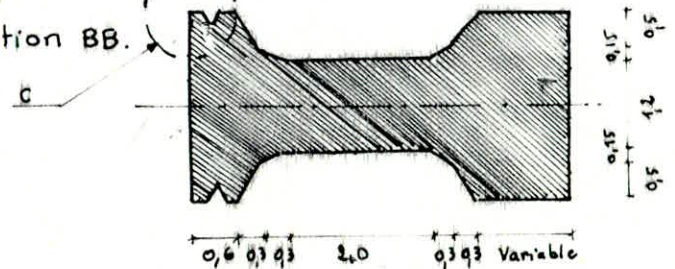
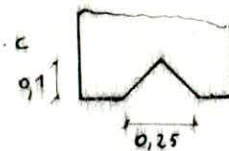


fig 2.3

Section BB.



détail c



### 3. CALCUL DES SOLLICITATIONS:

#### 3.1. Poids propre des blocs dans l'air et sous l'eau:

(les calculs sont détaillés dans l'annexe II)

La pose des blocs s'effectue au moyen d'engins de levage terrestres ou flottants dont la capacité conditionne le poids (suit les dimensions) des blocs.

La grue disponible à Tenes a une capacité portante de 60t

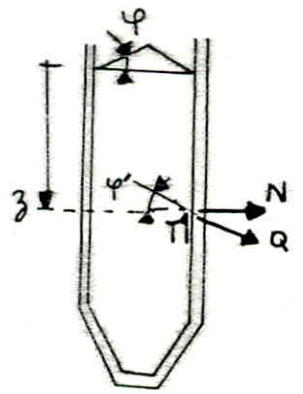
blocs	Dans l'air	Sous l'eau ( $\gamma_{\text{béton}} = 1,37 \text{ t/m}^3$ )		
	Poids propre t/2,5m	Poids propre t/2,5m	bras de levier/AA (m)	Moment/AA t.m/ml
Couronnement	25,813	25,813	1,25	32,242
bloc 1	42,730	26,151	2,13	55,766
bloc 2	50,230	28,666	2,62	75,137
bloc 3	46,034	26,318	2,85	75,062
bloc 4	55,173	33,214	2,35	78,087

#### 3.2. Remblais de remplissage:

L'évidement créé par deux piles contigües est assimilé à un silo où la matière à ensiler est du tout venant.

Le phénomène d'ensemble s'énonce ainsi:

A une profondeur  $z$ , la charge sur le plan correspondant à la pression verticale totale est la différence entre le poids total de la matière ensilée et la charge totale équilibrée par le frottement.



$\phi'$  = angle de frottement au contact matière - revêtement.

$\phi$  = angle de frottement interne de la matière ensilée

T = Composante équilibrée par le frottement de la matière sur la paroi

Q = effort oblique de la matière sur la paroi.

$$T = Q \sin \phi' = N \tan \phi'$$

Pour le calcul, on détermine la pression verticale,  $q(z)$  par la méthode de Kröner - Jansen [5]

\* hypothèse de base de la méthode: Le rapport de la pression verticale sur la poussée horizontale est égal à une constante. Cette constante est assimilée au rapport classique de Rankine.

$$\frac{p(z)}{q(z)} = \frac{\gamma}{\gamma'} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

La pression verticale moyenne à une profondeur  $z$  est donnée par:

$$q(z) = \gamma h_0 (1 - e^{-z/h_0})$$

avec:

$$h_0 = \frac{r}{\frac{\gamma}{\gamma'} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$r = \text{rayon moyen} = \frac{\text{Surface de la section droite du silo}}{\text{Périmètre de la section droite du silo}} = \frac{S}{C}$$

Application à l'ouvrage:

-Données:

	$\varphi$ (°)	$\varphi'$ (°)	$S$ m <sup>2</sup>	$C$ m	$r$ m	$h_0$ m
Tout venant non-mouillé	35	32	3,59	7,674	0,468	2,763
Tout venant mouillé	32	30	3,59	7,674	0,468	2,638

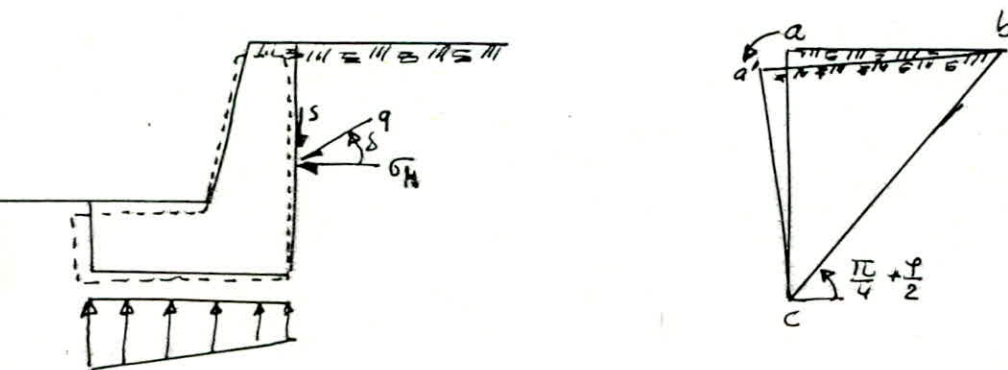
-Résultats:

Tableau 3.1: Actions du remblai de remplissage

niveaux (m)	Poussée Verticale du remblai					Poids propre du remblai	
	cote: $z$ (m)	masse volumique $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	pression verticale $q$ t/m <sup>2</sup>	Force verticale $V$ t/2,5m	Moment/AA $M$ t.m/2,5m	Poids t/2,5m	Moment/AA t.m/ml
+0,10	0	1,7	0	0	0	—	—
+0,00	0,10	1,7	0,167	0,600	0,682	0,610	1,343
-2,15	2,15	0,9	1,490	5,349	4,707	7,557	6,650
-4,50	4,50	0,9	2,110	7,575	6,666	15,150	13,332
-6,25	6,25	0,9	2,318	8,322	7,323	20,804	18,308
-8,20	7,50	0,9	2,402	8,623	7,588	24,625	21,353

### 3.3. Poussée Statique des sols:

3.3.1. Principe: L'utilisation d'abaques ou de diagrammes basés sur la théorie de Coulomb et de ses développements (équilibre de Bussinesq) c'est à dire l'hypothèse de surfaces de ruptures planes sans tenir compte de l'effort du frottement est tout à fait valable pour le calcul de la poussée des terres contre des murs poids. On constate en effet que le mur a tendance à tourner autour de sa base, ceci étant dû à l'augmentation de pression sur le sol au pied du mur (ce qui entraîne un tassement). Cette rotation produit un type uniforme de déformations de cisaillement dans le massif du sol en arrière du mur.



Le fait de négliger le frottement mur-sol met l'ouvrage du côté de la sécurité et ce pour deux raisons:

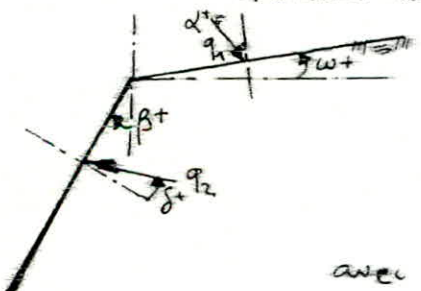
- la poussée horizontale sur le mur est plus faible avec un angle de frottement non nul ( $\delta \neq 0$ )
- le frottement crée une force verticale stabilisatrice.

Négliger le frottement peut paraître légitime aussi, du fait que son appréciation (liée à la rugosité du mur, et à la nature du sol à la fois) n'est pas toujours précise.

### 3.3.2. Calcul:

#### 3.3.2.1. Détermination des coefficients de poussée des sols ( $k_a$ ) et de transmission des surcharges ( $k_a'$ )

formules de base:



$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi + \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta - \beta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \omega)}{\cos(\varphi - \beta) \cos(\omega + \beta)}} \right]^2}$$

$$k_a' = \frac{\cos \delta - \sin \varphi \cos \delta_2}{\cos \alpha + \sin \varphi \cos \delta_1} e^{-2\varphi \tan \varphi}$$

avec  $\sin \delta_1 = \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi}$  ;  $\sin \delta_2 = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}$

$$\mu = \frac{1}{2} \left( \frac{\pi}{2} + \varphi - \alpha - \delta_1 \right) ; \quad \epsilon = \frac{1}{2} \left( \frac{\pi}{2} - \varphi - \delta_2 + \delta \right) ; \quad \varphi = \Omega - \frac{\pi}{2} + \frac{\delta_1 + \delta_2 - \alpha - \delta}{2}$$

$$\Omega = \frac{\pi}{2} + \omega + \beta$$

Tableau 3.2 : Valeurs des coefficients de poussée  $k_a$  et de transmission des surcharges  $k'_a$ :

Couches	niveaux (m)	$\varphi_{(0)}$	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$k_a$	$k'_a$
(1)	entre +1,70 et 0,00	36	18	0,26	0,26
(2)	entre 0,00 et -4,90	35	11	0,27	0,27
(3)	entre -4,90 et -6,25	35	11	0,12	0,14
(4)	entre -6,25 et -8,20	35	11	0,27	0,27

3.3.2.2 - Expressions des contraintes

\* La contrainte s'exerçant sur le mur, sous l'effet du sol lui-même à un niveau  $z_i$  au dessus de la couche (i) sera donné par :

$$\sigma_n = k_{a_i} \gamma' z_i + \sum_{j=0}^{i-1} \gamma'_j \cdot h_j \cdot k_{a_i}$$

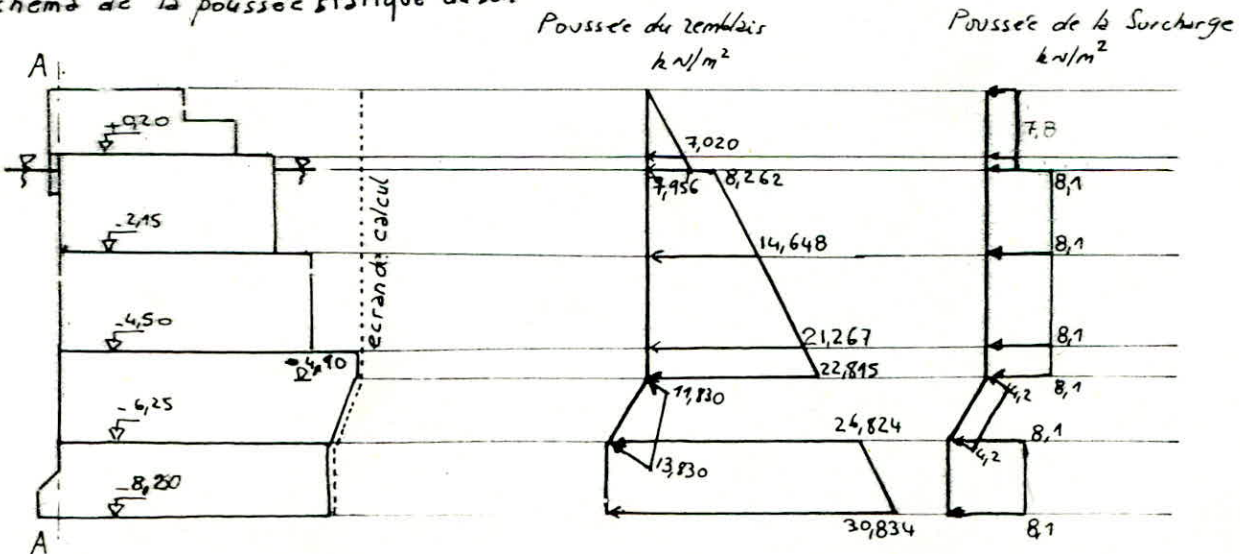
\* La contrainte au même niveau  $z_i$  sous l'effet de la surcharge (la plus défavorable étant la surcharge répartie) est donné par :

$$\sigma_h = k'_a S \quad \text{avec } S = 3 \text{ t/m}^2 = 30 \text{ kN/m}^2$$

Note sur l'effet de l'eau :

Vu l'absence de murets, le niveau de l'eau est identique des deux cotés du mur : son effet sera donc nul.

\* Schéma de la poussée statique du sol :



3.3.2.3 - Efforts horizontaux (H) et Moment de renversement (M) dus à la poussée statique des sols:

niveaux (m)	Remblais			Surcharge		
	Effort horizontal H (t/ml)	bras de levier e m	Moment de renversement M t.m/ml	H (t/ml)	e (m)	M t.m/ml
Couronnement: +0,20	0,527	1,00	0,527	1,17	0,75	0,878
blocc 1: - 2,15	3,139	1,47	4,622	3,068	1,91	5,850
blocc 2: - 4,50	7,401	2,25	16,686	4,971	3,08	15,295
blocc 3: - 6,25	10,091	3,19	32,199	7,603	4,14	31,496
blocc 4: - 8,20	15,713	3,64	57,232	9,183	5,21	47,865

- Efforts Verticaux (V) et Moment de renversement (M/AA) dus à la poussée des sols

niveaux (m)	Remblais			Surcharge		
	V t/ml	e (m)	M/AA t.m/ml	V t/ml	e m	M/AA t.m/ml
blocc 3: - 6,25	-0,917	5,14	-4,709	-0,289	5,15	-1,488
blocc 4: - 8,20	-0,917	5,14	-4,709	-0,289	5,15	-1,488

3.4. Efforts Sismiques:

Pour le calcul de cet ouvrage sous seisme, on applique:

- au mur :

- \* Un système de force horizontales =  $0,08 \alpha S W$
- \* Un système de force verticales =  $\pm 0,06 \alpha S W$

où  $\alpha$  = coefficient d'intensité,  $S$  = coefficient de fondation,  $W$  = Poids de la structure

- à la poussée de terre:

Un effort dynamique supplémentaire donné par la méthode de Mononobe-Okabe (celle ci est décrite à la page 17)

### 3.4.1. Efforts sismiques appliqués au mur :

#### 3.4.1.1. - Calcul des accélérations :

accélération horizontale  $\sigma_h = 0,08 \alpha S$

accélération verticale  $\sigma_v = \pm 0,06 S \alpha$

Pour :

Zone III

Groupe II : Edifice offrant un risque spécial du fait de la fréquentation ou de l'importance pour la vie de la région.

Mode de fondation : Semelle superficielle sur sol de consistance moyenne

on aura :

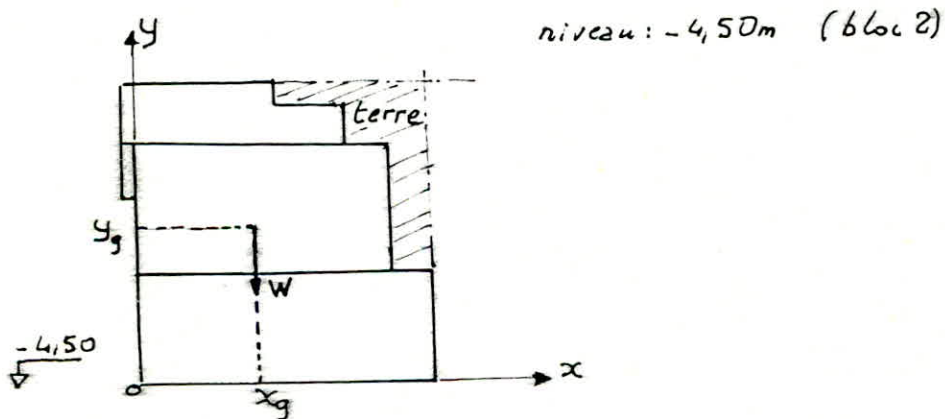
$\alpha = 1,17$        $S = 1,15$

soit :

$\sigma_h = 0,156$        $\sigma_v = \pm 0,117$

#### 3.4.1.2. - Calcul du poids ( $W$ ), de la position du centre de gravité ( $x_g, y_g$ ) des masses agissant à chaque niveau :

Le schéma suivant définit (à l'aide d'un exemple de niveau) les notations :



Les résultats du calcul sont regroupés dans le tableau de la page suivante :



Tableau 3.3. : Poids ( $W$ ), Position du centre de gravité ( $x_g, y_g$ ) des éléments intervenant dans le calcul sismique à chaque niveau :

Niveaux m	Elements	Poids : $W$ t/m	Position du centre de gravité	
			$y_g$ (m)	$x_g$ (m)
+ 0,20	Superstructure	10,325	0,604	1,25
	terres	1,890	1,15	2,35
		12,215	0,69	1,42
- 2,15	Remblai*	12,215	2,35+0,69	1,42
	bloc 1	3,023	1,18	2,20
	terres	10,460	1,25	2,13
		3,510	3,10	3,75
		29,208	2,20	2,04
- 4,50	Remblai*	29,208	2,35+2,20	2,04
	bloc 2	3,037	1,18	2,2
	terres	11,467	1,18	2,62
		1,42	3,42	4,7
		1,84	5,35	4,7
	46,967	3,51	2,37	
- 6,25	bloc 3	46,967	1,75+3,51	2,37
	Remblai*	10,527	0,92	2,85
	terres	2,262	0,88	2,20
		5,445	4,00	5,55
		3,37	7,10	5,55
	68,567	4,44	2,85	
	bloc 4	68,567	6,39	2,85
	Remblai*	13,286	0,88	2,35
		1,384	1,41	2,20
		83,237	5,42	2,76

\* Il s'agit du remblai de remplissage.

3.4.2.2. Efforts Sismiques horizontaux (H) et Verticaux (V) appliqués 17  
au mur aux différents niveaux:

niveaux (m)	Efforts Horizontaux			Efforts Verticaux		
	$H = \sigma_w W$ t/ml	$e = y_g$ m	$M = H \cdot e$ t.m/ml	$V = \sigma_v W$ t/ml	$e = x_g$ m	$M_{AA}$ t.m/ml
+ 0,20	1,906	0,69	1,313	± 1,429	1,42	2,028
- 2,15	4,556	2,20	9,944	± 3,417	2,04	6,957
- 4,50	7,327	3,51	25,688	± 5,495	2,37	13,045
- 6,25	10,696	4,44	47,458	± 8,022	2,85	22,839
- 8,20	12,985	5,42	70,444	± 9,739	2,76	26,850

### 3.5. Poussées sismiques des terres:

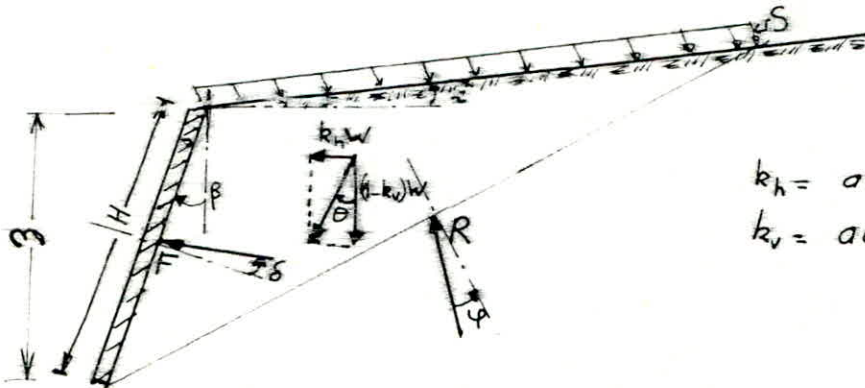
#### 3.5.1. Principe:

La méthode de Mononobe-Okabe est l'extension directe de la théorie des équilibres limites de Coulomb où des forces d'inerties quasi-statiques simulent l'effet du séisme. [6], [7]

Cette méthode est basée sur le calcul d'une poussée totale résultant de la poussée statique appliquée au tiers inférieur du mur (ou à  $0,5H$ ) et de la poussée dynamique appliquée à  $0,6H$  (ou à  $0,5H$ ) de la base du mur pour les sols (ou pour les surcharges).

La pression se répartit de façon linéaire le long de la hauteur  $H$  du mur.

#### 3.5.2. Formules de base:



$k_h$  = accélération sismique horizontale  
 $k_v$  = accélération sismique verticale

\* Le sol engendre une poussée totale donnée par :

$$(1) \quad F = \frac{1}{2} \gamma_a \kappa_a^* H$$

$$\text{avec } \gamma_a = \gamma_s \sqrt{k_h^2 + (1 - k_v)^2} = \gamma \frac{1 - k_v}{\cos \theta}$$

$$H = z / \omega \beta$$

$$\kappa_a^* = \frac{\cos^2 (\varphi - \beta^*)}{\cos (\delta + \beta^*) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin (\varphi + \delta) \sin (\varphi - i^*)}{\cos (\delta + \beta^*) \cos (i - \beta^*)}} \right]^2}$$

$$\text{où } \beta^* = \beta + \theta$$

$$i^* = i + \theta$$

\* La poussée due à la surcharge sera donnée par :

$$(2) \quad F = \frac{(1 - k_v) \cos \beta}{\cos (\beta - i)} \kappa_a' S H$$

$$\kappa_a' = \frac{\cos^2 (\varphi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos (\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin (\varphi + \delta) \sin (\varphi - \theta - i)}{\cos (\delta + \beta + \theta) \cos (i - \beta)}} \right]^2}$$

\* La poussée hydrodynamique due à l'eau sera prise en compte en considérant dans l'expression (1) un angle  $\theta'$  tel que

$$\text{tg } \theta' = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \text{tg } \theta \quad \text{au lieu de l'angle } \theta.$$

Remarque : Pour un sol multicouche, on étudiera chaque tranche de ce sol en considérant que les couches supérieures agissent comme des surcharges.

3.5.3. Calcul : Pour déterminer le diagramme de la poussée des terres on procédera comme suit :

- Calcul de la poussée totale agissant sur le mur :  $F_{\text{tot}}$
- Détermination de la poussée dynamique ( $F_{\text{dyn}}$ ) comme étant la différence entre la poussée totale et la poussée statique ( $F_{\text{sta}}$ ) précédemment calculée
- Détermination du centre de gravité' de la poussée totale (connaissant le point d'application de  $F_{\text{dyn}}$  et  $F_{\text{sta}}$ , ainsi que leurs valeurs)
- Tracé du diagramme des poussées sachant qu'il est linéaire.

Tableau 3.4. : Poussée dynamique des terres due à la couche considérée :

Couches du sol	niveaux $z_1 \div z_2$ m	$K_a^*$	Forces			Contraintes du sol	
			Force totale $F_{tot}$ kN/m	Force Statique $F_{sta}$ kN/m	Force dynamique $F_{dyn}$ ( $=F_{tot} - F_{sta}$ ) kN/m	au sommet de la couche $q(z_1)$ kN/m <sup>2</sup>	à la base de la couche $q(z_2)$ kN/m <sup>2</sup>
1	+1,70 ÷ 0,00	0,359	8,373	6,763	1,610	1,518	8,332
2	+0,20 ÷ -4,90	0,482	59,225	35,655	23,570	7,691	16,482
3	-4,90 ÷ -6,25	0,258	3,033	1,516	1,517	1,602	2,402
4	-6,25 ÷ -8,20	0,482	9,328	3,910	5,418	4,445	5,122

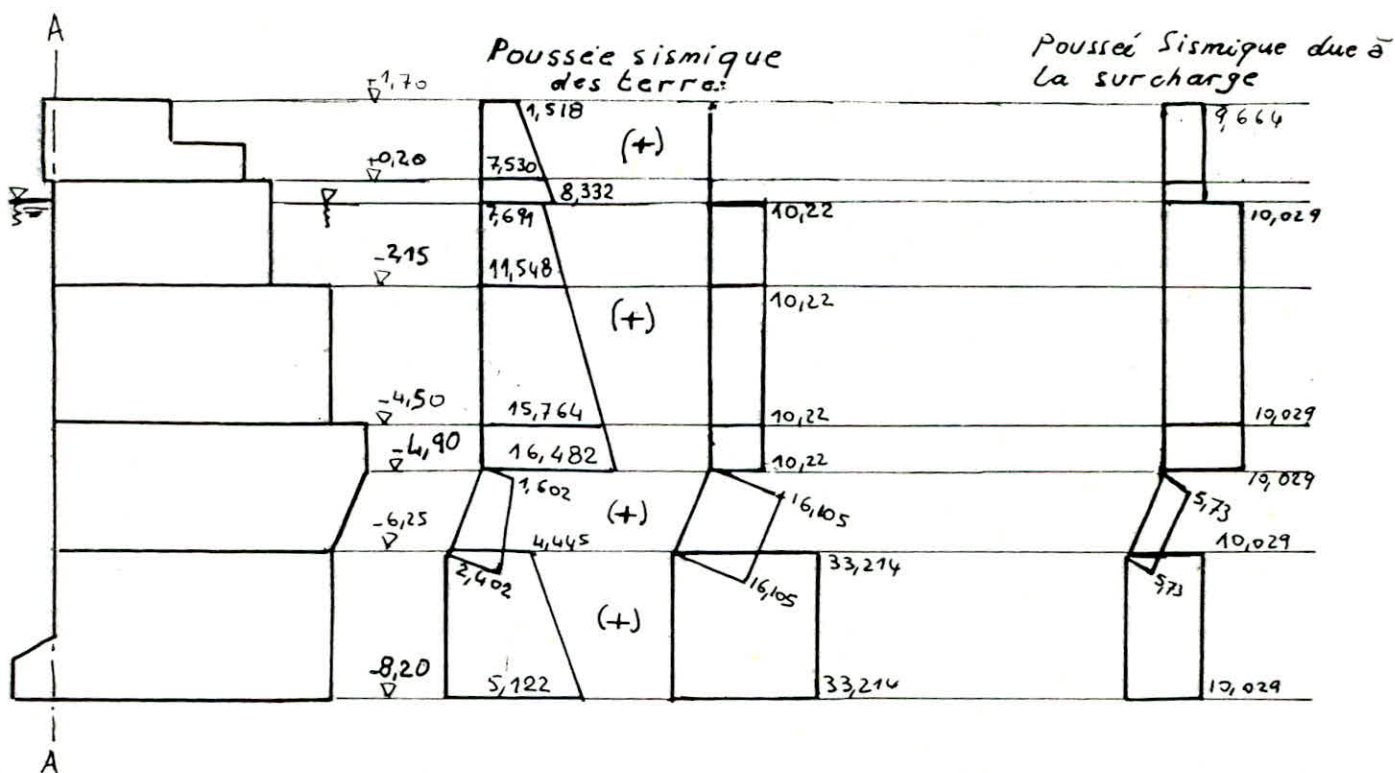
Tableau 3.5. : Poussée des terres dues aux couches situées au dessus de la couche considérée :

Couches du sol	niveaux $z_1 \div z_2$ (m)	$K_a^*$	Poids des couches supérieures $S = \sum \gamma_i h_i$ kN/m <sup>2</sup>	$F_{tot}$ kN/m	$q(z_1)$ kN/m <sup>2</sup>	$q(z_2)$ kN/m <sup>2</sup>
2	0 ÷ -4,90	0,379	30,600	50,127	10,22	10,22
3	-4,90 ÷ -6,25	0,216	84,500	24,400	16,105	16,105
4	-6,25 ÷ -8,20	0,379	99,350	64,767	33,214	33,214

Tableau 3.6. Poussées dynamiques dues à la surcharge ( $s = 3 \text{ t/m}^2$ )

Couches du sol	niveaux $z_1 \div z_2$ m	$K_a^*$	$F_{tot}$	$q_1(z_1)$ kN/m <sup>2</sup>	$q_2(z_2)$ kN/m <sup>2</sup>
1	+1,70 ÷ 0,00	0,355	16,429	9,664	9,664
2	0,00 ÷ -4,90	0,379	49,142	10,029	10,029
3	-4,90 ÷ -6,25	0,216	7,736	5,73	5,73
4	-6,25 ÷ -8,20	0,379	19,557	10,029	10,029

Diagramme des poussées sismiques des terres:



Forces horizontales (H) et moments exercés par la poussée des terres en cas de séisme:

niveaux	Remblais			Surcharge		
	H t/ml	e m	M t.m/ml	H t/ml	e m	M t.m/ml
+ 0,20	0,679	0,58	0,396	1,449	0,75	1,087
- 2,15	5,102	1,33	6,785	3,798	1,91	7,245
- 4,50	10,713	2,34	25,114	6,155	3,08	18,937
- 6,25	14,217	3,32	47,128	7,329	4,21	30,854
- 8,20	21,621	3,79	82,043	9,285	5,07	47,053

Forces Verticales et moments exercés par la poussée sismique des terres:

niveaux	Remblais			Surcharge		
	V t/ml	e m	M <sub>AA</sub> t.m/ml	V t/ml	e m	M <sub>AA</sub> t.m/ml
- 6,25	- 1,246	5,75	- 7,160	- 0,394	5,75	- 2,266
- 8,20	- 1,246	5,75	- 7,160	- 0,394	5,75	- 2,266

## 4. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ D'ENSEMBLE ET DE LA STABILITÉ DES ÉLÉMENTS: 21

### 4.1 STABILITÉ D'ENSEMBLE.

On étudie la stabilité des blocs supposés monolithes.

#### 4.1.1. STABILITÉ AU GLISSEMENT HORIZONTAL:

ELLE EST ASSURÉE SI:  $\frac{N \operatorname{tg} \psi}{T} < F_g$  où:

$N$ : effort vertical

$\operatorname{tg} \psi$ : frottement bloc de béton - sol de fondation = 0,7 }  $N \operatorname{tg} \psi$  = effort horizontal résultant.

$T$ : effort horizontal de poussée

$F_g$ : coefficient de sécurité au glissement

#### 4.1.2 STABILITÉ AU RENVERSEMENT:

on doit vérifier que le moment dû au poids

des blocs (moment résistant) permet de s'opposer au moment de renversement dû à la poussée des sols:

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} > F_r$$

$F_r$ : coefficient de stabilité au renversement.

### 4.2 STABILITÉ DES ÉLÉMENTS.

on doit vérifier pour chaque assise de blocs la stabilité au glissement horizontal et au renversement. Quant à la vérification de la contrainte sous l'arête la plus chargée, elle paraît superflue car la pression admissible sur le béton est de l'ordre de 80 kg/cm<sup>2</sup>.

Les blocs seront coulés sur du sable afin de donner une forme assez rugueuse et créer ainsi un frottement élevé entre les blocs ( $\operatorname{tg} \psi = 0,7$ ).

Il convient d'ajouter que lorsque le frottement est insuffisant, une liaison par tenons et encoches entre les divers blocs peut être envisagée pour améliorer la stabilité au glissement horizontal.

NOTE: on donne ci-dessous un exemple de calcul des coefficients de sécurité  $F_g$ ,  $F_r$  (glissement, renversement) pour le dernier niveau (-8,20). Les autres résultats sont regroupés dans le TABLEAU N° 4.1

cas n° 1 : G+1,5P (au Niveau -8,20 m)

	FORCES Verticales (t/ml)	bras (m)	M stabilisant par rapport à 0 t/m	Forces Horizontales t/ml	bras (m)	M renversant t/m
<u>Poids propre</u>						
Couronnement	10,325	2,249	23,221			
bloc n° 1	10,460	3,133	32,771			
bloc n° 2	11,466	3,621	41,518			
bloc n° 3	10,527	3,852	40,550			
bloc n° 4	13,286	3,351	44,521			
Remblais	3,443		20,022			
<u>Poussée des terres</u>						
• dues au poids propre du sol	-0,917	6,135	-5,626	15,713	3,642	57,232
• dues à la surcharge (f=1,5)	-0,434	6,150	-2,666	13,775	5,212	71,793
<u>Poids des terres</u>						
- <u>bollard</u> (f=1,5)				2,045	3,95	20,352
	75,628	/	276,115	31,533	/	149,377

$$M_{résultant} = 276,115 - 149,377 = 126,738 \quad V_{résultant} = 75,628 \quad H_{résultant} = 31,533$$

calcul des coefficients de sécurité  $F_g, F_r$ .

$$F_g = \frac{t_g \psi \cdot V_{rés}}{H_{rés}} = \frac{0,7 \cdot 75,628}{31,533} = 1,673 \approx 1,68 > 1,5$$

$$F_r = \frac{M_s}{M_r} = \frac{276,115}{149,377} = 1,848 \approx 1,85 > 1,5$$

	Forces verticales (t/m)	bras (m)	$M_s / o$ t m / m	Forces t/m HORIZONTALES	bras (m)	$M_r / o$ t m / m
- Poids propre						
Couronnement	10,325	2,249	23,221			
bloc n°1	10,460	3,133	32,771			
bloc n°2	11,466	3,621	41,518			
bloc n°3	10,527	3,852	40,550			
bloc n°4	13,286	3,351	44,521			
Remblais	9,706	3,2	31,059			
- Pousée des terres						
• dues au poids propre du sol (G+SI)	-1,246	6,746	-8,406	21,621	3,795	82,043
• dues à la surcharge (P+SI)	-0,394	6,75	-2,66	9,285	5,068	47,053
- Poids des terres	17,466	5,684	99,277			
- bollard (f=1,0)				1,363	9,95	13,565
Effort sismique appliqué au mur	+ 9,739	3,757	+ 36,589	12,985	5,425	70,444
	71,858	/	265,285	45,254	/	213,105
	91,336		338,463			

$$M_{\text{resultant}} = 52,158 \text{ t m / m}$$

$$F_g = 1,112 > 1,0$$

$$F_r = 1,151 > 1,0$$



Tableau récapitulatif des efforts et des coefficients de sécurité à chaque niveau (les calculs sont détaillés en Annexe II)

Niveaux (m)	Combinaisons	Efforts VERTICAUX			Efforts HORIZONTAUX			Coefficients calculés		Coefficients admissibles		Observations
		V t/m	e m	M t/m/m	H t/m	e m	M t/m/m	Fr	Fg	$\bar{F}_r$	$\bar{F}_g$	
Couronnement +0,20	G + 1,5 P	12,215	1,619	19,781	4,327	1,253	5,423	3,65	1,98	1,5	1,5	sécurité suffisante
	G + P - SI	10,786	1,619	17,467	5,398	0,518	2,796	6,25	1,40	1,0	1,0	sécurité suffisante
Bloc n° 1 -2,15	G + 1,5 P	28,325	2,031	57,520	9,786	2,188	21,415	2,69	2,03	1,5	1,5	" "
	G + P - SI	24,908	2,030	50,563	14,820	1,977	29,292	1,18	1,72	1,0	1,0	" "
Bloc n° 2 -4,50	G + 1,5 P	43,937	2,386	104,833	16,903	3,101	52,414	2,00	1,82	1,5	1,5	sécurité suffisante
	G + P - SI	38,442	2,388	91,788	25,559	3,062	78,262	4,17	1,05	1,0	1,0	" "
Bloc n° 3 -6,25	G + 1,5 P	62,223	2,852	177,474	23,541	4,070	95,812	1,85	1,85	1,5	1,5	" "
	G + P - SI	53,912	2,822	152,151	33,600	4,058	136,349	1,11	1,12	1,0	1,0	" "
Bloc n° 4 -8,20	G + 1,5 P	75,628	3,651	276,115	31,533	4,737	149,377	1,85	1,68	1,5	1,5	sécurité suffisante
	G + P - SI	71,858	3,492	265,285	45,25	4,709	213,105	1,15	1,12	1,0	1,0	" "
	G + P	75,771	3,792	287,295	26,259	4,519	118,661	—	—	—	—	à utiliser pour
	G + P + SI	91,336	3,706	338,463	45,254	4,709	273,105	—	—	—	—	la portance du sol

## INTRODUCTION :

Quelque soit les caractéristiques du terrain de fondation, les ouvrages en blocs 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 ces contraintes et de les réduire progressivement aux niveaux inférieures.

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

## 5.1 CALCUL DES CONTRAINTES SOUS LA FONDATION.

En général aucune traction au niveau du sol de fondation n'est admise (c'est à dire  $B/6 > e$ ), néanmoins pour une assise dure une faible zone de traction peut subsister (càd  $e < B/4$ ). où:  $e$ : excentricité de la charge verticale

$B$ : largeur de la fondation.

Afin de diminuer la zone de traction, on a mené des calculs itératifs que nous résumons dans le tableau suivant :

Calculs successifs	fig	COMBINAISSONS	V (t)	e (m)	M/CC t.m	$\sigma_{max}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{min}$ kg/cm <sup>2</sup>	Observations	opérations à effectuer
1 <sup>er</sup>	1	G+P-SI	71,858	2,47	177,489	3,72	-1,48	$e > B/4 = 1,60$	Changrainer la fondation dans la zone tendue
		G+P+SI	91,336	1,83	167,145	3,88	-1,02	$e > B/4 = 1,60$	
2 <sup>ème</sup>	2	G+P	75,628	0,82	62,015	3,00	0,02	Pas de traction	Augmenter la largeur (B) de la fondation du côté de la zone comprimée
		G+P-SI	71,858	1,77	127,189	4,50	-1,62	$e > B/4 = 1,25$	
		G+P+SI	91,336	1,13	103,321	4,30	-0,65	$e < B/4 = 1,25$	
3 <sup>ème</sup>	3	G+P+SI	98,976	0,81	75,157	3,02	0,24	Pas de traction	On augmente la largeur (B) de la même façon que précédemment.
		G+P-SI	73,498	1,45	106,458	3,25	-0,68	$e > B/4 = 1,42$	
4 <sup>ème</sup>	4	G+P	76,559	-0,77	13,373	1,50	1,05	Pas de traction	
		G+P+SI	92,216	0,65	59,519	2,53	0,55	Pas de traction	
		G+P-SI	72,554	1,29	93,287	2,76	-0,34	$e < B/4 = 1,50$ . o.k	

TABLEAU N° 5.1 : RECHERCHE DE LA BASE DU PROFILÉ DÉFINITIF.

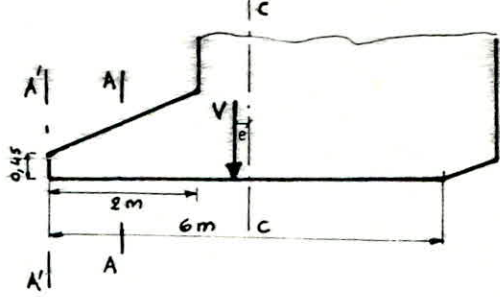
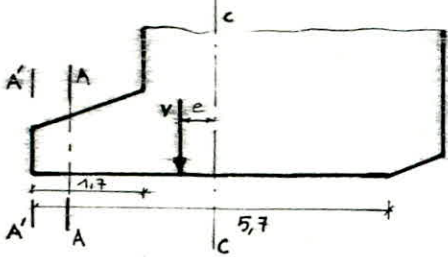
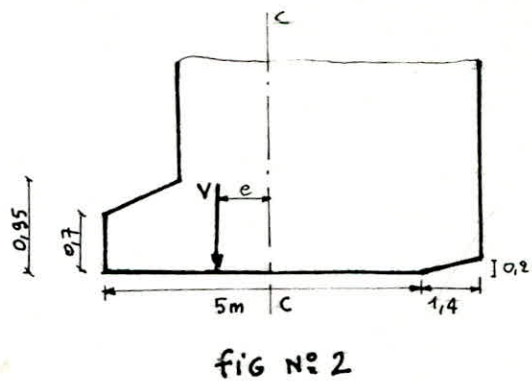
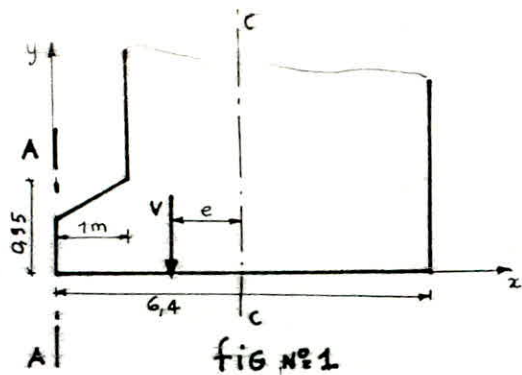
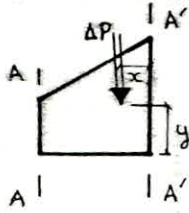


fig N°3

fig N°4

Le changement effectué par les itérations, conduit aux correctifs suivants.



$y = 0,296 \text{ m}$        $x = 0,464 \text{ m}$

Pour l'effet du poids propre:  $\Delta P = 0,788 \text{ t/ml}$        $M_{AA'} = -0,366 \text{ t.m/ml}$

Pour l'effet du séisme:

. Vertical  $\Delta P_v = \pm 0,092 \text{ t/ml}$        $\Delta M_{AA'} = \pm 0,043 \text{ t.m/ml}$

. Horizontal  $\Delta P_H = 0,123 \text{ t/ml}$        $\Delta M = 0,036 \text{ t.m/ml}$

Après correction on obtient :

COMBINAISONS	FORCES VERTICALES		FORCES HORIZONTALES	
	V (t/ml)	M <sub>stabilisant</sub> % AA'	H (t/ml)	M <sub>zouversant</sub> t.m/ml
G+P	46,559	361,711	26,259	118,661
G+P+SI	92,216	430,27	45,377	213,141
G+P-SI	74,554	337,52		

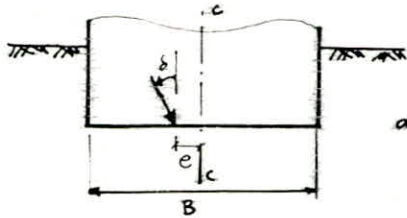
Les résultats du calcul des contraintes dans ce cas est donné dans le TABLEAU N° 5.1 à la 4<sup>ème</sup> itération.

## 5.2 VÉRIFICATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE.

### 5.2.1 RUPTURE PAR GLISSEMENT.

#### - PRINCÍPE:

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



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

avec:  $\bar{q}$  = pression admissible sur le sol

$q_0$  = poids des terres au dessus de la surface considérée

$\bar{B} = B - 2e$  = largeur effective de la semelle.

$N_\gamma, N_\gamma, N_c$  = coefficients des termes de profondeur, de surface, de cohésion.

$\lambda_\gamma, \lambda_\gamma, \lambda_c$  : coefficients correcteurs des termes de profondeur, de surface, de cohésion.

F : Facteur de sécurité.

La valeur des coefficients correcteurs peut résulter d'études théoriques (TERZAGHI) ou semi expérimentales (BRINCH-HANSEN; MAYERHOF). La méthode la plus usuelle est celle de MAYERHOF qui semble être pessimiste.

$$\lambda_c = \lambda_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{90^\circ}\right)^2 \quad (\varphi, \delta) \text{ exprimés en degré}$$

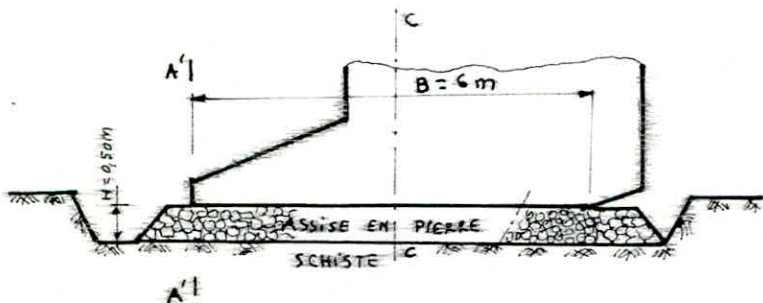
$$\lambda_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2$$

On comparera la valeur de  $\bar{q}$  à la contrainte ( $q$ ) produite sur le sol de fondation en la supposant uniforme et appliqué sur la largeur réduite  $\bar{B}$ .

#### - APPLICATION:

On fera la vérification de portance pour :

- le sol (1) : assise en pierre
- le sol (2) : schiste.



CARACTÉRISTIQUES DES SOLS ( $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  ...)

SOL		$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\varphi$	c (bars)	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
SOL 1: assise		1,0	40°	0	113	64	/
SOL 2: SCHISTE	Court terme	1,5	0	4	/	/	5,14
	Long terme	1,5	28°	0,7	16,9	15,32	26,34

EFFORTS DEFAVORABLES A CONSIDERER.

Combinaisons	EFFORT VERTICAL	EFFORT HORIZONTAL	M % AA t/m/ml	$\delta = \tan^{-1}(M/V)$	e (m)	$\bar{B}$ (m)	$q = \frac{V}{100.B}$
	V (t/ml)	H (t/ml)					
G+P	76,559	26,259	243,050	18,93°	0,175	5,65	1,35
G+P+SI	92,216	45,377	217,129	26,26°	4,71	4,71	1,96

Calcul de la contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_s$ .En absence de séisme on a  $F=3$  et  $\bar{\sigma}_s = \bar{q}$ En cas de séisme on a  $F=3$  et  $\bar{\sigma}_s = 1,5 \bar{q}$ 

Combinaisons	SOL	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q$ (kg/cm <sup>2</sup> )	observations	
G+P	SOL 1	3,72	1,35	La portance est vérifiée	
	SOL 2	Court terme	6,90	1,35	La portance est vérifiée
		Long terme	8,5	1,35	La portance est vérifiée
G+P+SI	SOL 1	2,43	1,96	La portance est vérifiée	
	SOL 2	Court terme	4,6	1,96	La portance est vérifiée
		Long terme	5,35	1,96	La portance est vérifiée

TABLEAU N° 5.2  
VÉRIFICATION DE LA  
portance du sol.

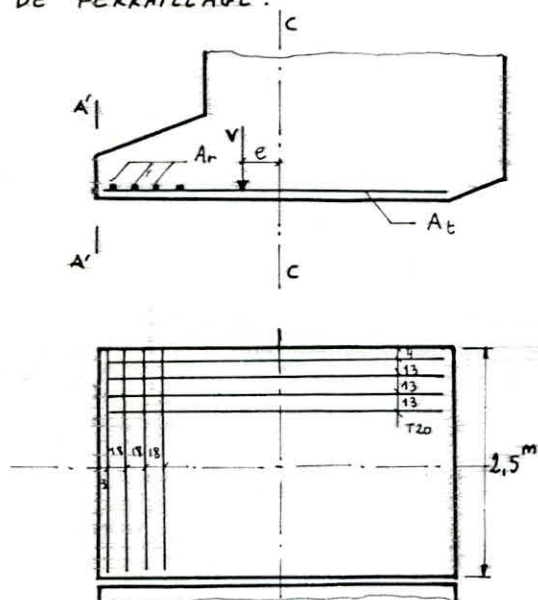
## 5.2.2 RUPTURE PAR poinçonnement.

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. 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 qui est exagérément défavorable, 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 en blocs de béton empilés les uns sur les autres qui peut-être repris en cas de tassement anormal ou de deversement partiel d'une pile et dont le sol de fondation sera mis progressivement en charge pour le consolider.

### 5.3 FERRAILLAGE DE LA FONDATION.

#### 5.3.1 SCHEMA DE FERRAILLAGE.



Acier Longitudinaux :  $A = 1T20 / 13 \text{ cm} = 24,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Acier de répartition :  $A = 1T12 / 18 \text{ cm} = 6,28 \text{ ''}$

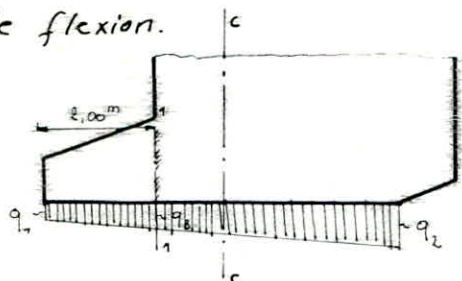
#### 5.3.2 Vérification des contraintes :

\* Sous  $G+1,2P$  donnés : effort vertical  $V = 76,50 \text{ t} / \text{ml}$

Moment par rapport à l'arête extérieure  $M / AA' = 230,35 \text{ t-m} / \text{ml}$

excentricité de la charge  $e = -0,11$ .

Armatures de flexion.



$$q_1 = 1,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = 1,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_3 = 1,27 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non fissuration : contrainte de fissuration systématique  $\sigma_1 = 327 \text{ kg/cm}^2$

contrainte de fissuration accidentelle  $\sigma_2 = 1569 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\bar{\sigma} = \min \{ 2800, \max (\sigma_1, \sigma_2) \} = 1569 \text{ kg/cm}^2.$$

Moment au niveau de l'encastrement de la console :  $M_{1-1} = 25,4 \text{ t-m} / \text{ml}$

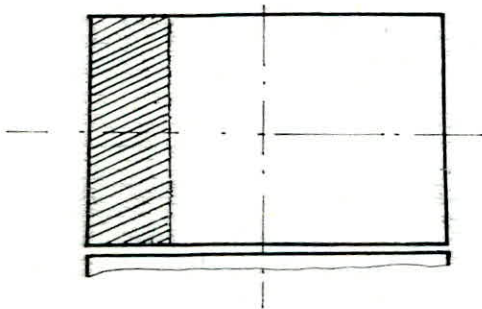
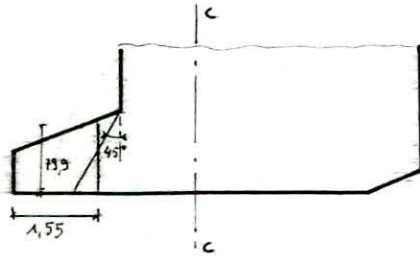
$$\text{Acier nécessaire } A = \frac{8 \cdot 25,4 \cdot 10^5}{7 \cdot 90 \cdot 1569} = 20,56 \text{ cm}^2 < A \text{ choisi} = 24,17 \text{ cm}^2.$$

cisaillement par effort tranchant.

effort tranchant au niveau de l'encastrement de la console  $T_{1,1} = 25,4 \text{ t/ml}$

contrainte tangentielle  $\tau = \frac{25,4 \cdot 10^3}{100 \cdot 90} = 2,89 < \bar{\sigma}_b = 6,264 \text{ kg/cm}^2$

cisaillement par poinçonnement.



effort de cisaillement:  $T = 1,27 \cdot 155 \cdot 100 = 19685 \text{ kg/ml}$

$$\tau = \frac{19685}{100 \cdot 79,9} = 2,46 < \bar{\sigma}_b = 6,264 \text{ kg/cm}^2$$

adhérence:

contrainte d'adhérence  $\bar{\tau}_d = 1,25 \cdot \psi^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 6,264 = 17,618 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi = 2 \text{ cm} < \frac{\bar{\tau}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot B = \frac{17,618}{1569} \cdot 600 = 6,74 \text{ cm} \text{ les crochets ne sont pas nécessaires.}$$

\* sous G+P+SI

$$V = 92,216 \text{ t/ml} \quad e = 0,645 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{3}{2} \cdot 1569 = 2535 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{1,1} = 46,8 \text{ tm/ml} \Rightarrow A = 23,48 \text{ cm}^2 < A_{\text{choisi}} = 24,17 \text{ cm}^2$$

Cisaillement par effort tranchant.  $T_{1,1} = 44,5 \text{ t/ml} \Rightarrow \tau = 4,94 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_b = 9,40 \text{ kg/cm}^2$

Cisaillement par poinçonnement.  $T = 35650 \text{ t/ml} \Rightarrow \tau = 4,46 \text{ kg/cm}^2 < 9,40 \text{ kg/cm}^2$

ECH : 1/100

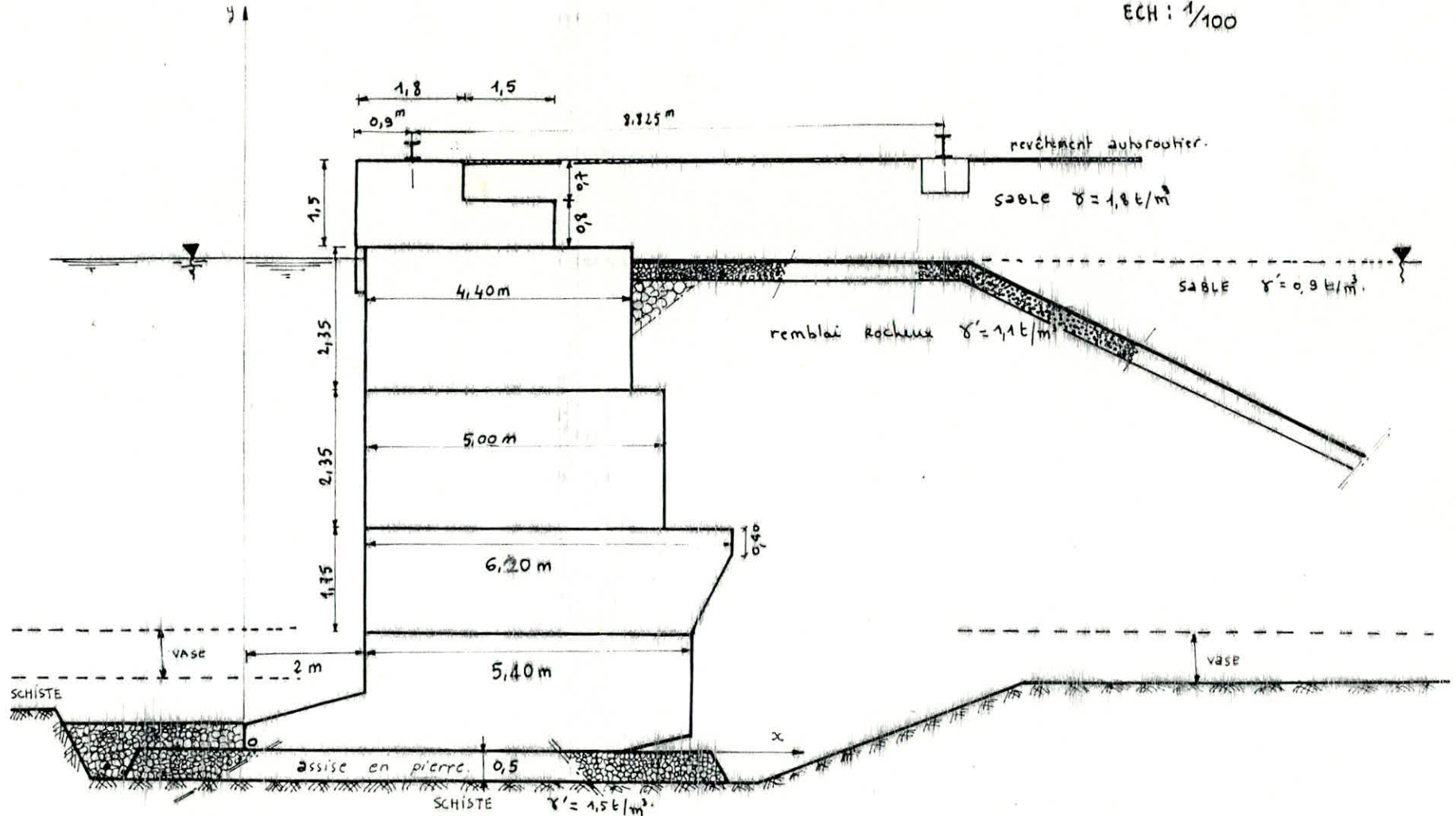


fig 5.1: PROFIL DÉFINITIF RETENU POUR LE MUR EN BLOC DE BÉTON.



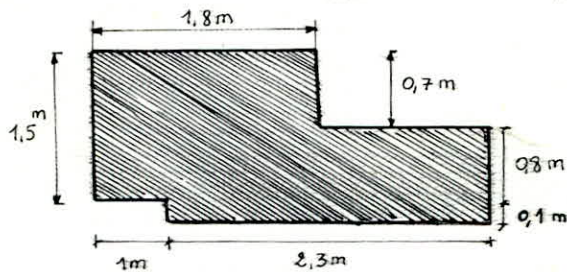
6.1 CHARGES VERTICALES :

Les sollicitations les plus défavorables sont engendrées lorsqu'on considère la possibilité de tassement différentiel accidentel d'une pile.

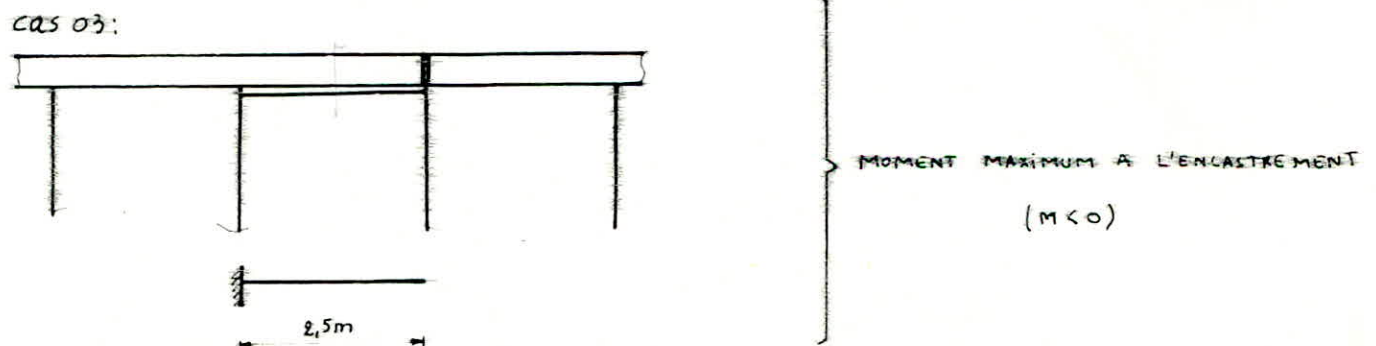
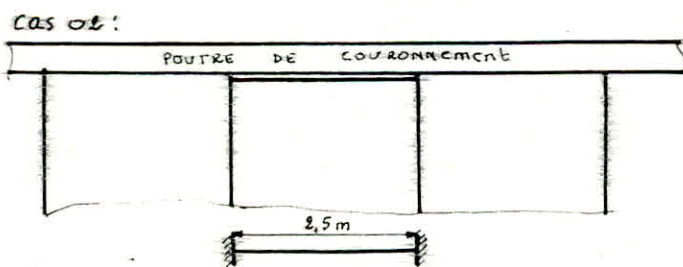
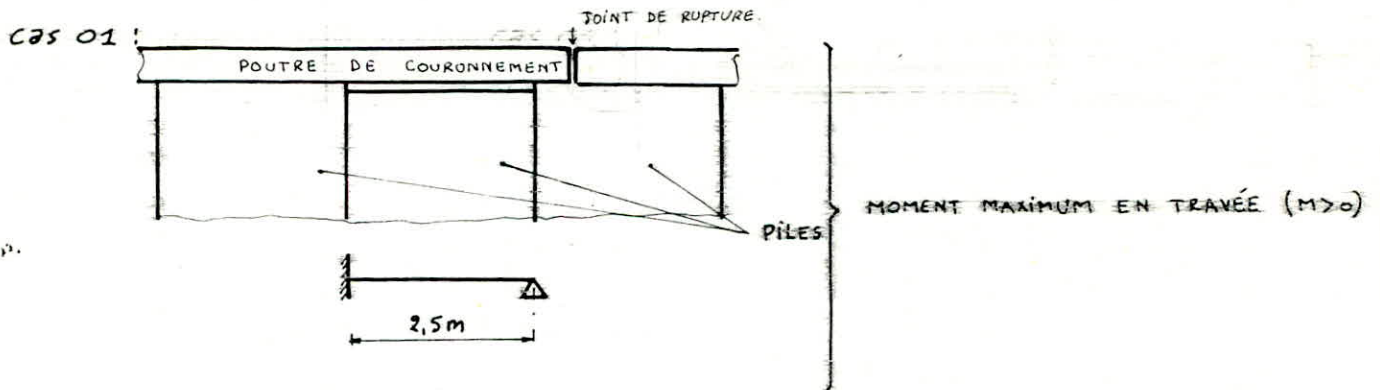
Il est peu probable voir impossible d'avoir un tassement d'une succession de piles contigües vu que l'ouvrage repose sur un sol homogène.

Le fait de considérer le tassement d'une pile par rapport aux autres piles assure une sécurité adéquate sans pour autant négliger le facteur économique.

• SCHEMA DE LA POUTRE DE COURONNEMENT :



- Cas possibles et extrêmes de schéma de calcul :



Les charges défavorables seront données pour les charges concentrées de la grue sur rail dans la position tel que l'on ait le schéma suivant :



Les sollicitations les plus défavorables sont : (détails de calcul ANNEXE II) :

$$M_{\max}^+ = 27,505 \text{ t.m} \quad M_{\min}^- = -212,266 \text{ t.m} \quad T = 115,813 \text{ t} \quad N = \pm 13,5 \text{ t (effort de freinage)}$$

### 6.1.1. Ferrailage en Flexion Simple.

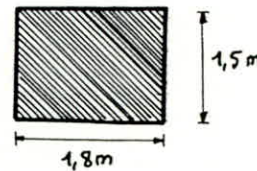
la section de la poutre de couronnement concernée par les charges verticales est :

- CONDITION DE NON FISSURATION :

$$\sigma_1 = \frac{K \eta \tilde{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \tilde{\omega}_f)} \quad (\text{fissuration systématique})$$

$$\text{avec } \tilde{\omega}_f = \frac{A}{8_f} \cdot 100$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{7}{\phi} \frac{K \sigma_b}{\phi}} \quad (\text{fissuration accidentelle})$$



REMARQUE. Article 49/23 du CCBA 68 : On ne majorera pas  $\sigma_2$  par 300% (bars) en ce qui concerne les ouvrages en mer.

on doit vérifier donc pour la condition de non fissuration :

$$\sigma_a < \min(\bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2)).$$

Aciers supérieurs :

M (tm)	A calculé $\text{cm}^2$	choix	$\sigma_1 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_2 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_a \text{ kg/cm}^2$	I (cm <sup>4</sup> )	x (cm)	$\sigma'_b \text{ kg/cm}^2$	$\sigma'_a \text{ kg/cm}^2$
-212,27	61,236	27T20	2256	1698	1908	17585432	38,60	46,6	699

Aciers inférieurs :

M (tm)	A calculé $\text{cm}^2$	choix	$\sigma_1 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_2 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_a \text{ kg/cm}^2$	I (cm <sup>4</sup> )	x (cm)	$\sigma'_b \text{ kg/cm}^2$	$\sigma'_a \text{ kg/cm}^2$
+27,505	7,935	15T12	1034,088	2492,64	1264,20	3794689,72	18,124	13,14	142,68

on a bien  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$  et  $\sigma_a < \min(\bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2))$  dans chaque cas.

### 6.1.2. Vérification des Contraintes en Flexion Composée.

- Calcul de la contrainte du béton en Flexion Composée (F.C)

$$\bar{\sigma}'_b = \left\{ 0,6 ; 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{e_1 \cdot 3} \right) \right\} \frac{\bar{\sigma}'_{b_0}}{0,3} = 2 \bar{\sigma}'_{b_0} = 135 \text{ kg/cm}^2.$$

- Il faut vérifier les contraintes suivantes :

$$\sigma'_b = k \cdot x < \bar{\sigma}'_b \quad ; \quad \sigma'_a = n K (x - d') < \bar{\sigma}_a, \quad \sigma_a = n K (h - x) < \bar{\sigma}_a.$$

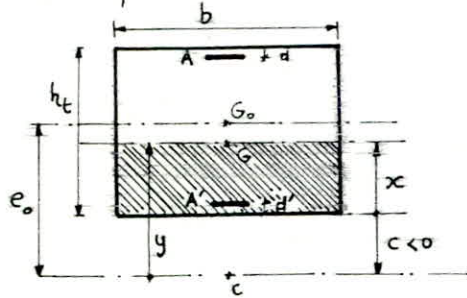
$$\text{ou } k = \frac{N}{S}$$

S : moment statique      N : effort normal.

et  $x = y + c$  avec  $y$  = solution de l'équation  $y^3 + py + q = 0$

$$\text{ou } \begin{cases} p = -3c^2 - \frac{6}{d} n A' (c-d') + \frac{6nA}{b} (h-c) \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - \frac{6nA'}{b} (c-d')^2 - \frac{6nA}{b} (h-c)^2 \end{cases}$$

$c$ : position du centre de pression.



$G_0$ : position du centre de gravité du béton seul.

$G$ : position du centre de gravité de la section homogène.

M (tm)	N (t)	$e = \frac{ht}{6}$ (m)	$e_0 = \frac{M}{N}$ (m)	observations	$c$ (cm)	$y$ (cm)	$\sigma'_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_a$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm <sup>2</sup>
-212,27	+13,5 (comp)	0,25	15,724	Section partielle- ment comprimée	-1497,4	1536,36	45,206	599,06	1828,44
-212,27	-13,5 (tract)	0,25	15,724	"	1647,4	-1611,18	44,078	569,88	1967,75
+27,505	+13,5 (comp)	0,25	2,037	Section partielle- ment	-128,7	150,565	9,255	100,726	781,78
+27,505	-13,5 (tract)	0,25	2,037	"	278,7	-267,89	8,347	55,717	1554,29

### 6.1.3. Vérification à l'effort tranchant.

$$T = 115,813 \text{ t} \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 67,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{dans tous les cas ci's dessus})$$

$$\text{alors } \bar{z}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 18,27 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}'_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}'_{en} = 16,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$z_b = \frac{T}{b \cdot \bar{z}} = T \cdot \frac{1}{b \cdot \frac{7}{8} h_{\min}} = \frac{115,813 \cdot 10^3}{190 \cdot \frac{7}{8} (150-6)} = 5,106 \text{ kg/cm}^2 < \bar{z}_b \quad \text{donc armatures droites suffisantes}$$

Calcul des espacements des armatures droites.

On choisit deux cadres  $\phi 12$  + un étrier  $\phi 12$  cà  $\perp$  section =  $6 \phi 12 = 6,78 \text{ cm}^2$

$$t_{\min} = 7 \text{ cm} < t = \frac{A_s - \frac{7}{8} \bar{\sigma}'_{at}}{T} = 11,8 \text{ cm} < \bar{t} = \max \begin{cases} (1 - 0,3 \frac{\bar{z}_b}{\bar{\sigma}'_b}) h = 108,78 \text{ cm} \\ 9,2 h = 28,8 \text{ cm} \end{cases}$$

on choisira l'espacement après avoir calculé les cadres pour les forces horizontales afin de mieux combiner les deux choix pour un meilleur renforcement de la section considérée.

## 6.2 CHARGES HORIZONTALES.

### 6.2.1 FORCE D'AMARRAGE:

la poutre de couronnement est calculée comme étant rigide avec une réaction linéairement répartie.

Dans le cas considéré la force d'amarrage = 30t (ANNEXE I) est appliquée au milieu de la poutre donc diagramme rectangulaire.

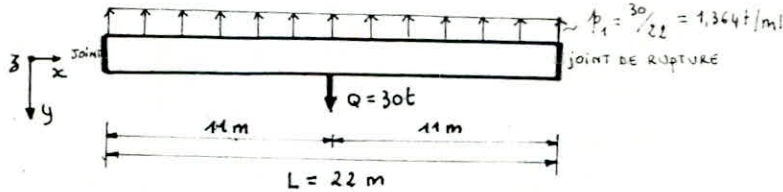


DIAGRAMME MOMENT FLECHISSANT

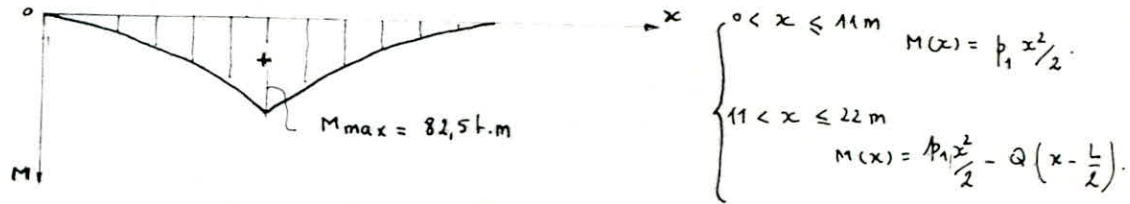
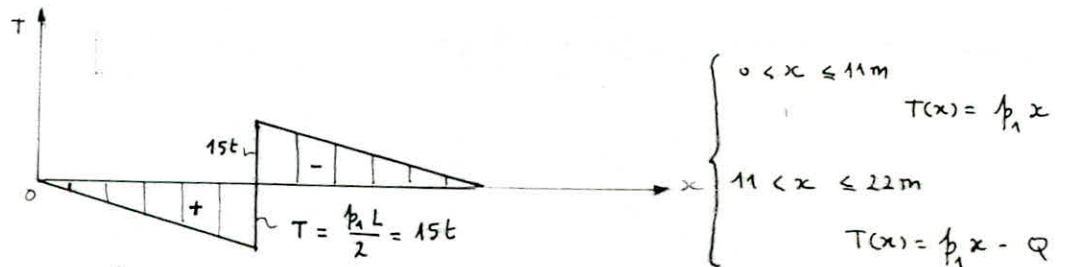
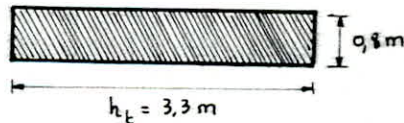


DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS:



section concernant les efforts horizontaux:



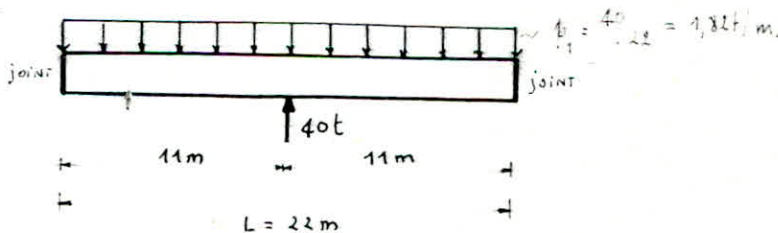
calcul des aciers (on choisit  $\phi \leq 20$ )

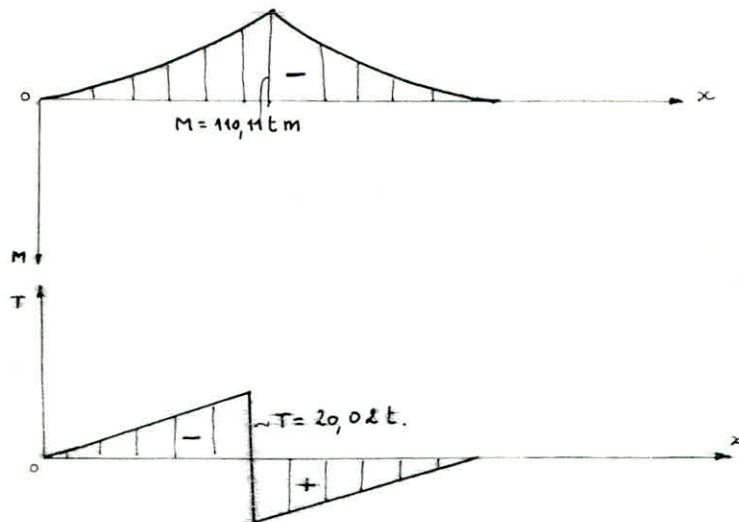
on a  $M_{rn} = \bar{\kappa} \cdot b \cdot h^2 > M_{ext} = 1,2 \cdot 82,5 = 99 \text{ t.m}$  donc  $A' = 0$

Moment t.m	A calculé $\text{cm}^2$	choix	$\sigma'_b \text{ kg/cm}^2$	$\sigma'_a \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_a \text{ kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_a \text{ kg/cm}^2$
99	12,742	9T16	18,320	274,807	1767,32	1898,88

### 6.2.2.FORCE D'ACCOSTAGE (Annexe I)

$F_a = 40 \text{ t.}$





### 6.2.3. calcul des aciers ( $A' = 0$ )

Moment tm	$A_{calculé} \text{ cm}^2$	choix	$\sigma'_b \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma'_a \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_a \text{ Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_a \text{ Kg/cm}^2$
132, 132	17,01	8T20	21,614	324, 223	1734, 16	1912, 30

#### 6.2.3.1. Vérification à l'effort tranchant.

on a  $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 18,27 \text{ Kg/cm}^2$  ;  $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1,2 \cdot 20,02 \cdot 10^3}{80 \cdot \frac{7}{8} \cdot 324} = 1,059 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ Armatures droites suffisantes.}$$

calcul des espacements des armatures droites.

on choisit 1 cadre  $\phi 8 \rightarrow$  section d'acier transversale =  $2\phi 8 = 1 \text{ cm}^2$ .

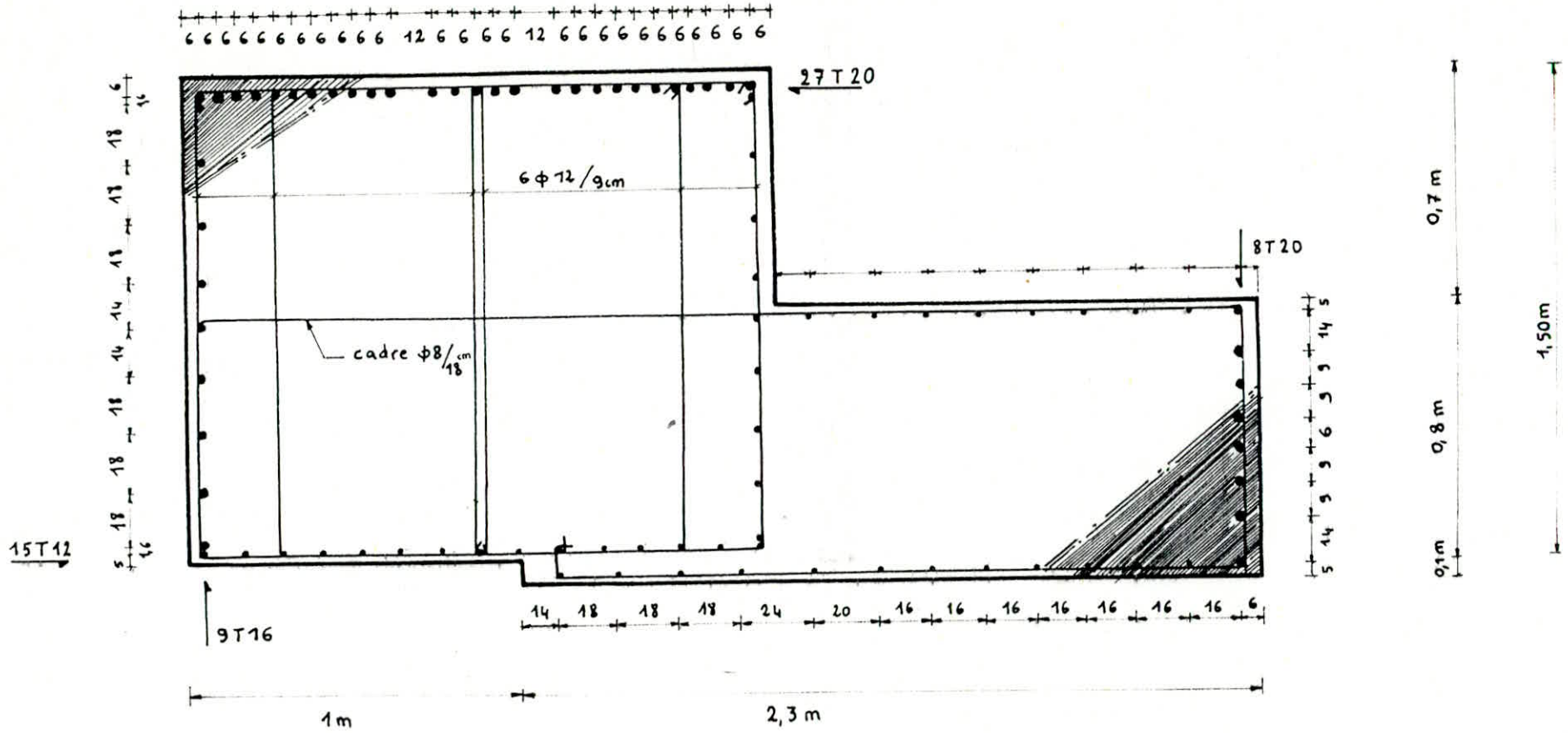
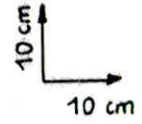
$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}'_a}{T} = \frac{1 \cdot 1600}{1,059} = 1511,8 \text{ cm on prend } 18 \text{ cm} < \bar{t} = 307,56 \text{ cm}$$

donc on prend 1 cadre  $\phi 8 / 18 \text{ cm}$  et pour le 1<sup>er</sup> cas (FORCES VERTICALES) on prend (2 cadres  $\phi 12$  + étrier  $\phi 12$ ) tous les 9 cm. ainsi on aura une section sur deux où le cadre  $\phi 8$  tombe avec les deux cadres ( $\phi 12$  + étrier  $\phi 12$ ) ce qui renforce la section considérée.

La disposition des aciers finalement retenue est présentée sur la figure n°: 6.1.

FIG n° 6.1: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA SUPERSTRUCTURE

ECHELLE:



les espacements sont donnés en cm.

La poutre de roulement de longueur totale 330 m, constituée de plusieurs poutres séparées de joint de rupture tout les 30 m; supporte le rail sur lequel roule la grue.

Cette poutre repose latéralement sur le remblai de sable qui constitue un appui constitué élastique.

On utilisera pour la détermination des sollicitations  $M, T$  la méthode de Timoshenko. (Poutre continue sur fondation élastique)

Une poutre reposant sur toute sa longueur sur une fondation élastique, produit une réaction proportionnelle à la déformation suivant l'hypothèse de WESTERGAARD.

donc  $q = k |y|$  ou  $k$ : module de fondation (ou module de réaction du sol dans le cas d'un sol)

L'étude est basée sur l'équation de la déformée.

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = -M \Rightarrow EI \frac{d^3 y}{dx^3} = -T \Rightarrow EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q = -k \cdot y \quad (1)$$

Le développement de cette équation (1) et les conditions aux limites conduisent pour une charge verticale  $\tilde{a}$ :

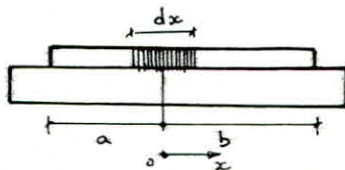
$$M = \frac{P}{4\beta} e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x) \quad T = -\frac{P}{2} e^{-\beta x} \cos \beta x$$

$$y = \frac{P\beta}{2k} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot B}{4EI}} = 0,183 \text{ m}^{-1} \left( \begin{array}{l} E_s = 362000 \text{ bars} \\ I = 0,2531 \text{ m}^4 \end{array} \right) \\ k = k_D \left( \frac{B+30}{2,5B} \right)^2 = 4,55 \text{ Kg/cm}^3 \end{array} \right.$$

L'origine étant pris immédiatement sous la charge verticale. Cette méthode n'est applicable que si  $l \geq \frac{\pi}{2} l_c$  avec  $l_c = \frac{1}{\beta}$  où  $l$ : longueur de la poutre.

Il est utile de préciser que pour un sol, le module de réaction n'est pas une propriété intrinsèque mais dépend aussi de la surface chargée (dimensions, charges appliquées), d'autre part l'utilisation de formule empirique conduit à un résultat très approximatif, son emploi donne toutefois des résultats fiables car  $k_s$  n'intervient que par sa racine quatrième.

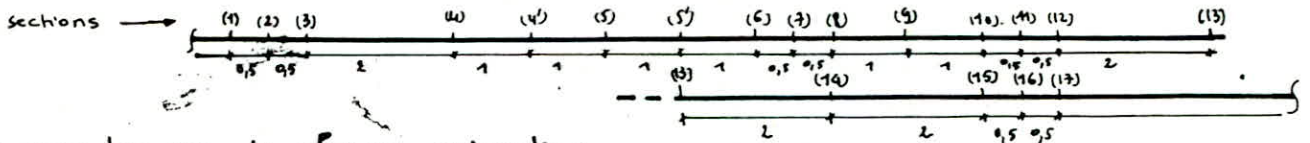
Charges réparties:



$$M = \frac{q}{4\beta^2} (e^{-\beta b} \cos \beta b + e^{-\beta a} \cos \beta a) \xrightarrow[\substack{a \rightarrow \infty \\ b \rightarrow \infty}]{} 0$$

Interpretation: Dans le cas d'une charge uniformément répartie sur toute la longueur d'une poutre infiniment longue (poids propres dans notre cas), la réaction produite en chaque point est égale à l'action, ceci fait que M et T sont nul en chaque point.

Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées pour les sections suivantes:



et pour les cas de charges suivantes:

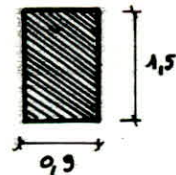
- correspondant au cas
- 1 grue sur rail
  - 2 grues sur rail l'une derrière l'autre.

	P <sub>1</sub> (t)	P <sub>2</sub> (t)	P <sub>3</sub> (t)	P <sub>4</sub> (t)	P <sub>5</sub> (t)	P <sub>6</sub> (t)	P <sub>7</sub> (t)	P <sub>8</sub> (t)
Cas I	30	30	17	17	17	17	30	30
Cas II	17	17	30	30	17	17	30	30
Cas III	23,5	23,5	23,5	23,5	17	17	30	30
Cas IV	30	30	17	17	30	30	17	17
Cas V	17	17	30	30	30	30	17	17
Cas VI	23,5	23,5	23,5	23,5	30	30	17	17
Cas VII	17	17	30	30	23,5	23,5	23,5	23,5
Cas VIII	30	30	17	17	23,5	23,5	23,5	23,5
Cas IX	23,5	23,5	23,5	23,5	23,5	23,5	23,5	23,5

Données: section de la poutre de roulement.

$$I = \frac{BH^3}{12} = 0,253 \quad K = 4,551 \text{ Kg/cm}^3 \quad \beta = 0,183 \text{ m}^{-1}$$

$$l_p = 5,46 \text{ m} \quad l_e = 8,58 \text{ m} \quad \text{on a bien } l_e > \frac{\pi}{2} l_e$$



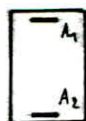
Résultats: (Détails de calcul en ANNEXE II)

$$M_{\max} = 71 \text{ t.m} \quad M_{\min} = -9,42 \text{ t.m} \quad T_{\max} = 44,185 \text{ t} \quad N = \pm 13,5 \text{ t (pondérée)}$$

Ferraillage:

La condition de fissuration est la condition la plus prépondérante dans le choix des aciers.

on obtient donc:



$$A_1 = 30,72 \text{ cm}^2 \quad \text{choix: 14 T 20}$$

$$A_2 = 4,27 \text{ cm}^2 \quad \text{choix: 7 T 12}$$



## 7.1. Vérifications des contraintes en Flexion composée.

M (tm)	N (t)	$e = \frac{ht}{6}$ (m)	$e_0 = M/N$	observations	$\epsilon_{cm}$	y cm	$\sigma'_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_a$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_a$ kg/cm <sup>2</sup>
+106,5	+13,5 Com	0,25	7,89	Sect. part. Comp	-713,9	754,93	45,345	603,924	1706,88
+106,5	-13,5 (tract)	0,25	7,89	" " "	863,9	-828,4	43,071	564,357	1974,29
-14,220	+13,5 Com	0,25	1,053	Sect part. Comp	-30,3	64,56	8,98	108,87	491,93
-14,220	-13,5 tract	0,25	1,053	" " "	180,3	-173	7,44	19,857	2112

## 7.2. Vérification à l'effort tranchant.

$$T_{max} = 44,185 \cdot 1,2 \cdot 1,25 = 66,278$$

dans tous les cas cis dessus  $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{Z}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 18,27 \text{ kg/cm}^2$

calcul  $Z_b$  :  $Z_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{66,278 \cdot 10^3}{90 \cdot \frac{7}{8} \cdot 144} = 5,145 \text{ kg/cm}^2 < \bar{Z}_b$ . (les armatures droites suffisent)

Calcul des espacements des armatures droites:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}'_a}{T} \quad \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cm} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (il y'a reprise de bétonnage)}$$

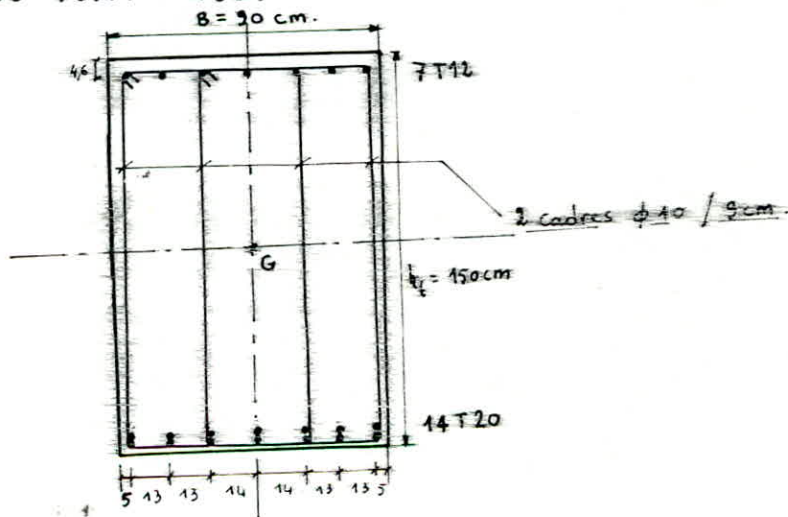
$$A_t = 4 \phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ pour 2 cadres } \phi 10.$$

$$t = \frac{3,14 \cdot \frac{7}{8} \cdot 144 \cdot 1600}{66,278 \cdot 10^3} = 9,55 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{on prend } t = 9 \text{ cm} > 7 \text{ cm}.$$

$$E = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 - 0,3 \frac{Z_b}{\bar{\sigma}'_b}) (h) = 103,692 \text{ cm} \\ 0,2h = 28,8 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{on a bien } t < E.$$

Donc on mettra 2 cadres  $\phi 10$  tous les 9 cm

## 7.3. SCHEMA DU FERRAILLAGE:



## 8. TASSEMENT:

But :

Le calcul du tassement et du tassement différentiel entre 2 points d'une structure est nécessaire afin de savoir si des désordres fonctionnels ne risquent pas d'apparaître dans l'ouvrage en question.

### 8.1. Méthode de calcul utilisée:

Vue le peu de données dont on dispose (limites de liquidité's) on ne peut évaluer le tassement du sol qu'à l'aide de la formule de Skempton qui consiste à déterminer indirectement l'indice de compressibilité

$$C_c = 0,009 (w_L - 10) \quad \text{si } w_L = \text{limite de liquidité.}$$

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

$$\Delta h = h \cdot \frac{C_c}{1+e} \log\left(1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma}\right) \quad \text{si } \Delta \sigma = \text{augmentation de contrainte}$$

$\sigma = \text{contrainte initiale dans le sol}$

Cette méthode est pessimiste dans le cas d'un sol surconsolidé car elle donne des valeurs 4 à 10 fois plus grandes que les valeurs réelles

Seule l'essai à l'oedomètre ou une connaissance parfaite de l'histoire du terrain peut donner une valeur (quantitative) de la pression de consolidation ( $\sigma_c$ ) et de connaître aussi l'état du terrain, éléments dont on ne dispose pas d'une manière précise, toutefois on a pu apprendre grâce à des données géologiques, que le terrain a subi au quaternaire des pressions fort élevées, pour cela on peut conclure qu'il est surconsolidé.

Le calcul qui sera effectué va donner, par conséquent, des valeurs excessives.

### 8.2. Calcul:

Il se fera en deux étapes:

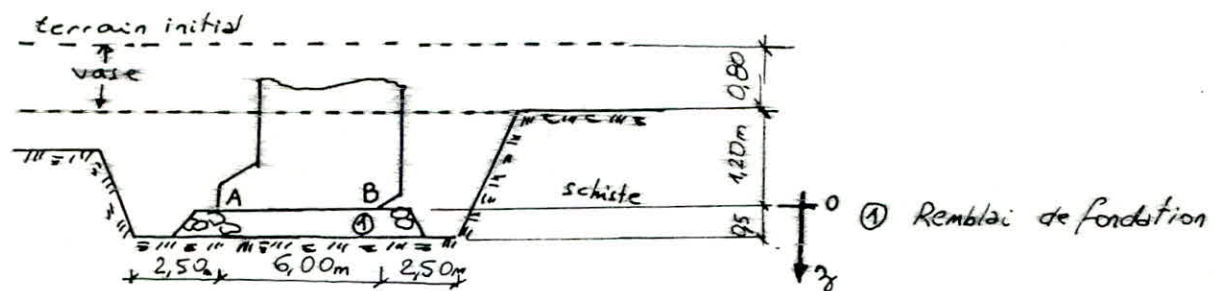
- 1) détermination des contraintes dans les différents niveaux du sol
- 2) Calcul du tassement à l'aide de la méthode d'intégration par tranches.

On regroupera les résultats dans le tableau 8-1

Determination des contraintes:

Pour déterminer l'ensemble des contraintes, à différents niveaux dans le sol, intervenant dans le calcul du tassement on utilisera les schémas suivants:

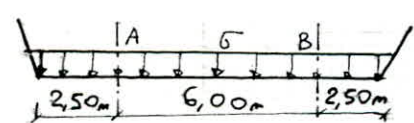
- calcul de la contrainte initiale dans le sol: ( $\sigma_0$ )



à la cote  $z = 0$   $\sigma_0 = (80 \times 1000 \cdot 10^{-6}) + (120 \times 1500 \cdot 10^{-6}) = 0,26 \text{ kg/cm}^2$

à une cote  $z \neq 0$   $\sigma_0 = 0,26 + 15 \cdot 10^{-4} z$  ( $z$  en cm,  $\sigma_0$  en  $\text{kg/cm}^2$ )

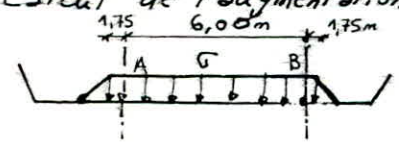
- Calcul de la diminution de contrainte (sous A et B) due à la fouille:



$\sigma$  = contrainte existant avant la fouille

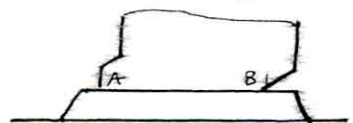
$\sigma = (170 \times 1500 \cdot 10^{-6}) = 0,255 \text{ kg/cm}^2$

- Calcul de l'augmentation de contrainte due au remblai de fondation:



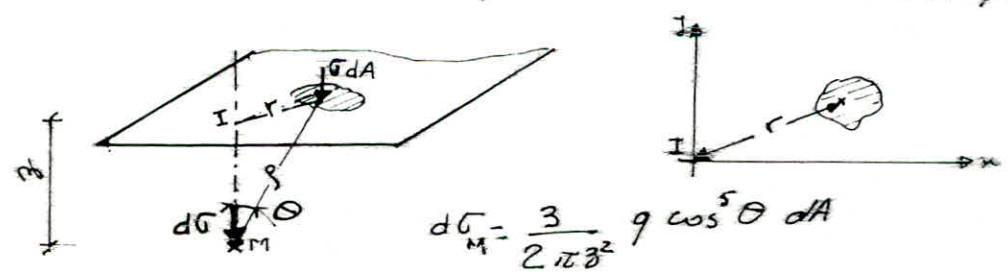
$\sigma = (50 \times 1000 \cdot 10^{-6}) = 0,05 \text{ kg/cm}^2$

- Calcul de l'augmentation de contrainte dans le sol due au mur:



$\sigma_A = 1,053 \text{ kg/cm}^2$  (calculée au chapitre 5)  
 $\sigma_B = 1,499 \text{ kg/cm}^2$

Ce dernier calcul (diffusion d'une pression non constante dans le sol) n'étant pas résolu à l'aide d'abaques, on va l'effectuer en utilisant directement la formule de base de Boussinesq:



$d\sigma_M = \frac{3}{2\pi z^3} q \cos^5 \theta dA$

Au niveau  $z$ , la contrainte sera :  $\sigma_M = \iint_{\text{Aire}} \frac{3z^3}{2\pi} \frac{q}{(z^2+x^2+y^2)^{5/2}} dA$

Pour une semelle de largeur  $B$  et de longueur  $L$  et  $q = f(x)$

$$\sigma_M = \int_0^B dx \int_0^L \frac{3z^3}{2\pi} \frac{q}{(z^2+x^2+y^2)^{5/2}} dy$$

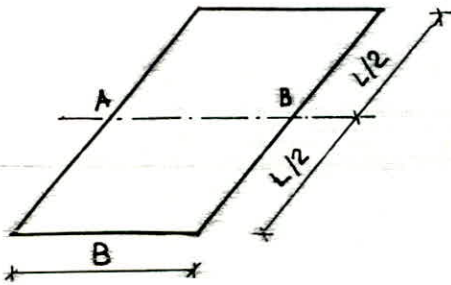
On trouve (intégration par parties)

$$\sigma_M = \int_0^B \frac{3z^3}{2\pi} \cdot q \cdot A \, dx$$

$$\text{avec } A = \frac{2L}{3(x^2+z^2)^2 (x^2+y^2+L^2)^{1/2}} + \frac{L}{3(x^2+z^2) (x^2+z^2+L^2)^{3/2}}$$

Cette intégration se fera numériquement.

Dans notre cas:



$$\text{sous A } \sigma_M = \int_0^6 \frac{3z^3}{2\pi} A q \, dx \text{ avec } q = 0,0743x + 1,053$$

$$\text{sous B } \sigma_M = \int_0^6 \frac{3z^3}{2\pi} A q \, dx \text{ avec } q = -0,0743x + 1,499$$

$$[x] = \text{cm}, [q] = [\sigma] = \text{kg/cm}^2$$

## Caracteristiques du schiste:

limite de liquidite :  $w_L = 31,65$  (Sondages S146 et S146 Bis)

teneur en eau :  $w = 0,40$  (estimée)

Poids volumique solide :  $\gamma_s = 2750 \text{ kg/m}^3$  (mesure)

Soit:

Indice de compressibilité :  $C_c = 0,195$

Indice des vides :  $e = \frac{w}{S_r} \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{0,4}{1} \frac{2750}{1,026} = 1,072$

Tassement d'une couche de hauteur  $h$  :  $\Delta h$

$$\Delta h = h \frac{0,195}{2,072} \log \left( 1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma} \right)$$

où  $\sigma$  = contrainte initiale

$\Delta \sigma$  = Augmentation de contrainte.

Tableau B.1. Calcul des tassements sous mur

Profondeur (m)	niveau moyen (m)	Contrainte initiale (kg/cm <sup>2</sup> ) (du niveau moyen)	Calcul du tassement sous A					Calcul du tassement sous B				
			Variation de contrainte				Tassement Δh (cm)	Variation de Contrainte (kg/cm <sup>2</sup> )				tassement Δh (cm)
			Fouille (kg/cm <sup>2</sup> )	Remblai de fondation (kg/cm <sup>2</sup> )	mur (kg/cm <sup>2</sup> )	Total (kg/cm <sup>2</sup> )		Fouille	Remblai de fondation	mur	Total	
0,50	2,00	0,56	-0,33	+0,05	0,59	0,31	5,40	-0,33	0,05	0,64	0,36	6,09
3,50	5,00	1,01	-0,28	+0,04	0,53	0,30	3,19	-0,28	0,04	0,58	0,34	3,56
6,50	8,00	1,46	-0,24	+0,03	0,45	0,24	1,87	-0,24	0,03	0,47	0,25	1,94
9,50	11,00	1,91	-0,21	+0,02	0,37	0,18	1,10	-0,21	0,02	0,38	0,19	1,16
12,50	14,00	2,36	-0,19	+0,02	0,31	0,14	0,71	-0,19	0,02	0,31	0,14	0,71
15,50	17,00	2,81	-0,17	+0,02	0,26	0,10	0,43	-0,17	0,02	0,27	0,11	0,47
18,50	20,00	3,26	-0,16	+0,01	0,23	0,08	0,30	-0,16	0,01	0,23	0,08	0,30
21,50	23,00	3,71	-0,15	+0,01	0,20	0,06	0,20	-0,15	0,01	0,20	0,06	0,20
24,50	26,00	4,16	-0,14	+0,01	0,18	0,05	0,15	-0,14	0,01	0,18	0,05	0,15
27,50	29,00	4,61	-0,14	+0,01	0,16	0,03	0,08	-0,14	0,01	0,16	0,03	0,08

tassement sous le point A = 13,43 cm      tassement sous le point B = 14,66 cm

tassement différentiel :  $\delta = 1,23 \text{ cm} < \bar{\delta} = \frac{B}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm} [8]$

Tassement sous la poutre de roulement:

Le tassement sous la poutre de roulement n'est pas dangereux quant au fonctionnement de la grue car il peut être repris par un système mécanique simple qui consiste en l'interposition de cales entre le boogie et le portique de la grue.

## 9. GLISSEMENT D'ENSEMBLE:

Il s'agit de vérifier si le talus et le mur ne risquent pas de subir un glissement. On a eu recours pour cette vérification à l'utilisation du logiciel "GLIS" qui calcule le coefficient de sécurité au glissement d'ensemble à l'aide de la formule de Bishop pour un cercle dont l'utilisateur précisera le centre et le rayon.

Coefficient de sécurité minimal (le séisme est pris en compte)

	abscisse* x (m)	ordonnée* y (m)	Rayon R (m)	Coefficient de sécurité
Court terme	3,50	15,95	16,70	1,07
Long terme	-5,00	42,45	44,50	1,93

\* Voir figure 5.1 pour les coordonnées (x, y)

On remarque que la valeur du coefficient de sécurité est relativement faible à court terme et que, par contre, elle est très satisfaisante à long terme. Afin d'éviter tout risque de glissement à court terme on doit effectuer un préchargement du sol par pose de remblais sableux à l'endroit où la construction est projetée. Cette consolidation du terrain aura pour autre effet de diminuer le tassement de façon conséquente.

## 10. REMARQUES FINALES

1/ Le sol: Il est regrettable de constater que la campagne géotechnique effectuée n'a fourni que peu de renseignements quant aux caractéristiques du sol de fondation. Afin d'estimer de façon quantitative certaines caractéristiques, on a eu recours en un premier temps à la consultation de documents géologiques relatifs à la région pour mieux connaître le sol puis en un second temps à puiser les valeurs nécessaires en utilisant une bibliographie adéquate.

2/ Dimensionnement du mur: Il n'existe pas de méthode conduisant de façon directe et précise à un profil stable du mur poids. Le dimensionnement des blocs, leurs formes, la forme globale du mur ne peuvent être obtenus qu'à l'aide d'une succession d'itérations ne négligeant pas le côté économique.

3/ Calcul dynamique de la poussée des terres: Le calcul de la poussée sismique des terres fut conduit en se référant au règlement japonais, qui, en utilisant une méthode semi-empirique basée sur l'hypothèse de Coulomb de rupture des massifs, permet de mieux approcher la réalité.

4/ Dimensionnement de la base: Il est d'usage de dimensionner les ouvrages de sorte que la résultante sous les différentes combinaisons de charges ne sorte pas du tiers central. Cette règle permet:

- d'assurer un coefficient de sécurité suffisant vis à vis du renversement.
- d'éliminer les contraintes de traction du sol.

Ces deux résultats sont obtenus moyennant quelques itérations.

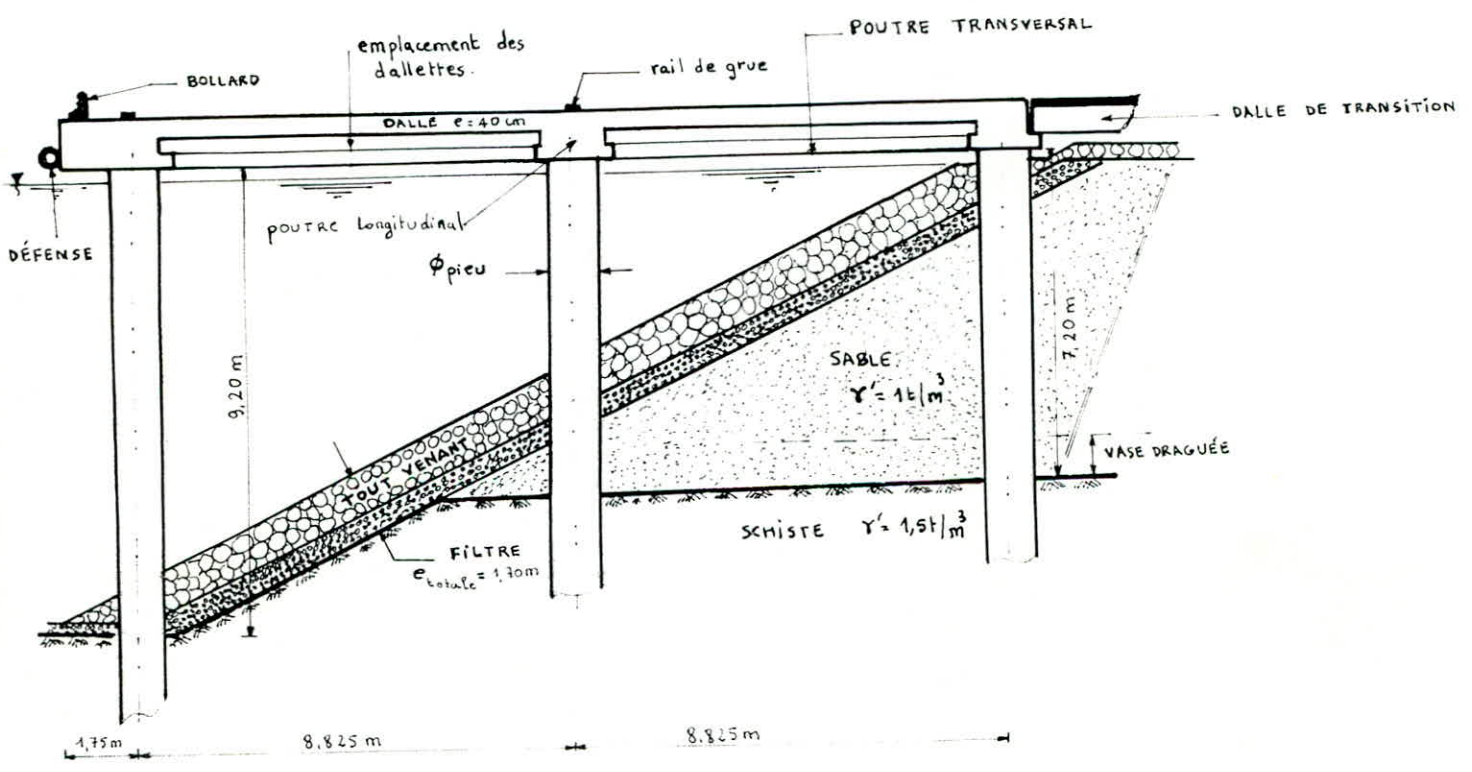
**QUAI SUR PIEUX  
FORES**



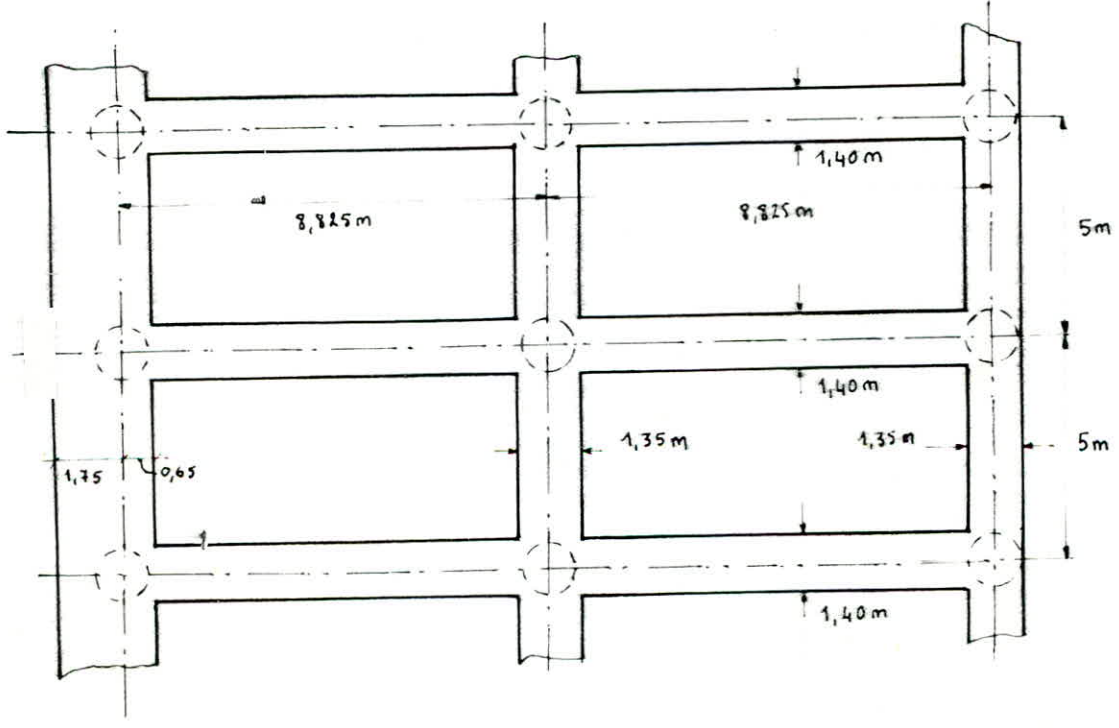
# 1 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.

Plateforme constituée de poutres transversales préfabriquées exécutées en deux phases, et longitudinales coulées sur place sur lesquelles vient reposer la dalle. L'ensemble de la structure repose sur un groupe de pieux forés. Les derniers seront battus jusqu'à travers les couches superficielles (remblais filtre) jusqu'au fond dur (schiste).

## VUE EN PLAN DE L'OUVRAGE



## VUE DE DESSUS DE L'OUVRAGE



## 2. PREDIMENSIONNEMENT DU PIEU .

### 2.1 FORCES VERTICALES

Afin de déterminer les efforts normaux qui s'exercent sur les pieux, on fera une descente de charge (détails de calcul voir ANNEXE III)

TABLEAU N° 2.1: EFFORTS NORMAUX SUR LES PIEUX

type de charge- considéré	grue sur rail	chariot élévateur		Surcharge (s) 3t/m <sup>2</sup>	poids propre (G)	Combinaisons G+7,2 S
		1 cas	2 cas			
Pieux côte mer	93,6 t	66,547 t	89,168 t	66,2 t	80,874 t	193,194 t
Pieux médian	93,6 t	66,547 t	75,906 t	66,2 t	108,192 t	220,512 t
Pieux côte remblais	Inexistante	66,547 t	73,159 t	66,15 t	63,39 t	151,580 t

Le choix du diamètre du pieu s'est fait par itération afin d'assurer le coefficient de sécurité requis pour la portance du sol. Les pieux utilisés sont de diamètre extérieur  $D = 54 \text{ inch} \approx 1,372 \text{ m}$  et de diamètre intérieur  $1,357 \text{ m}$  et sont fabriqués par la SNS de Rephata. Les pieux sont battus puis forés à travers les couches superficielles (remblais) jusqu'au fond dur (schiste). Le manchon métallique du pieu d'épaisseur  $15 \text{ mm}$  sera enfoncé d'au moins  $1,5 \text{ m}$  dans le schiste tandis que le forage continuera sous le tube d'acier jusqu'au niveau de la base du pieu.

#### 2.1.1 Détermination de la hauteur de la fiche critique $D_c$ [9]

Court terme ( $\varphi = 0$ ,  $c = 40 \text{ t/m}^2$ )

$$D_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3} = \frac{1,372}{4} \cdot 1^{2/3} = 0,343 \text{ m}$$

Long terme ( $\varphi = 28^\circ$ ,  $c = 7 \text{ t/m}^2$ )

$$D_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3} = \frac{1,372}{4} \cdot 41,34^{2/3} = 4,10 \text{ m}$$

#### 2.1.2 Calcul de la force portante $Q_p$ [9]

Court terme :  $Q_p = A q_p = A \cdot q_e = A \cdot 1,3 N_{c_{\max}} \cdot c = \frac{\pi \cdot 1,372^2}{4} \cdot 1,3 \cdot 7,4 = 537,832 \text{ t}$

Long terme :  $Q_p = A q_p = A (1,3 N_{c_{\max}} \cdot c + N_{q_{\max}} \cdot \gamma D_c) = \frac{\pi \cdot 1,372^2}{4} (1,3 \cdot 75,80 \cdot 0,7 + 41,34 \cdot 1,5 \cdot 4,10) = 477,628 \text{ t}$

## 2.13 Calcul de la force de frottement [9]

47

(pour un ancrage dans le schiste  $D = 6m$  on considèrera uniquement  $D = 4m$  car on suppose que la moitié de la hauteur du manchon métallique du pieu ne développe pas de force de frottement).

à court terme :  $c_u = (0,11 + 0,37 I_p) \cdot \sigma_c = (0,11 + 0,37 \cdot 0,1589) \cdot 8 = 1,3503 \text{ bars} \quad [10]$

$$f_m = \beta \cdot c = \frac{1 + c_u^2}{1 + 7c_u^2} \quad c = \frac{1 + 1,3503^2}{1 + 7 \cdot 1,3503^2} \cdot 40 = 8,205 \text{ t/m}^2$$

$$Q_f = \pi B D f_m = \pi \cdot 1,372 \cdot 4 \cdot 8,205 = 141,39 \text{ t}$$

à long terme :

$$f_m = \alpha \gamma \frac{D}{2} + \beta c$$

$$\varphi = 25^\circ \rightarrow \beta = 4,393, \quad \alpha = 1,568, \quad \gamma = 1,5 \text{ t/m}^3, \quad D = 4m$$

$$f_m = 1,568 \cdot 1,5 \cdot \frac{4}{2} + 4,393 \cdot 7 = 35,455$$

$$Q_f = \pi B D f_m = \pi \cdot 1,372 \cdot 4 \cdot 35,455 = 610,972 \text{ t}$$

## 2.14 Calcul des coefficients de sécurité [9]

Sans séisme :  $\frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2}$  doit être supérieur à  $Q$  (charge sur pieu)

Court terme

$$\frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2} = \frac{537,833}{3} + \frac{141,39}{2} = 249,973 \text{ t} > 220,512 \text{ t}$$

Long terme

$$\frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2} = \frac{477,628}{3} + \frac{610,972}{2} = 464,695 \text{ t} > 220,512 \text{ t}$$

sous séisme (on ne considère pas les forces de frottements dans ce cas car on n'a aucune indication sur leur sens lors d'un séisme)

Court terme  $\frac{Q_p}{2} = \frac{537,833}{2} = 268,916 > 220,512 \text{ t}$ . Long terme  $\frac{Q_p}{2} = \frac{477,628}{2} = 238,814 > 220,512 \text{ t}$

Calcul de l'inertie et de la section du pieu.

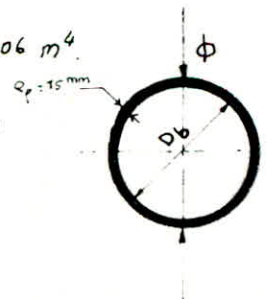
on suppose qu'une épaisseur de 10 mm de l'acier du tube du pieu ne participe pas à la résistance.

$$I = \frac{\pi D_b^4}{64} + \frac{\pi}{64} \cdot n \left[ (\phi - 10 \cdot 10^{-3})^4 - D_b^4 \right] = 9,2406 \text{ m}^4$$

ou  $D_b$  : diamètre intérieur du pieu (partie en béton) = 1,3671 m

$n$  : coefficient d'équivalence = 15

$\phi$  : diamètre extérieur du pieu = 1,372 m

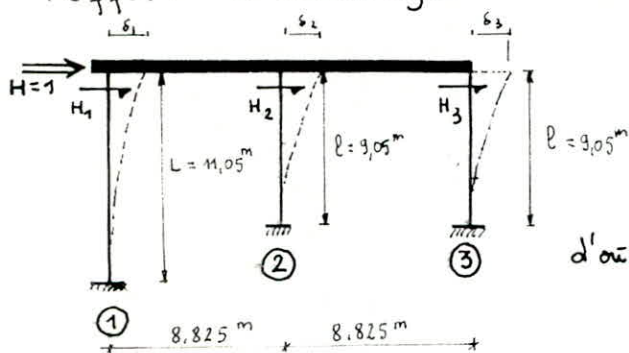


$$S = \frac{\pi D_b^2}{4} + \frac{\pi}{4} n \left( (\phi - 10 \cdot 10^{-3})^2 - D_b^2 \right) = 1,767 \text{ m}^2$$

## 2.2 FORCES HORIZONTALES.

### 2.2.1 INTRODUCTION:

L'effort horizontal d'accostage est transmis par la superstructure rigide aux pieux. Ces derniers reprennent l'effort horizontal extérieur en développant des efforts tranchants à leur tête de sens opposés au sens de l'effort d'accostage.



Le déplacement en tête de pieux  $\delta_1, \delta_2, \delta_3$  est identique et égal à  $\delta_i = \frac{H_i L^3}{12 EI}$

d'où

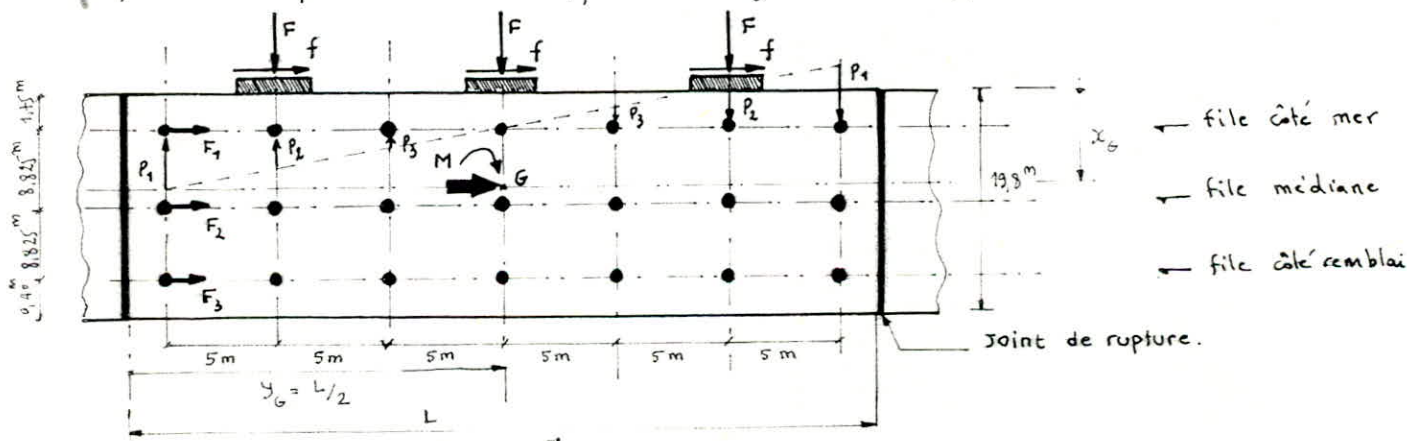
$$\begin{cases} \frac{H_1 L^3}{12 EI} = \frac{H_2 L^3}{12 EI} = \frac{H_3 L^3}{12 EI} & (1) \\ H_1 + H_2 + H_3 = H = 1 & (2) \end{cases}$$

de l'équation (1) et (2) on détermine

$$H_1 = 0,215 = k_1 \quad H_2 = H_3 = 0,391 = k_2 = k_3$$

### 2.2.2 FORCE DE DEFENSE

Le frottement de défense - béton est accru lors de l'accostage, ce frottement ( $f$ ) réduit des efforts horizontaux supplémentaires sur les pieux.



$F = 40 \text{ t}$  (force d'accostage) on a  $f = \mu \cdot F = 0,3 \cdot 40 = 12 \text{ t}$  ( $\mu$ : coefficient de frottement)  
d'où  $F_{\text{total}} = n \cdot f = 3 \cdot 12 = 36 \text{ t}$  ( $n$  = nombre de défense).

FILE côté mer:  $F_1 = k_1 F_{\text{totale}} = 0,215 \cdot 36 = 7,74 \text{ t}$

FILE médiane:  $F_2 = k_2 F_{\text{t}} = 0,391 \cdot 36 = 14,076 \text{ t}$

FILE côté remblai:  $F_3 = k_3 F_{\text{t}} = 0,391 \cdot 36 = 14,076 \text{ t}$ .

Calcul de  $x_G$  (position du centre de gravité des forces longitudinales)

ona:  $(F_1 + F_2 + F_3) x_G = 1,75 \cdot F_1 + 10,575 \cdot F_2 + 19,4 \cdot F_3$ .

$$x_G = \frac{7,74 \cdot 1,75 + 14,076 \cdot (10,575 + 19,4)}{7,74 + 2 \cdot 14,076} = \frac{435,478}{35,892} = 12,133 \text{ m}$$

Le moment  $M$  que doit reprendre les pieux est:

$$M = 35,892 \cdot 12,133 = 435,478 \text{ t.m}$$

il sera repris comme suit:

$$P_1 \cdot 15 + P_2 \cdot 10 + 5P_3 = \frac{M}{2} = \frac{435,478}{2} = 217,739 \text{ t.m}$$

ona  $3P_3 = P_1$  et  $P_2 = 2P_3$ .

d'où  $45P_3 + 20P_3 + 5P_3 = 70P_3 = 217,739 \text{ t.m} \Rightarrow P_3 = 3,111 \text{ t.}$

d'où  $P_1 = 9,332 \text{ t}$   $P_2 = 6,226 \text{ t.}$

Force Horizontale totale perpendiculaire au quai

$$F + P_1 = 40 \text{ t} + 9,332 = 49,332 \text{ t}$$

Force horizontale après distribution.

$$F_1^* = 0,215 \cdot 49,332 \text{ t} = 10,606 \text{ t}$$

$$F_2^* = 0,391 \cdot 49,332 \text{ t} = 19,289 \text{ t}$$

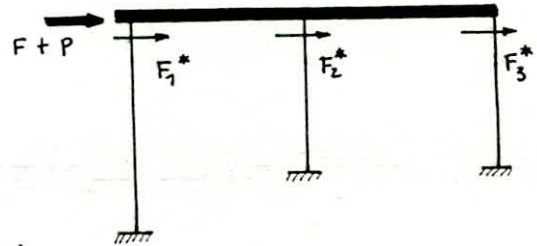
$$F_3^* = 0,391 \cdot 49,332 \text{ t} = 19,289 \text{ t}$$

Force horizontale totale parallèle au quai.

$$F_2 = 14,076 \text{ t.}$$

Force résultante horizontale sur pieu.

$$H = \sqrt{(19,289)^2 + (14,076)^2} = 23,879 \text{ t}$$



### 2.2.3 EFFORTS HORIZONTAUX DÙ AU SURCHARGES:

GRUE SUR RAIL:

effort de freinage = 15% (140 x 2) = 42 t

$F_{\text{freinage}} = 10,5 \text{ t}$  pour 1 pieu.

calcul de  $x_G$ :  $x_G = 1,75 \text{ m} + \frac{8,825}{2} = 6,163 \text{ m}$

Le moment que doivent équilibrer les pieux est:

$$M = 42 \text{ t} \cdot 6,163 \text{ m} = 258,846 \text{ t.m}$$

Calcul de  $P_1, P_2, P_3$ .

ona  $15P_1 + 10P_2 + 5P_3 = \frac{M}{2}$  et  $\frac{P_1}{15} = \frac{P_2}{10} = \frac{P_3}{5}$

on trouve:  $P_1 = 5,547 \text{ t}$   $P_2 = 3,698 \text{ t}$

$P_3 = 1,849 \text{ t}$

l'effort maximal horizontal appliqué au pieu est.

$$F = \sqrt{10,5^2 + 5,547^2} = 11,875 \text{ t.}$$

## 2.2.4 Calcul de la force horizontale ultime du pieu [11]

Court terme ( $\varphi = 0$ ,  $c = 4 \text{ bars}$ ).  $\gamma' = 1,5 \text{ t/m}^3$ .

TABEAU N° 2.2 valeurs des forces horizontales des terres sur les pieux d'après BRINCH-HANSEN.

D	0 m	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m
D/B	0	0,73	1,46	2,19	2,92	3,65
$K_c^D$	1	4,3	5,4	6	6,3	6,7
B.C. $K_c^D$	54,864 t	235,915 t	296,266 t	329,184 t	345,643 t	367,589 t

pour  $D = 4,5 \text{ m}$  on a  $e_D = \text{B.C. } K_c^D = 356,616 \text{ t}$

Long terme ( $\varphi = 28^\circ$ ,  $c = 0,7 \text{ bar}$ )  $\gamma' = 1,5 \text{ t/m}^3$ .

D	0 m	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m
D/B	0	0,73	1,46	2,19	2,92	3,65
$K_q^D$	4,32	4,94	5,66	6,12	6,76	7,28
$K_c^D$	6,48	12,8	19,26	22,5	25,2	28,4
$\gamma' D B K_q^D$	0	10,164	23,290	37,774	55,632	74,889
B.C. $K_c^D$	62,216	122,895	194,919	216,027	241,950	272,674
$e^D$	62,216	133,059	208,209	253,801	297,582	347,563

D = profondeur

B = diamètre du pieu.

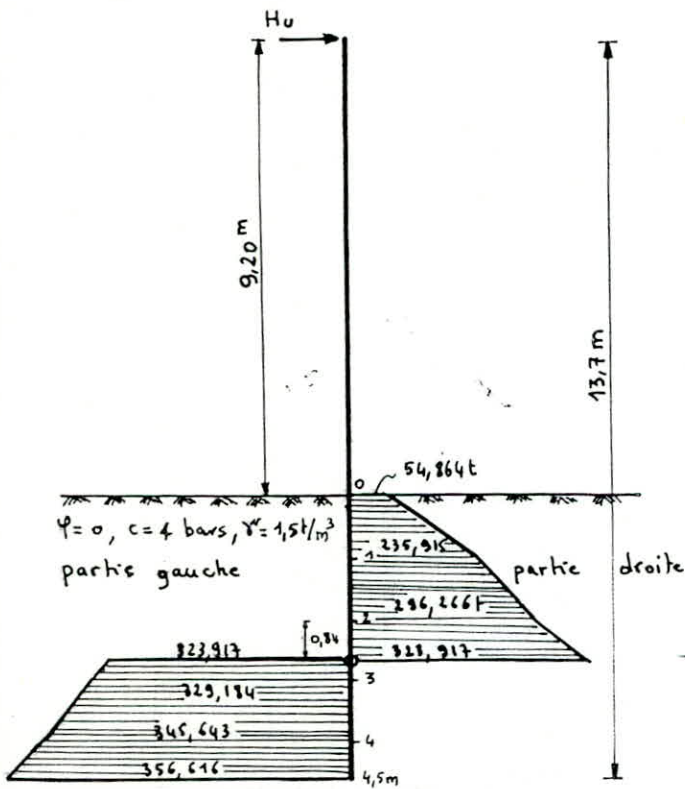
$K_q^D$  = coefficient qui tient compte de l'angle de frottement  $\varphi$  (varie avec la profondeur)

$K_c^D$  = coefficient qui tient compte de la cohésion

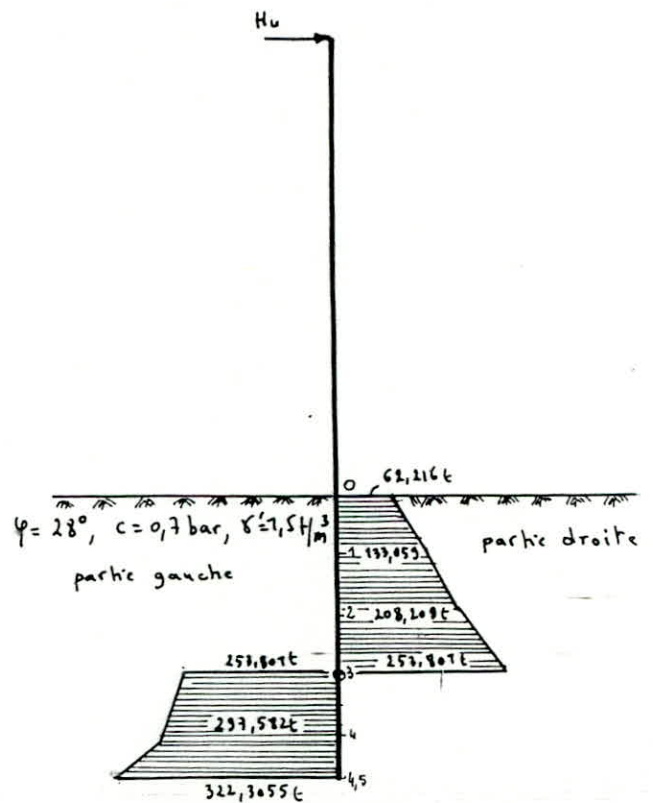
$e^D = \gamma' D B K_q^D + \text{B.C. } K_c^D = \text{FORCE HORIZONTALE TOTALE DES TERRES}$

pieu côté mer (court terme)

pieu côté mer (long terme)



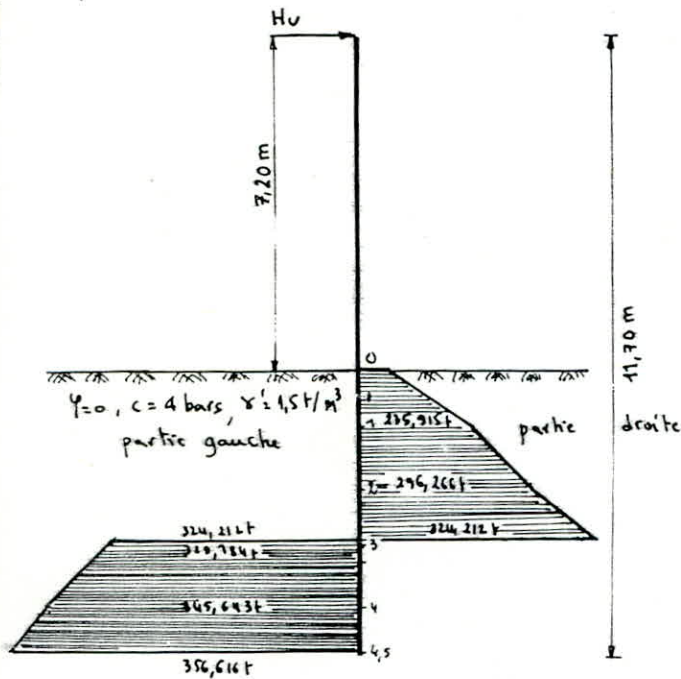
$$H_u = F_{\text{Droite}} - F_{\text{Gauche}} = 106,731 \text{ t.}$$



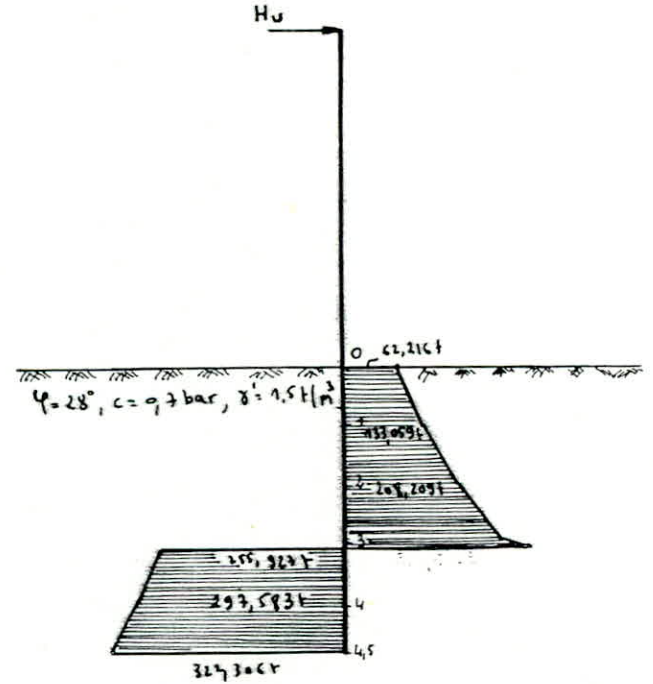
$$H_u = F_D - F_G = 68,613 \text{ t}$$

pieu médian (court terme)

pieu médian (Long terme)



$$H_u = F_D - F_G = 113,212 \text{ t}$$



$$H_u = F_D - F_G = 80,293 \text{ t}$$

on remarque donc que le pieu est habilité à reprendre l'effort horizontal maximal auquel il est soumis. car minimum  $(H_u) = 68,613 \text{ t} > F_{\text{Horizontale max}} = 1,5 \cdot 23,879 = 35,819$

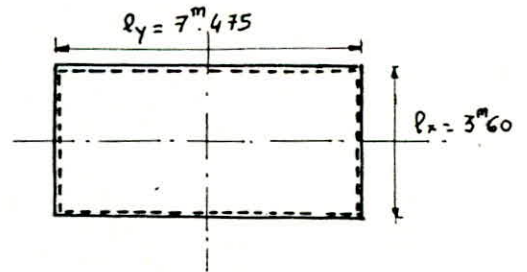
### 3. DALLE DE LA PLATEFORME

ELLE PERMET La reprise des efforts des engins de manutention utilisés pour le quai, par cheminement des efforts vers les poutres longitudinales et transversales qui transmettent à leur tour vers l'infrastructure de l'ossature.

\* Schéma donnant les dimensions en plan de la dalle :

La dalle est appuyée sur tout le pourtour sur les poutres longitudinales et transversales.

épaisseur de la dalle =  $e_p = 40 \text{ cm}$ .



#### 3.1 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS POUR LES DIFFERENTS CAS DE CHARGE

3.1.1 charge uniformément répartie  $q = 3 \text{ t/m}^2$ :

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} \approx 0,5 \quad p = q \cdot l_x \cdot l_y = 80,730 \text{ t} \quad M_x = (M_1 + \nu M_2) P \quad \nu = 0,15 \text{ (coefficient de poisson pour le béton)}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) P$$

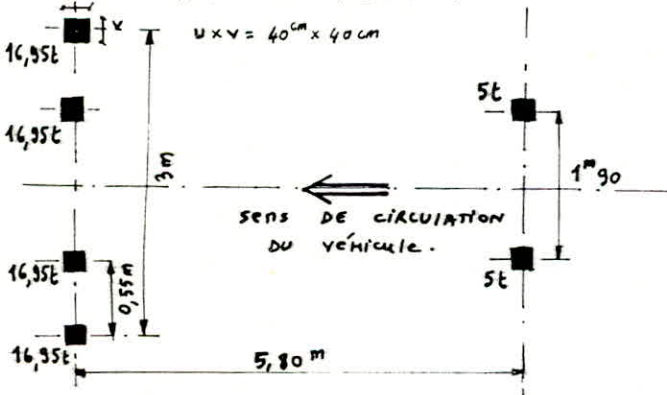
$M_1 = 0,0472 \quad M_2 = 0,0085$  ( $M_1, M_2$  donnés par les tables de PIGEAUD).

d'où  $M_x = 4,269 \text{ tm/ml} \quad M_y = 1,372 \text{ tm/ml}$

$$T_x = \frac{P}{l_x + 2l_y} = 4,35 \text{ t}$$

$$T_y = \frac{1}{3} q l_x = 3,60 \text{ t}$$

3.1.2 chariot élévateur :



on considèrera 2 sens possibles de circulation de chariot élévateur.

- Position 1 : sens de circulation
- Position 2 : sens de circulation

POSITION 1 :

le cas le plus défavorable pour cette position est lorsque la file de roues de  $16,95 \text{ t}$  se trouve sur l'axe médian de la dalle.

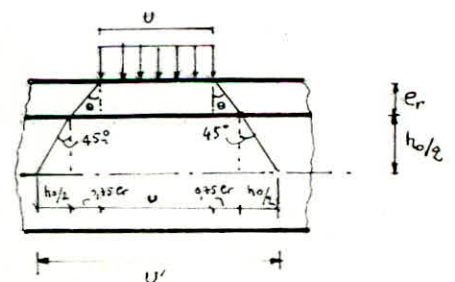
- diffusion des charges sur la ligne moyenne.

$$u' = u + 2 \cdot 0,75 e_r + h_0$$

$e_r = 1 \text{ cm}$  (épaisseur du revêtement)

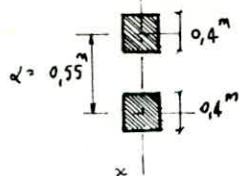
$$u' = 40 + 1,5 + 20 = 61,5 \text{ cm}$$

$$u'' = u' = 61,5 \text{ cm}$$



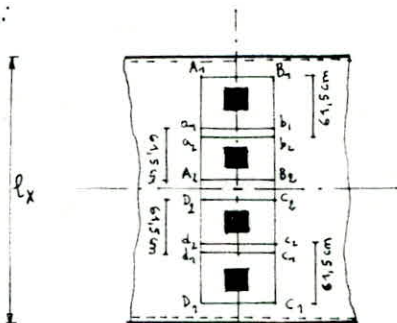


Interférence :



on a :  $U' = 61,5 \text{ cm} > \alpha = 55 \text{ cm}$  donc on a interférence suivant xx.

calcul des sollicitations :



Moment flechissant :

les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$$\sigma' = \frac{P'}{U' \cdot V'} = \frac{16,95}{0,615^2} = 44,81 \text{ t/m}^2$$

Zone Considérée	U' (cm)	V' (cm)	P = $\sigma' \cdot U' \cdot V'$ (t)	M <sub>1</sub> (tm/ml)	M <sub>2</sub> (tm/ml)	M <sub>x</sub> (tm/ml)	m <sub>y</sub> (tm/ml)
A <sub>1</sub> B <sub>1</sub> C <sub>1</sub> D <sub>1</sub>	361,5	61,5	99,623	0,095	0,081	10,662	9,468
A <sub>2</sub> B <sub>2</sub> C <sub>2</sub> D <sub>2</sub>	128,5	61,5	35,41	0,177	0,139	6,998	5,858
a <sub>1</sub> b <sub>1</sub> c <sub>1</sub> d <sub>1</sub>	251,5	61,5	69,31	0,125	0,106	9,77	8,65
a <sub>2</sub> b <sub>2</sub> c <sub>2</sub> d <sub>2</sub>	238,5	61,5	65,73	0,129	0,157	10,027	11,59

$$M_x^{\text{résultant}} = 10,662 - 6,998 + 9,77 - 10,027 = 3,407 \text{ tm/ml.}$$

$$M_y^{\text{résultant}} = 9,468 - 5,858 + 8,65 - 11,59 = 0,670 \text{ tm/ml.}$$

Effort tranchant :

on a  $U' > V'$  (dans tous les cas) donc  $T_x = \frac{P}{2U' + V'}$   $T_y = \frac{P}{3U'}$

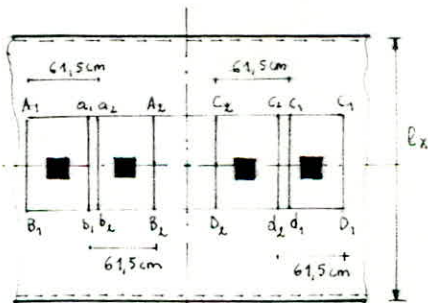
$$\text{donc } T_x^{\text{total}} = \frac{99,623}{2 \cdot 361,5 + 0,615} + \frac{69,31}{0,615 + 2 \cdot 251,5} - \frac{35,41}{0,615 + 2 \cdot 128,5} - \frac{65,73}{0,615 + 2 \cdot 238,5} = 1,653 \text{ t/m}$$

$$T_y^{\text{total}} = 0$$

POSITION 2 :

Moment flechissant

les résultats sont regroupés dans le tableau page suivante :



Zone considérée	U' (cm)	V' (cm)	$P = \sigma' \cdot U' \cdot V'$ (t)	$M_1$ tm/ml	$M_2$ tm/ml	$M_x$ tm/ml	$M_y$ tm/ml
A, B, C, D <sub>1</sub>	61,5	361,5	99,623	0,154	0,111	17,026	13,334
A <sub>2</sub> , B <sub>2</sub> , C <sub>2</sub> , D <sub>2</sub>	61,5	128,5	35,41	0,210	0,112	8,03	5,08
a <sub>1</sub> , b <sub>1</sub> , c <sub>1</sub> , d <sub>1</sub>	61,5	251,5	69,31	0,178	0,058	12,94	5,87
a <sub>2</sub> , b <sub>2</sub> , c <sub>2</sub> , d <sub>2</sub>	61,5	238,5	65,73	0,170	0,05	11,67	4,963

$$M_x^{\text{résultant}} = 17,026 - 8,03 + 12,94 - 11,67 = 10,266 \text{ tm/ml}$$

$$M_y^{\text{résultant}} = 13,334 - 5,08 + 5,87 - 4,963 = 9,161 \text{ tm/ml}$$

Effort tranchant:

on a:  $U' < V'$  (dans tous les cas) donc  $T_u = \frac{P}{3V'}$  et  $T_v = \frac{P}{U' + 2V'}$

donc  $T_x = 0$  et  $T_y = 1,65 \text{ t}$

Récapitulatif des sollicitations les plus défavorables pour les surcharges.

suiwant xx	$M_x = 10,266 \text{ tm/ml}$	$T_x = 4,57 \text{ t/ml}$
suiwant yy	$M_y = 9,161 \text{ tm/ml}$	$T_y = 3,80 \text{ t/ml}$

### 3.1.3 POIDS PROPRE

sollicitations dues au poids propre de la dalle.

$$G_{\text{dalle}} = 0,4 \cdot 2,5 \text{ t/m}^3 = 1 \text{ t/m}^2$$

$$\text{où } M_x = 1,423 \text{ tm/ml} \quad T_x = 1,52 \text{ t/ml}$$

$$M_y = 0,457 \text{ tm/ml} \quad T_y = 1,26 \text{ t/ml}$$

### 3.1.4 COMBINAISONS

G + 1,2 P

$$\text{suiwant xx : } M_x = 1,423 + 1,2 \cdot 10,266 = 13,742 \text{ tm/ml} \quad T_x = 1,52 + 1,2 \cdot 4,57 = 7,004 \text{ t/ml}$$

$$\text{suiwant yy : } M_y = 0,457 + 1,2 \cdot 9,161 = 11,451 \text{ tm/ml} \quad T_y = 1,26 + 1,2 \cdot 3,80 = 5,82 \text{ t/ml}$$

### 3.2 FERRAILLAGE

on reconstitue forfaitairement la continuité de la dalle.

Effort tranchant:

$$T_x = 1,10 T_x^{\text{isostatique}} = 1,10 \cdot 7,004 = 7,704 \text{ t/ml} \quad (\text{pour une poutre à deux travées l'effort tranchant isostatique est majoré par 1,10})$$

$$T_y = 1,15 T_y^{\text{isostatique}} = 1,15 \cdot 5,82 = 6,693 \text{ t/ml}$$

(poutres à plus de deux travées, l'effort tranchant isostatique est majoré par 1,15).

		Panneau de rive	panneau central
suivant xx	Moment en travée tm/ml	$0,85 M_x = 11,681$	$0,75 M_x = 10,307$
	Moment en appui de rive tm/ml	$0,3 M_x = 4,123$	—
	Moment en appui intermédiaire tm/ml	$0,5 M_x = 6,87$	6,87
	Moment en travée tm/ml	$0,85 M_y = 9,733$	8,588
	Moment en appui de rive	$0,3 M_y = 3,435$	—
	Moment en appui intermédiaire	$0,5 M_y = 5,726$	5,726

Calcul du diamètre maximal des barres à utiliser.

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} \quad \text{on choisit des aciers } \phi = 14 \text{ mm avec } e = 4 \text{ cm.}$$

on a donc les hauteurs suivantes :

$$h_x = h_0 - e - \frac{\phi}{2} = 40 - 4 - \frac{1,4}{2} = 35,3 \text{ cm} ; \quad h_y = h_x - \phi = 35,3 - 1,4 = 33,9 \text{ cm.}$$

Résultats du calcul des aciers :

		Panneau de rive	Panneau central
suivant xx	Acier supérieur	$A_{ar}$	—
		$A_{ai}$	8,08 cm <sup>2</sup> /ml
	Acier inférieur	$A_t$	12,93 cm <sup>2</sup> /ml
suivant yy	Acier supérieur	$A_{ar}$	—
		$A_{ai}$	7,01 cm <sup>2</sup> /ml
	Acier inférieur	$A_t$	10,52 cm <sup>2</sup> /ml

on ferraillera donc :

les appuis de rive avec  $A_{air}^{xx} = 4,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

les appuis intermédiaires avec  $A_{ai}^{xx} = 8,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Conditions de non fragilité. [12]

les armatures tendues doivent avoir une section suffisante pour équilibrer l'effort qui entraîne la fissuration du béton, pour ce faire on doit vérifier que :

$$A^x > \min \{ A_2^x, A_{t1} \} \quad \text{et} \quad A^y > \min \{ A_2^y, A_{t1} \} \quad (*)$$

$$\text{on a } A_2^x = 0,75 \cdot A_2^x = 0,75 \cdot b \cdot h \cdot \tilde{\omega}_e (\%) = 100 \cdot 35,3 \cdot 0,75 \cdot 0,096 \% = 2,542 \text{ cm}^2.$$

$$A_2^y = 0,75 \cdot A_2^y = 2,441 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t1} = 1,2 A_i \quad (A_i : \text{aciers calculés})$$

on a dans tous les cas l'inégalité (\*) vérifiée, de plus  $\tilde{\omega}_{\min} = \frac{A}{2 b \cdot e} > \tilde{\omega}_{\text{ait} = 0,096\%}$

Condition de non fissuration [12]

$$\sigma_1 = k \eta_b \cdot \bar{\omega}_f \cdot \frac{1}{\phi} \cdot \frac{1}{1+10\bar{\omega}_f} \quad (\text{fissuration systématique}); \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} \quad (\text{fissuration accidentelle})$$

$\phi = 14 \text{ mm}$  diamètre nominal, exprimé en mm, de la plus grosse barre tendue.

$$\eta = 1,6 \quad (\text{avec H.A}) \quad \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ kg/cm}^2 \quad K = 1 \cdot 10^6 \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\bar{\omega}_{\text{réel}} = \bar{\omega}_{\text{min}} = \frac{A}{l \cdot b \cdot e} = \frac{4,85}{2 \cdot 100 \cdot 4,7} = 0,52\% < \bar{\omega}_{\text{lim}} = 0,0173.$$

donc les contraintes admissibles de traction sont données par  $\sigma_2$ .

$$\sigma_x = 1953 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{pour TOR 14}; \quad \sigma_y = 2110 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{pour TOR 12}.$$

d'où ferrailage:

ferrailage inférieur : panneau de rive ( $e=4$ ,  $d_x=4,7$ ,  $d_y=4,7$ ).

$$A_{t,x}^x = 19,70 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 13T14/\text{ml} = 20,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{espacement} = 7 \text{ cm} < 32 \text{ cm}.$$

$$A_{t,y}^y = 17,09 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 12T14/\text{ml} = 18,48 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{espacement} = 8 \text{ cm} < 22 \text{ cm}.$$

(Idem pour panneau central ( $A_{t,x}^x = 17,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ;  $A_{t,y}^y = 15,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$ )).

ferrailage supérieur (chapeaux): panneau de rive

$$\text{appui de rive} \quad A_{t,x}^x = A_{t,y}^y = 6,44 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{suivant } xx: 7T12/\text{ml} = 7,69 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{esp} = 14 \text{ cm}$$

$$\text{suivant } yy: 6T12/\text{ml} = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{esp} = 16 \text{ cm}$$

$$\text{appui intermédiaire} \quad A_{t,x}^x = A_{t,y}^y = 10,72 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{suivant } xx: 13T12/\text{ml} = 14,69 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{esp} = 7 \text{ cm}$$

$$\text{suivant } yy: 12T12/\text{ml} = 13,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{esp} = 8 \text{ cm}.$$

TABLEAU RÉCAPITULATIF DU CHOIX DES ACIERS.

		Aciers calculés	Aciers choisis	espacement	
suivant xx	Ferr. inf	en travée	19,70 cm <sup>2</sup> /ml	13T14/ml	7 cm
	Ferr sup	appui de rive	6,44 cm <sup>2</sup> /ml	7T12/ml	14 cm
	Ferr sup	appui intermed.	10,72 cm <sup>2</sup> /ml	13T12/ml	7 cm
suivant yy	Ferr inf	en travée	17,09 cm <sup>2</sup> /ml	12T14/ml	8 cm
	Ferr. sup	appui de rive	6,44 cm <sup>2</sup> /ml	6T12/ml	16 cm
	Ferr sup	appui interm.	10,72 cm <sup>2</sup> /ml	12T12/ml	8 cm

### 3.2.1 Arrêt des barres :

aciers supérieurs (chapeaux)

$$\text{calcul de } l_d: \quad \bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 16,313 \text{ kg/cm}^2.$$

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

calcul de  $l_1$ 

$$h = l_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 l_x = 0,2 \cdot 360 = 72 \text{ cm} \\ \bar{l}_d = 38,8 \text{ cm} \end{array} \right. , \quad l_2 = \max \left\{ \begin{array}{l} l_2/2 = 36 \text{ cm} \\ \bar{l}_d = 38,8 \text{ cm} \end{array} \right. \approx 39 \text{ cm}$$

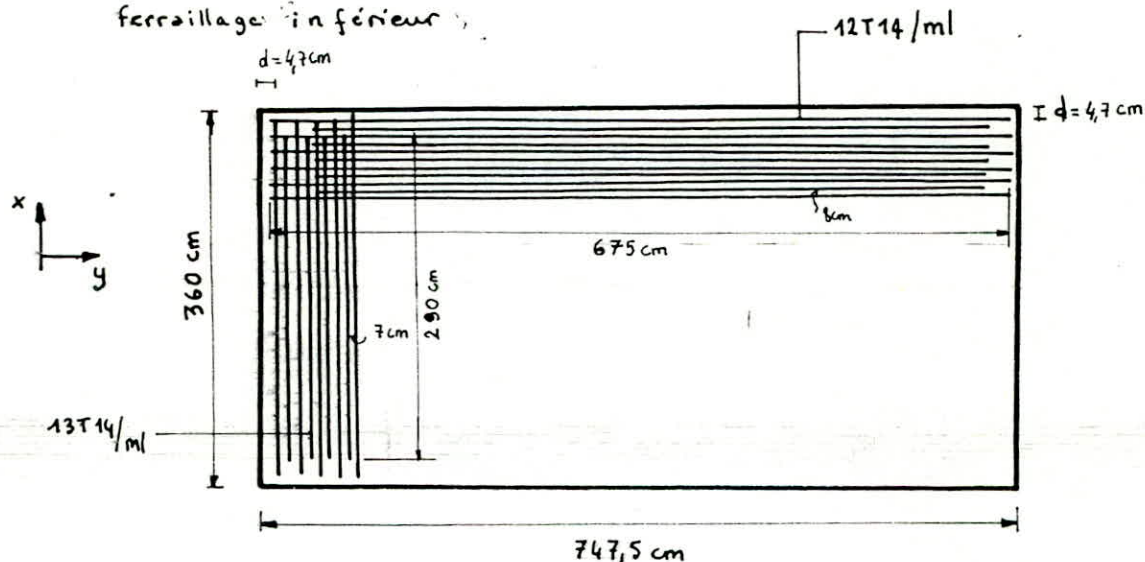
aciers inférieurs:

$$l_y - 0,2 l_x = 747,5 - 0,2 \cdot 360 = 676 \text{ cm.}$$

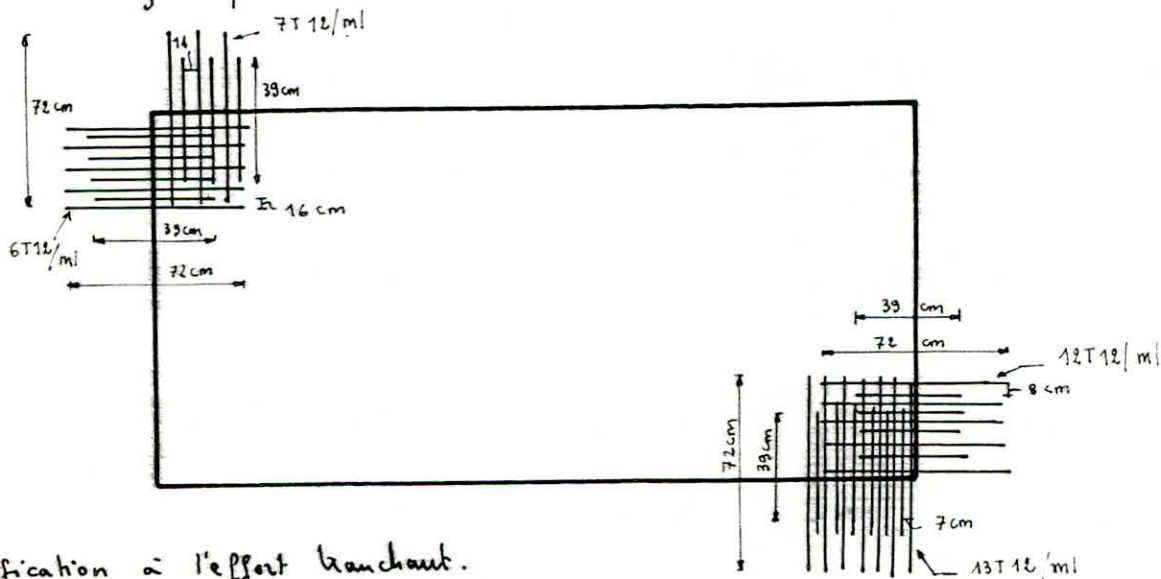
$$0,8 l_x = 0,8 \cdot 360 = 288 \text{ cm.} \approx 290 \text{ cm}$$

## 3.2.2 SCHÉMA DU FERRAILLAGE.

ferrailage inférieur:



ferrailage supérieur.



## 2.3 vérification à l'effort tranchant.

Cisaillement simple

$$\tau_b^x = \frac{T^x}{b \cdot z_x} = \frac{T^x}{b \cdot \frac{7}{9} h_x} = 2,49 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,67 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_b^y = 2,26 \text{ kg/cm}^2 < 6,67 \text{ kg/cm}^2.$$

poissonnement:

$$\tau_b^x = \frac{1,5 P}{P_c \cdot h_t} = \frac{1,5 P}{2 \cdot (U+V) \cdot h_t} = \frac{1,5 \cdot 16,95 \cdot 10^3 \cdot 1,2}{4 \cdot 61,5 \cdot 40} = 3,10 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \bar{\sigma}_b.$$

### 3.2.4 Calcul des déformations.

vu que: les inégalités (1) et (2) suivantes sont vérifiées:

$$1) \frac{h_0}{l_x} = \frac{40}{360} = 0,11 > \frac{1}{l_0} \frac{M_k}{M_x} = \frac{1}{l_0} \frac{11,681}{13,742} = 0,04$$

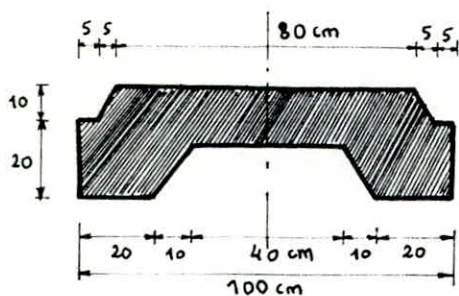
$$2) \bar{\omega}_x = \frac{A_x}{b \cdot h_x} = \frac{20,01 \text{ cm}^2/\text{ml}}{100 \cdot 35,3} = 0,0057$$

$$\bar{\omega}_y = \frac{A_y}{b \cdot h_y} = \frac{18,47 \text{ cm}^2/\text{ml}}{100 \cdot 33,9} = 0,0054$$

ou a  $\bar{\omega}_x$  et  $\bar{\omega}_y < \frac{20}{\sigma_{cm}}$

$$\frac{l_0}{\sigma_{cm}} = \frac{l_0}{42} = 0,476$$

on peut donc admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification des flèches par la dalle de la plateforme.



Géométrie de la dalle en ci contre

Longueur = 4 m.

Section de la dalle =  $0,185 \text{ m}^2/\text{ml}$

béton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$

avec  $F_e E 40$ .

#### 4.1 détermination des sollicitations

pois propre de la dalle.

$$S_1 \gamma_c = 0,185 \cdot 2,5 \text{ t/m}^3 = 0,4625 \text{ t/ml}$$

pois propre de la dalle coulé sur place d'épaisseur 40 cm.

$$S^2 \gamma_c = \left( 1,04 \cdot 0,4 + \frac{0,1 + 0,05}{2} \cdot 2 \cdot 0,1 \right) \cdot 2,5 = 0,465 \cdot 2,5 = 1,0375 \text{ t/ml}$$

$$\text{d'où } G = 1,0375 + 0,4625 = 1,5 \text{ t/ml}$$

calcul de  $\rho = \frac{I_x}{I_y} = \frac{1,10}{4} = 0,275 < 0,4 \Rightarrow$  dalle fonctionne comme une poutre

$M_x/m_l$  est prépondérant que  $M_y$  (qui devient négligeable).

$$M_x/m_l = \frac{G \cdot L^2}{8} = \frac{1}{8} \cdot 1,5 \cdot 4^2 = 3,0 \text{ t m/ml}$$

$$T_x/m_l = \frac{1}{2} G \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 1,5 \cdot 4 = 3,0 \text{ t/ml}$$

#### 4.2 FERRAILLAGE

résistance de la dalle en équilibre statique.

immédiatement après la coulé du béton in situ  $M_x/m_l = 3,0 \text{ t m/ml}$ ,  $h = 20 \text{ cm}$

choix des aciers  $2 \times 2 \phi 20 \rightarrow A = 12,56 \text{ cm}^2$

$$\omega = \frac{A}{B} = \frac{12,56}{80 \times 20} = 0,785\%$$

$$\bar{\sigma} = 1 - \frac{\omega}{3} = 1 - \frac{145,8 \cdot 15}{3 (15 \cdot 145,8 + 2800)} = 0,854$$

$$\text{d'où } \sigma_a = \frac{M}{\bar{\sigma} \cdot h \cdot A} = \frac{3 \cdot 10^5}{0,854 \cdot 20 \cdot 12,56} = 1398,44 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

fissuration: Pour limiter la fissuration, la valeur maximale de la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes.

$$\sigma_1 = k \frac{y_b}{\phi} \cdot \frac{\omega}{1 + 10\omega} = 10^6 \frac{1,6}{25} \cdot \frac{0,00785}{1 + 10 \cdot 0,00785} = 465,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{y_b \cdot k \cdot \sigma_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 6,264}{25}} = 1698,96 \text{ kg/cm}^2$$

on a bien  $\sigma_a = 1398,44 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 1698,96 \text{ kg/cm}^2$ .

Vérification au déformations.

immédiatement après la coulé du béton de la dalle in situ

$$I = 1310 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

module de déformation instantané  $E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_{28}} = 21000 \sqrt{250} = 3,32 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

$$\text{fleche } f_i = \frac{5}{48} \frac{M}{EI} L^2 = \frac{5}{48} \frac{3 \cdot 4^2}{3,32 \cdot 10^6 \cdot 1310 \cdot 10^{-6}} = 1,1 \cdot 10^{-3} \text{ m} \approx 1 \text{ mm}$$

après durcissement du béton coulé in situ

$$I = 20548 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

module de déformation différé  $E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_{28} \cdot 1,2} = 7000 \sqrt{1,2 \cdot 250} = 1,21 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$

$$\text{fleche } f_v = \frac{1}{12} \frac{M L^2}{E_v \cdot I} = \frac{13,742 \cdot 4^2}{12 \cdot 1,21 \cdot 10^5 \cdot 20548 \cdot 10^{-6}} = 0,074 \text{ mm}$$

Vérification à l'effort tranchant:

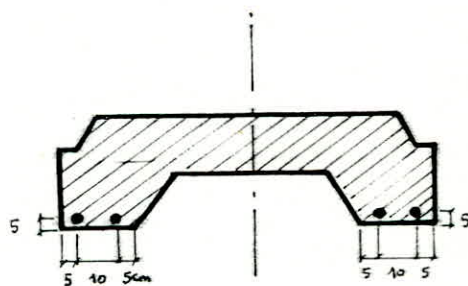
immédiatement après la coulé du béton in situ:

$$T_{\max} = 3 \text{ t/m}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{1/2 \cdot 3000}{20 \cdot 7/8 \cdot 20} = 4,29 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 21,924 \text{ kg/cm}^2$$

les conditions pour que la dalle ne comporte pas d'armatures transversales sont vérifiées [12]

donc pas d'armatures transversales.



DISPOSITION DES ACIERS LONGITUDINAUX.

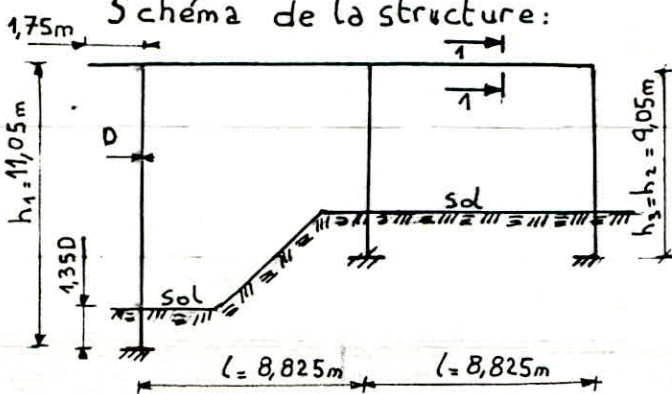


## 5. POUTRE TRANSVERSALE:

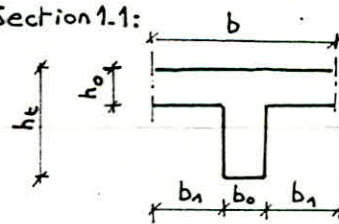
La poutre transversale est exécutée en deux phases. Elle sert en première phase d'appui aux dallages qui constituent le coffrage de la dalle. Le calcul du ferrailage sera effectué pour les deux phases, on en retiendra le plus défavorable.

5.1 Calcul en deuxième (2<sup>e</sup>) phase: Après prise du béton de la dalle, cette dernière servira en travée de table de compression à la poutre.

Schéma de la structure:



Section 1.1:



$$\begin{aligned} h_0 &= 40\text{cm} \\ b_0 &= 140\text{cm} \\ b &= 290\text{cm} \\ h_t &= 150\text{cm} \end{aligned}$$

Pour le calcul des efforts internes, on a pris les sections de béton non fissuré avec pour la poutre  $b_1 = \frac{\text{portée entre nus de la dalle}}{10}$

$$\text{Inertie de la poutre : } I_1 = I_2 = 0,5437\text{m}^4$$

$$\text{Inertie du pieu : } I_3 = I_4 = I_5 = 0,2406\text{m}^4$$

$$\text{module de Young du béton : } E = 1150000\text{ t/m}^2$$

### 5.1.1 Charges sollicitant les poutres:

Poids propre:

$$\text{- Poids propre de la poutre: } q_1 = (1,5 \times 1,4) \times 2,5 = 5,25\text{ t/ml}$$

$$\text{- Poids propre de la dalle: } q_2 = 2 \times 1,8 [(0,4 \times 2,5) + 0,4625] = 5,286\text{ t/ml}$$

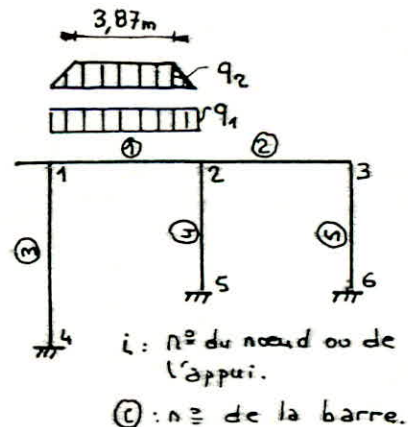
Surcharge uniforme (3 t/m<sup>2</sup>):

$$\text{- Surcharge agissant sur la poutre: } q_1 = (3 \times 1,4) = 4,2\text{ t/ml}$$

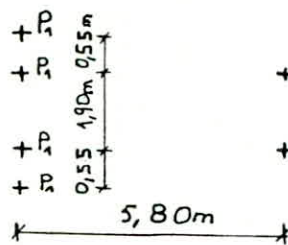
$$\text{- Surcharge agissant sur la dalle et revenant à la poutre: } q_2 = 2 \times (1,8 \times 3) = 10,8\text{ t/ml}$$

Surcharges concentrées:

Il s'agit du chariot élévateur qui peut se mouvoir suivant deux sens de circulation possible qui seront successivement étudiés.

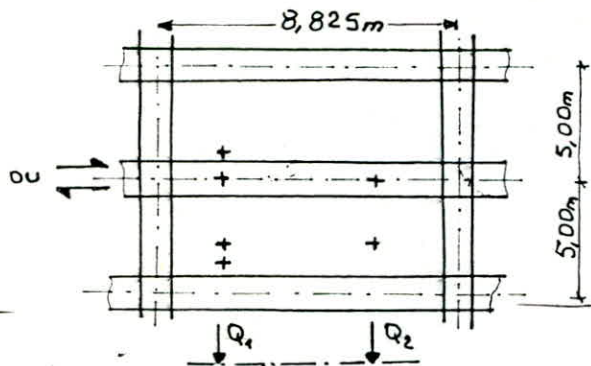


Schema du chariot elevateur:



La charge  $P_1 = 16,95t$   
La charge  $P_2 = 5,00t$

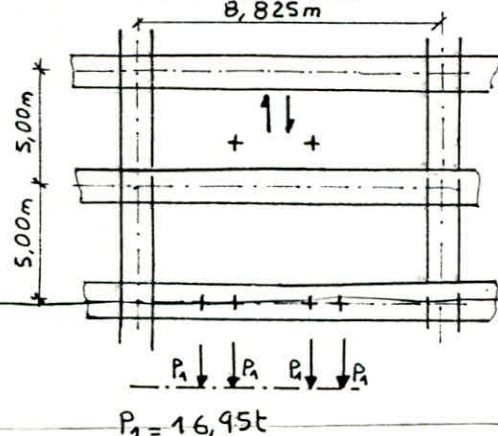
1<sup>er</sup> sens de circulation:



$$Q_1 = 16,95 \left( 1 + \frac{2,55}{5} + \frac{3,10}{5} + \frac{4,45}{5} \right) = 51,189t$$

$$Q_2 = 5 \left( 1 + \frac{3,10}{5} \right) = 8,10t$$

2<sup>es</sup> sens de circulation:



$$P_1 = 16,95t$$

5.1.2 Calcul des efforts internes:

5.1.2.1 Charges reparties:

Le calcul pour les charges reparties a ete effectue manuellement par la methode des rotations qui est regie par l'equation suivante:

$$[K] \{U\} = \{F\} \quad (1)$$

ou  $[K]$  = matrice de rigidite de la structure.

$\{U\}$  = Vecteur deformation.

$\{F\}$  = Vecteur des efforts nodaux agissant sur la structure.

Pour le cas etudie:

(Unité : t.m)

$$[K] = \begin{bmatrix} 4\left(\frac{EI_3}{L_3} + \frac{EI_1}{L_1}\right) = 383552 & 2\frac{EI_1}{L_1} = 141701 & 0 & 6\frac{EI_3}{L_3} = 13596 \\ 2\frac{EI_1}{L_1} = 141701 & 4\left(\frac{EI_1}{L_1} + \frac{EI_2}{L_2} + \frac{EI_4}{L_4}\right) = 689079 & 2\frac{EI_2}{L_2} = 141701 & 6\frac{EI_4}{L_4} = 20270 \\ 0 & 2\frac{EI_2}{L_2} = 141701 & 4\left(\frac{EI_2}{L_2} + \frac{EI_5}{L_5}\right) = 405587 & 6\frac{EI_5}{L_5} = 20270 \\ 6\frac{EI_3}{L_3} = 13596 & 6\frac{EI_4}{L_4} = 13596 & 6\frac{EI_5}{L_5} = 20270 & 12\left(\frac{EI_3}{L_3} + \frac{EI_4}{L_4} + \frac{EI_5}{L_5}\right) \end{bmatrix}$$

$$\{U\} = \begin{Bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \omega_3 \\ \Delta \end{Bmatrix}$$

ou  $\omega_i$  = rotation du noeud (i)

$\Delta$  = Deplacement horizontal de la poutre

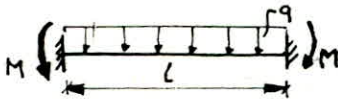
$$\{F\} = \begin{Bmatrix} -(\mu_1 + m_{12} + m_{14}) \\ -(\mu_2 + m_{21} + m_{25}) \\ -(\mu_3 + m_{32} + m_{36}) \\ -(\tau_{41} + \tau_{52} + \tau_{63} + \frac{m_{14} + m_{41}}{L_3} + \frac{m_{25} + m_{52}}{L_5} + \frac{m_{36} + m_{63}}{L_6} + H) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \end{Bmatrix}$$

où :  $m_{ij}$  = moment d'encastrement parfait de la barre liant les nœuds (i) et (j)  
 $\mu_i$  = moment extérieur appliqué au nœud (i)  
 $\tau_{ij}$  = effort tranchant isostatique de la barre liant les nœuds (i) et (j)  
 $H$  = effort extérieur horizontal.

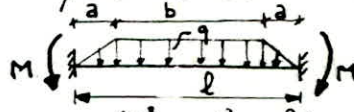
Les moments  $m_{ij}$  sont considérés positifs, s'ils tournent dans le sens des aiguilles d'une montre par rapport à la barre (i,j)

Pour le cas considéré :

- Aucun effort agit sur les montants, on aura donc  $F_4 = 0$   
 - Les moments d'encastrement parfaits utilisés sont :



$$M = q \frac{L^2}{12}$$



$$M = q \left( \frac{a^3}{12L} + \frac{L^2}{12} - \frac{a^2}{6} \right)$$

La résolution du système (1) permet de déduire les déformations ( $w_1, w_2, w_3, \Delta$ ) à l'aide desquelles on déduit les moments aux nœuds en utilisant les relations :

$$M_{ij} = m_{ij} + \frac{4EI_{ij}}{L_{ij}} w_i + 2 \frac{EI_{ij}}{L_{ij}} w_j + 6 \frac{EI_{ij}}{L_{ij}} \frac{\Delta_{ij}}{L_{ij}}$$

$$M_{ji} = m_{ji} + 2 \frac{EI_{ij}}{L_{ij}} w_i + 4 \frac{EI_{ij}}{L_{ij}} w_j + 6 \frac{EI_{ij}}{L_{ij}} \frac{\Delta_{ij}}{L_{ij}} \quad \Delta_{ij} = \text{déplacement relatif du nœud (i) par rapport au nœud (j)}$$

## Résultats :

Efforts internes agissant sur la poutre (1) sous l'effet du poids propre :

Abcisses (m)	Efforts dus au poids propre de la dalle		Efforts dus au poids propre des poutres		Efforts dus au poids propre de la poutre en porte-à-faux		Efforts résultants	
	T (t)	M (tm)	T (t)	M (tm)	T (t)	M (tm)	T (t)	M (tm)
0,000	13,197	-8,038	18,983	-9,205	0,522	-3,459	32,702	-20,702
1/10 = 0,883	12,357	3,362	14,350	5,503	0,522	-2,998	27,229	5,867
2/10 = 1,765	9,836	13,278	9,717	16,123	0,522	-2,538	20,075	26,863
3/10 = 2,648	5,678	20,232	5,084	22,654	0,522	-2,078	11,284	40,808
4/10 = 3,530	1,301	23,184	0,451	25,096	0,522	-1,617	2,276	46,663
5/10 = 4,413	-3,652	22,019	-4,182	23,450	0,522	-1,157	-7,312	44,312
6/10 = 5,295	-7,059	16,285	-8,815	17,715	0,522	-0,697	-15,352	33,303
7/10 = 6,178	-12,940	7,337	-13,736	7,891	0,522	-0,237	-26,154	14,991
8/10 = 7,060	-17,140	-6,059	-18,082	-6,022	0,522	0,224	-34,700	-11,857
9/10 = 7,943	-19,661	-22,279	-22,715	-24,024	0,522	0,684	-41,854	-45,619
L = 8,825	-12,501	-40,266	-27,348	-46,114	0,522	1,144	-47,327	-85,236

Efforts internes agissant sur la poutre (2) sous l'effet du poids propre:

abscisse x (m)	Efforts dus au poids de la dalle		Efforts dus au poids des poutres (1) et (2)		Effort dus au poids de la poutre en porte à faux		Efforts Resultants	
	T (t)	M (tm)	T (t)	M (tm)	T (t)	M (tm)	T (t)	M (tm)
0,00m	29,589	-40,459	27,439	-46,907	-0,071	0,544	47,957	-87,322
1/10=0,883	19,741	-23,043	22,806	-24,736	-0,071	0,482	42,476	-47,297
2/10=1,765	17,220	-6,611	18,173	-6,654	-0,071	0,419	35,322	-12,846
3/10=2,648	13,062	6,859	13,540	7,340	-0,071	0,356	26,531	14,555
4/10=3,530	8,397	16,328	8,907	17,244	-0,071	0,294	17,233	33,866
5/10=4,413	3,732	24,679	4,274	23,060	-0,071	0,231	7,935	44,970
6/10=5,295	0,325	22,461	-0,359	24,788	-0,071	0,169	-0,105	47,418
7/10=6,178	-5,556	20,030	-4,992	22,426	-0,071	0,106	-10,619	42,562
8/10=7,060	-9,757	13,150	-9,626	15,976	-0,071	0,043	-19,454	29,169
9/10=7,943	-12,277	3,304	-14,259	-5,430	-0,071	-0,019	-26,607	-8,715
l = 8,825	-13,117	-8,025	-18,890	-9,190	-0,071	-0,082	-32,078	-17,297

Efforts internes agissant sur la poutre (1) sous l'effet de la surcharge répartie.

abscisse m	Travée 1 (Dalle et poutre) chargée : Cas I		Travée 2 (Dalle et poutre) chargée : Cas II		Porte à faux chargée Cas III		Travée 1 et 2 (Dalle et poutre) chargée Cas III	
	T t	M tm	T t	M tm	T t	M tm	T t	M tm
0	47,755	-28,238	-5,604	4,451	0,417	-2,767	42,150	-23,787
1/10	43,331	11,765	-5,604	-0,494	0,417	-2,399	37,727	11,271
2/10	33,475	45,215	-5,604	-5,440	0,417	-2,030	27,871	39,775
3/10	21,272	69,844	-5,604	-10,385	0,417	-1,662	15,668	59,459
4/10	8,035	82,775	-5,604	-15,330	0,417	-1,294	2,430	67,445
5/10	-5,203	84,024	-5,604	-20,276	0,417	-0,926	-10,807	63,748
6/10	-15,870	75,582	-5,604	-25,221	0,417	-0,557	-21,474	50,361
7/10	-31,592	51,471	-5,604	-30,168	0,417	-0,189	-37,196	21,303
8/10	-43,881	17,916	-5,604	-35,113	0,417	-0,179	-49,486	-17,197
9/10	-52,738	-24,970	-5,604	-40,059	0,417	0,547	-58,342	-65,029
l	-58,160	-74,156	-5,604	-51,004	0,417	0,915	-63,765	-125,160

Efforts internes agissant sur la poutre (2) sous l'effet de la surcharge répartie.

abscisse (m)	Travée (1) (Dalle et poutre) chargée Cas I		Travée 2 (Dalle et poutre) chargée Cas II		Porte à faux chargée Cas III		Travée 1 et 2 (Dalle et poutre) chargée Cas IV	
	T (t)	M (tm)	T (t)	M (tm)	T (t)	M (tm)	T (t)	M (tm)
0	6,064	4,451	57,937	-74,175	-0,057	0,435	64,001	-124,211
1/10	6,064	-0,494	52,514	-25,186	-0,057	0,385	58,578	-66,870
2/10	6,064	-5,440	43,658	17,502	-0,057	0,335	49,722	-18,830
3/10	6,064	-10,385	31,455	50,866	-0,057	0,285	37,519	19,886
4/10	6,064	-15,330	18,217	72,783	-0,057	0,235	24,281	47,155
5/10	6,064	-20,276	4,980	83,019	-0,057	0,185	11,044	62,743
6/10	6,064	-25,221	-5,687	80,647	-0,057	0,135	0,377	65,722
7/10	6,064	-30,168	-17,820	68,438	-0,057	0,085	-11,756	58,865
8/10	6,064	-35,113	-33,699	43,1869	-0,057	0,035	-27,635	39,648
9/10	6,064	-40,059	-42,555	9,690	-0,057	-0,015	-36,491	10,821
l	6,064	-51,004	-47,978	-30,231	-0,057	-0,065	-41,914	-23,748

Remarque: Le cas III peut éventuellement être combinée avec un des autres cas pour donner un effort défavorable.

### 5.1.2.2 Surcharges concentrées:

On considère les deux cas possibles de chargement décrit auparavant que l'on déplace le long du portique d'un pas égal au dixième de la portée. Le calcul a été effectué à l'aide d'un programme (STIFF) qui calcule pour une structure bidimensionnelle chargée dans son plan moyen, les déformations et les moments aux nœuds. L'introduction de la structure s'effectue en donnant, dans un repère quelconque, les coordonnées de l'ensemble des nœuds en précisant la valeur des efforts nodaux non nul. On distinguera les appuis en fixant leurs déformations (Pour un encastrement : rotation nulle, déplacement nul dans les deux sens)

Efforts extrêmes agissant sur les poutres transversales sous l'effet du chariot élévateur.

Poutre transversale (1)					Poutre transversale (2)				
abscisse (m)	Moment Fléchissant		Effort Tranchant		abscisse (m)	Moment Fléchissant		Effort Tranchant	
	M > 0 tm	M < 0 tm	T > 0 t	T < 0 t		M > 0 tm	M < 0 tm	T > 0 t	T < 0 t
0	4,020	-19,147	54,497	/	0	/	-57,583	60,178	/
1/10	32,878	-1,580	48,685	-5,615	1/10	17,899	-35,200	54,762	-3,617
2/10	58,954	-4,948	41,442	-11,525	2/10	41,351	-30,740	48,527	-6,346
3/10	75,706	-9,027	34,777	-17,583	3/10	60,985	-26,279	41,654	-10,999
4/10	83,149	-13,210	28,247	-23,648	4/10	74,590	-21,818	35,591	-16,858
5/10	82,896	-17,393	22,330	-29,887	5/10	82,305	-17,357	29,766	-22,467
6/10	83,149	-21,577	16,702	-37,232	6/10	82,451	-12,896	23,537	-28,353
7/10	61,092	-25,760	10,877	-41,827	7/10	74,289	-8,435	17,511	-37,478
8/10	41,346	-29,944	6,249	-48,706	8/10	58,298	-4,151	11,487	-42,233
9/10	17,799	-33,539	2,414	-54,920	9/10	32,373	-1,479	5,603	-48,703
l	/	-57,661	4,409	-69,281	l	5,389	-29,513	/	-56,360

### 1.2.3 Combinaisons:

Après avoir considéré tous les cas de charges possibles, on obtient les valeurs extrêmes suivantes sous G+1,2P (le chargement du chariot élévateur sera affecté du coefficient dynamique majoritaire 1,25)

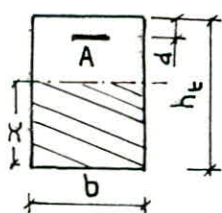
Efforts extrêmes sur les poutres transversales sous G+1,2P

Poutre transversale (1)					Poutre transversale 2				
abscisse	Moment Fléchissant		Effort tranchant		abscisse	Moment Fléchissant		effort tranchant	
	Mmax tm	Mmin tm	Tmax (t)	Tmin (t)		Mmax tm	Mmin tm	Tmax t	Tmin t
0	-14,672	-54,588	114,447	32,702	0	-87,322	-232,775	138,225	47,957
1/10	55,185	2,395	100,256	18,806	1/10	-20,464	-127,541	124,620	37,051
2/10	115,295	17,899	82,239	2,788	2/10	49,181	-58,956	108,473	25,862
3/10	154,368	26,352	63,449	-15,091	3/10	106,032	-24,864	89,013	10,032
4/10	171,386	26,714	42,247	-33,189	4/10	144,552	1,138	70,620	-8,055
5/10	168,654	18,223	26,184	-52,133	5/10	168,427	18,935	52,603	-25,766
6/10	158,026	0,938	9,702	-71,200	6/10	171,095	28,074	35,200	-42,634
7/10	106,629	-23,649	-9,839	-88,895	7/10	153,995	29,909	15,648	-66,837
8/10	59,763	-56,773	-25,327	-107,760	8/10	116,617	22,942	-2,223	-82,803
9/10	-18,920	-123,654	-38,232	-124,234	9/10	39,844	-10,934	-18,202	-99,662
l	-48,786	-235,428	-40,714	-137,658	l	-9,214	-53,652	-32,078	-116,618

### 5.1.3 FERRAILLAGE

#### 5.1.3.1 ARMATURES LONGITUDINALES SUPERIEURES:

Le ferrailage longitudinal s'effectue par itérations car la fissuration peut être préjudiciable.



Pour la section considérée :  $h_e = 150\text{cm}$   $b = 140\text{cm}$

$A$  = Section des armatures tendues

$d$  = enstance du centre de gravité des aciers à la fibre extrême tendue du béton

ou  $a$  : pourcentage de fissuration  $\tilde{\omega}_p = \frac{A}{2d \times b}$

$$\sigma_1 = \frac{\kappa \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_p}{1 + 10 \tilde{\omega}_p} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\eta \frac{\kappa \sigma_b}{\phi}}$$

avec : coefficient de fissuration :  $\eta = 1,6$  pour acier haute adhérence  
 $\kappa = 1 \cdot 10^6$  pour les ouvrages à la mer

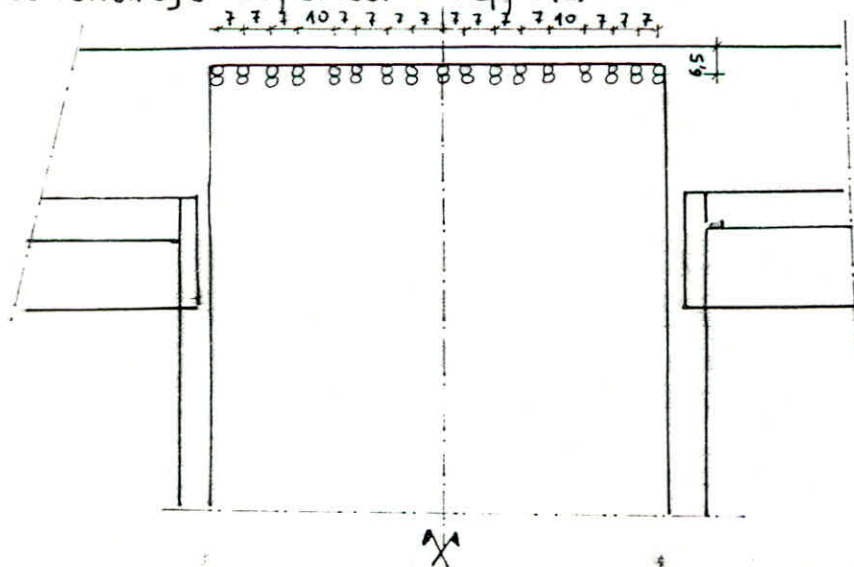
Contrainte admissible de l'acier  $\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$

On développe les deux dernières itérations pour le ferrailage de la poutre au niveau des appuis (nœuds (1), (2) et (3) du portique)

Itérations pour le choix des aciers supérieurs de la poutre, au niveau des appuis.

n° du nœud	Moment M t m	Section d'acier A cm²	d cm	$\sigma_1$ kg/cm²	$\sigma_2$ kg/cm²	$\bar{\sigma}$	Caracteristiques de la section homogène		Contraintes (kg/cm²)		Observations
							$x$ cm	Inertie I (cm⁴)	acier $\sigma_s$	beton $\sigma_b$	
(1) et (4)	54,588	10T16=20,10	5,8	1225	1900	1900	22,93	5055302	1977		Contrainte élevée de l'acier
		11T16=22,12	5,8	1364	1900	1900	23,95	5502996	1801	24	Choix adopté
(2)	235,428	32T16=64,34	6,5	2582	1900	2582	38,10	13282078	2799		Contrainte de l'acier élevée
		34T16=68,36	6,5	2700	1900	2700	39,09	13944372	2641	66	Choix adopté

Schéma du ferrailage supérieur à l'appui (2)



Ech: 1/20

Epure d'arrêt des barres: (voir graphes 5.1 et 5.2)

Pour tenir compte de l'effet de l'effort tranchant,

On fait subir à l'enveloppe du moment flechissant une translation de  $3/2$  (3 étant la distance des aciers tendus au centre de gravité du béton comprimé) dans le sens des abscisses. On comparera le moment résistant des aciers à cette enveloppe décalée de  $3/2$ .

Calcul des moments résistants ( $M_{rn}$ ) des aciers :

Section d'acier A cm <sup>2</sup>	d cm	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_2$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{\sigma}$ kg/cm <sup>2</sup>	x cm	Inertie I cm <sup>4</sup>	Moment statique des aciers S cm <sup>3</sup>	bras de levier des aciers z = I/S cm	Moment résistant M <sub>rn</sub> t.m
34T16=68,36	6,60	2700	1900	2700	39,09	13944372	106960	130,4	240,63
23T16=46,24	6,22	2098	1900	2098	33,11	10188994	76758	132,7	128,77
17T16=34,18	5,80	1738	1900	1900	29,04	7942312	59042	134,5	87,31
11T16=22,12	5,80	1200	1900	1900	23,88	5438928	39922	136,2	57,23
7T16=14,05	5,80	583	1900	1900	16,58	2667941	19239	138,7	26,47

Pourcentage minimal d'acier:

La section des armatures tendues doit être suffisante pour équilibrer l'effort qui entraîne la fissuration du béton c'est à dire pour que le moment pour lequel la limite d'élasticité des aciers est atteinte soit au moins égal au moment de fissuration du béton.

Cette condition sera satisfaite si l'on choisit la section d'acier A tel que:

$$A = \max \{ A_0, \min(A_1, A_2) \}$$

où  $A_0$  = Section d'acier suffisante pour résister aux différentes sollicitations.

$$A_1 = 1,2 A_0$$

$$\frac{A_2}{bh} = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$$

où  $\bar{\sigma}_b$  = contrainte admissible de traction du béton

$\sigma_{en}$  = limite d'élasticité de l'acier

Cette condition est toujours satisfaite si  $A_2 < A_0$  (c'est à dire qu'on a  $A_2 > A_0$ ).

On effectue la vérification pour l'ensemble des sections.

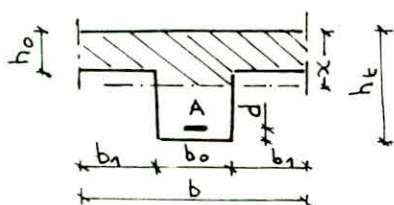
Vérification à la condition de non fragilité et choix final des armatures supérieures.

Armature calculée A <sub>0</sub> (cm <sup>2</sup> )	hauteur utile h cm	A <sub>2</sub> = $0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} bh$ cm	A <sub>1</sub> = 1,2 A <sub>0</sub>	Armatures adoptées A cm <sup>2</sup>
68,36	143,4	20,08		34T16 = 68,36
46,24	143,8	20,13		23T16 = 46,24
34,18	144,2	20,19		17T16 = 34,18
22,12	144,2	20,19		11T16 = 22,12
14,05	144,2	20,19	12,06	7T16 = 14,07

### 5.1.3.2 ARMATURES LONGITUDINALES INFÉRIEURES:

La section sollicitée par les moments positifs est une section entée car une partie de la dalle participe à la flexion.

Les étapes de calcul et les notations sont identiques à celles du paragraphe précédent.



$$b_0 = 140 \text{ cm}, \quad h_e = 150 \text{ cm}, \quad h_0 = 40 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \begin{cases} (\text{portée de la dalle})/10 \\ (\text{distance entre deux points de moment nul}) \times 1/6 \\ (\text{distance au point de moment nul le plus proche}) \cdot \frac{2}{3} \end{cases}$$

Choix de la section d'acier en travée:

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{8,83 - 1,40}{10} = 0,74 \text{ m} \\ \frac{1}{6} (6,05) = 1,00 \text{ m} \\ \frac{2}{3} (2,6) = 1,73 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow b_1 = 0,74 \text{ m} \text{ et donc } b = 2,89 \text{ m}$$

Le choix de l'acier se fait de façon itérative pour respecter la condition de fissuration.

Choix final des aciers et vérification des contraintes:

A	cm <sup>2</sup>	d	cm	$\sigma_1$	kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_2$	kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{\sigma}$	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha$	I	cm <sup>4</sup>	$\sigma_a$	kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_b$	kg/cm <sup>2</sup>
28T16=	56,30	6,54	2335	1900	2335	26,17	13 332 440	2269	38							

Epure d'arrêt de barres: (voir graphes 5.3 et 5.4)

La largeur de la table de compression (b) varie suivant la position considérée le long de la poutre. Pour tenir compte de cette variation, on effectuera un calcul sur la valeur de b pour déterminer le moment résistant après chaque arrêt de barres.

Moments résistants des aciers longitudinaux inférieurs de la poutre (1).

b	cm	A	cm <sup>2</sup>	d	cm	$\sigma_1$	kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_2$	kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{\sigma}$	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha$	I	cm <sup>4</sup>	S	cm <sup>3</sup>	z	cm	M <sub>ra</sub>	t.m
289	28T16=	56,30	6,54	2335	1900	2335	26,17	13 332 440	98 997	134,7	177,045									
280	23T16=	46,24	6,36	2062	1900	2062	24,31	11 218 002	82 766	135,5	129,231									
187	23T16=	46,24	6,36	2062	1900	2062	21,14	10 636 117	79 416	133,9	127,656									
140	15T16=	30,16	5,8	1566	1900	1900	27,47	7 131 701	52 810	135,0	77,345									

Moments résistants des aciers longitudinaux inférieurs de la poutre (2)

b	cm	A	cm <sup>2</sup>	d	cm	$\sigma_1$	kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_2$	kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{\sigma}$	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha$	I	cm <sup>4</sup>	S	cm <sup>3</sup>	z	cm	M <sub>ra</sub>	t.m
289	28T16=	56,30	6,54	2335	1900	2335	26,17	13 332 440	98 997	134,7	177,045									
200	23T16=	46,24	6,36	2062	1900	2062	28,29	10 738 671	80 011	134,2	127,969									
140	23T16=	46,24	6,36	2062	1900	2062	33,10	10 167 974	76 675	132,6	126,439									
140	15T16=	30,16	5,8	1566	1900	1900	27,47	7 131 701	52 810	135,0	77,345									

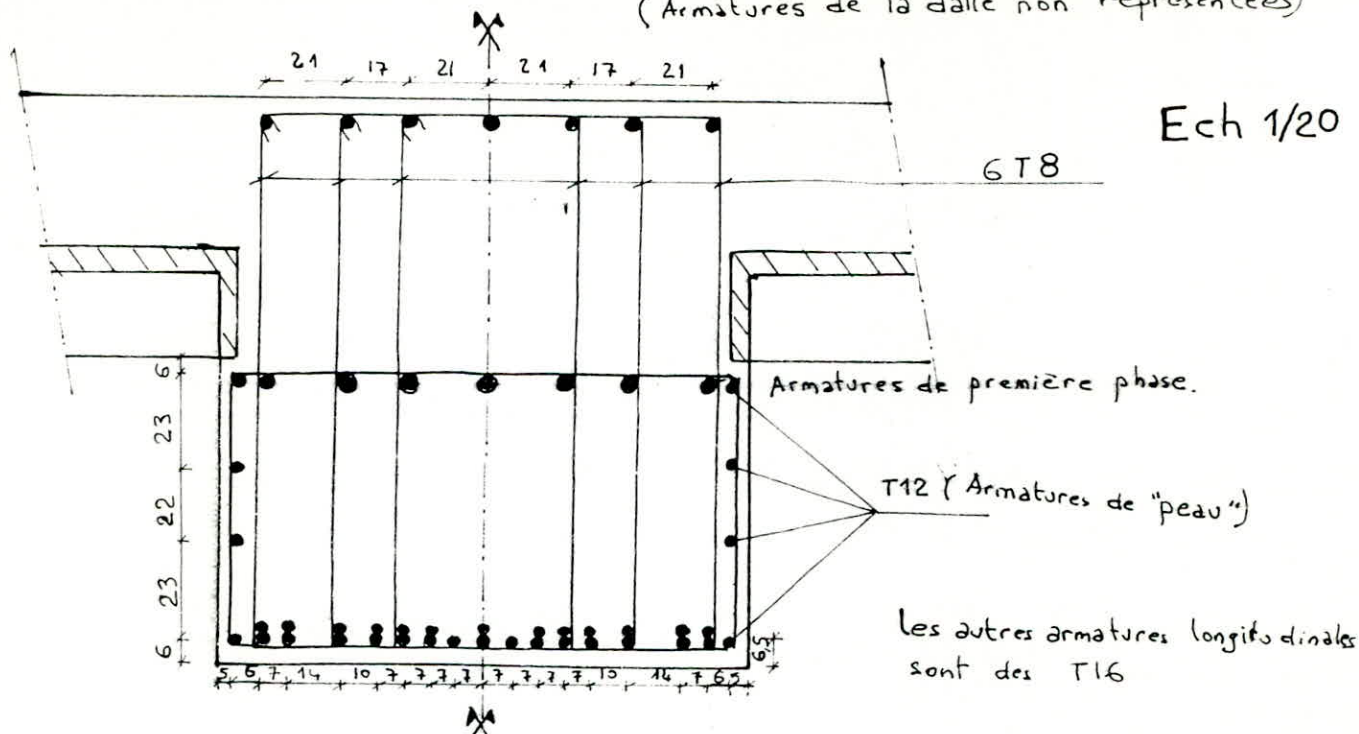
Vérification de la condition de non fragilité.

A <sub>0</sub>	cm <sup>2</sup>	h	cm	A <sub>2</sub>	cm <sup>2</sup>	A <sub>1</sub>	cm <sup>2</sup>	A <sub>châssis</sub>	cm
56,30	143,5	20,09		28T16=	56,30				
46,24	143,6	20,10		23T16=	46,24				
30,16	144,2	21,19		15T16=	30,16				



schéma du ferrailage en travée :

(Armatures de la dalle non représentées)



### 5.133 ARMATURES TRANSVERSALES ET RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT :

Pour vérifier la stabilité de l'âme de la poutre, on doit effectuer les deux calculs suivants :

- Vérification de la contrainte de cisaillement du béton ( $\tau_b$ ):

$$\tau_{b \max} = \frac{T}{b_0^3} \leq \bar{\tau}_b$$

Pour des armatures d'âmes droites  $\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$  si  $\sigma'_{b \max} < \bar{\sigma}'_{b0}$

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

Pour des armatures d'âmes inclinées  $\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$

(Pour le cas considéré, on a tout au long de la poutre  $\sigma'_{b \max} < \bar{\sigma}'_{b0}$ )

- Calcul de l'espacement des étriers ( $t$ ):

$$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{ou } \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_b \text{ car il y a reprise de bétonnage.}$$

L'espacement doit vérifier:  $7 \text{ cm} \leq t \leq \bar{t} = \max \left\{ \bar{t}_1 = 0,2h ; \bar{t}_2 = \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h \right\}$

ceci dans le cas d'emploi d'armatures droites, dans le cas contraire :

$$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at} \sqrt{2}}{T}$$

Application: on a utilise des armatures d'ames droites, soit  $\bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 21,7 \text{ kg/cm}^2$

Verification du cisaillement du beton et repartition des armatures transversales: (\*)

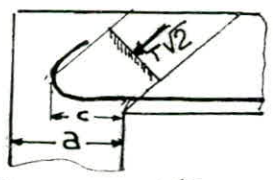
	$A_s$ (cm)	$ T $ (t)	$\bar{\sigma}$ (cm)	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$l$ (cm)	$\bar{E}$ (cm)	$E_{choisi}$ (cm)
Poutre transversale (1)	6T8=3,01	103,512	133,9	5,5	10	105	10
		72,344	134,7	3,8	15	117	15
		48,257	134,7	2,6	23	125	23
		61,915	134,7	3,2	18	120	18
		91,630	134,7	4,8	12	110	12
		112,333	135	5,9	10	103	10
		127,314	135	6,7	8	97	8
Poutre transversale (2)	6T8=3,01	127,742	135,04	6,8	8	97	8
		102,409	134,2	5,5	10	106	10
		70,412	134,7	3,7	15	117	15
		41,263	134,7	2,2	25	128	25
		75,295	134,7	4,0	14	116	14
		103,553	132,6	5,6	10	105	10

(\*) Voir graphique 5.5

Verification des zones d'appuis

On doit s'assurer si les deux conditions suivantes sont satisfaites:

- 1) L'effort de traction s'exerçant sur les armatures inferieurs vaut  $F = T + M/3$ , il s'agit de verifier si la section choisie sera apte à le reprendre.
- 2) On verifie si l'épaisseur de l'appui est superieure à la largeur (c) de la bielle comprimée par l'effort tranchant.



$c$  = distance du parement du poteau à l'origine de l'ancrage des armatures.  
 $a$  = epaisseur de l'appui  
 $c = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_b}$        $b_0$  = largeur de l'ame de la poutre

Efforts defavorables aux appuis (Effort tranchant et son moment correspondant)

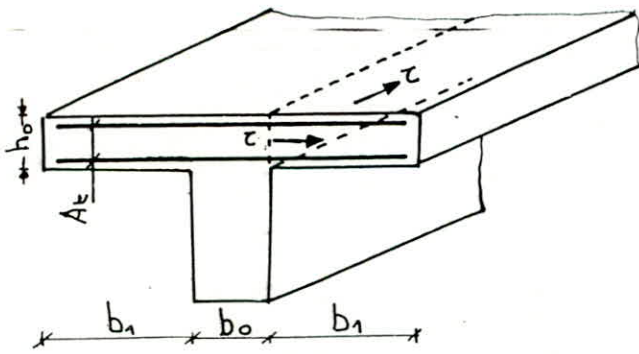
n° de l'appui	Effort tranchant T (t)			Moment flechissant M (tm)			$\bar{\sigma}$ (cm)	$ T + M/3 $ (t)
	Poids propre	Surcharge	Combinaison	Poids propre	Surcharge	Combinaison		
1	32,702	54,497	114,447	-20,702	-2,100	-23,852	133	96 513
2	-47,327	-60,281	-137,658	-85,236	-30,197	-130,532	135	40 967
	47,957	60,178	138,225	-87,322	-30,024	-132,358	135	40 182
3	-32,078	-56,360	-116,618	-17,297	-10,928	-33,689	133	91 288

Verification des appuis: Contraintes des armatures inferieurs et dimension de l'appui

n° de l'appui	A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$T + \frac{M}{3} = F$ (t)	$\sigma = \frac{F}{A}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Observations sur la contrainte	c (cm)
1	46,24	2062	96 513	2087 < 1,01 $\bar{\sigma}$	admissible	22
2	30,16	1900	40 967	1358 < $\bar{\sigma}$	admissible	
3	46,24	2062	91 288	1974 < $\bar{\sigma}$	admissible	23

Les conditions d'appuis sont verifiees.

### Jonction hourdis nervure:



L'effort tranchant crée au niveau de la jonction entre le hourdis, formant table de compression, et la nervure un effort tangent  $S = \frac{T b_1}{3 b}$ .

La jonction sera assurée si les conditions suivantes sont satisfaites:

- Contrainte de cisaillement du béton  $\tau_b = \frac{S}{h_0} < 4 \bar{\sigma}_b$
- Contrainte des armatures par unité de longueur  $\sigma_{at} = \frac{S}{A_t} < \bar{\sigma}_a$

Remarques: - La largeur  $b_1$  peut être celle nécessaire pour équilibre  $\tau_b$  (qui devra rester inférieure ou égale à celle déduite de la largeur réelle de la table)  
- La section d'armatures  $A_t$  comprend les armatures du hourdis.

Vérification au vissinage de l'appui:

$$T = 138,22 \text{ St} \quad \text{pour } b_1 = 30 \text{ cm} \Rightarrow b = 200 \text{ cm} \text{ on a } \tau_b = 4 \text{ kg/cm}^2 < 4 \bar{\sigma}_b = 24 \text{ kg/cm}^2$$

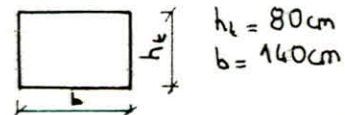
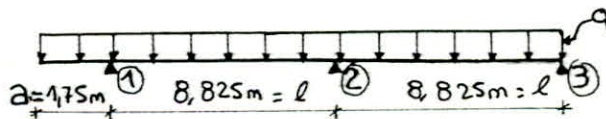
$$A_t = \text{armatures du hourdis} = 34,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \sigma_{at} = 5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

### 5.2 Calcul en première phase:

La poutre transversale est initialement posée

sur trois pieux qui seront considérés comme appui simple. Elle support la dalle pendant sa coulée ainsi que son coffrage.

schéma de calcul:



La charge  $q$  vaut :

- poids propre de la poutre :  $(0,8 \times 1,40) \times 2,5 = 2,8 \text{ t/ml}$
- poids de la dalle :  $(0,4 \times 5) \times 2,5 = 5 \text{ t/ml}$
- poids du coffrage :  $(4 \times 0,185) \times 2,5 = 1,85 \text{ t/ml}$

$$q = 9,65 \text{ t/ml}$$

On déduit, à l'aide de l'équation des trois moments, les moments aux nœuds

$$M_1 = -q \frac{a^2}{2} \quad M_2 = \frac{q}{8} (-l^2 + a^2) \quad M_3 = 0$$

Sachant les moments aux nœuds, on calcule les efforts internes.

Application:  $M_1 = -14,777 \quad M_2 = -90,249 \quad M_3 = 0$

(pour  $l = 8,825 \text{ m}$ ,  $a = 1,75 \text{ m}$ ,  $q = 9,65 \text{ t/ml}$ )

## 1. Efforts internes pour les deux poutres transversales:

Poutre transversale (1)			Poutre transversale (2)		
abscisse $x$ (m)	T (t)	M (t.m)	abscisse $x$ (m)	T (t)	M (t.m)
0,00	33,808	-14,777	0,00	52,587	-90,249
$\frac{0}{10} = 0,883$	25,336	11,320	$\frac{0}{10} = 9,883$	44,115	-47,580
$\frac{24}{10} = 2,4$	16,864	29,941	$\frac{24}{10} = 2,4$	35,643	-12,387
$\frac{34}{10} = 3,4$	8,392	41,085	$\frac{34}{10} = 3,4$	27,171	15,329
$\frac{42}{10} = 4,2$	-0,080	44,753	$\frac{44}{10} = 4,4$	18,699	35,569
$\frac{52}{10} = 5,2$	-8,552	40,944	$\frac{54}{10} = 5,4$	10,277	48,332
$\frac{62}{10} = 6,2$	-17,024	29,658	$\frac{64}{10} = 6,4$	1,755	53,619
$\frac{72}{10} = 7,2$	-25,496	10,896	$\frac{74}{10} = 7,4$	-6,717	51,429
$\frac{82}{10} = 8,2$	-33,968	-15,342	$\frac{84}{10} = 8,4$	-15,189	41,763
$\frac{92}{10} = 9,2$	-42,440	-49,057	$\frac{94}{10} = 9,4$	-23,661	24,620
$l = 8,825$	-50,912	-90,249	$l = 8,825$	-32,139	0

## 2.2 FERRAILLAGE.

ARMATURES LONGITUDINALES SUPERIEURES. (voir graphes 5.6 et 5.7)

On ne tiendra pas compte de la fissuration car elle sera couverte par la dalle coulée in situ.

Les étapes de calcul sont analogues à ceux du paragraphe précédent. On résume dans le tableau ci-dessous les moments résistants des aciers ( $M_{rn}$ ) et la vérification du pourcentage d'acier minimal.

Moment résistant des aciers et conditions de non fragilité.

Calcul du moment résistant						Condition de non fragilité		
$A_0$ cm <sup>2</sup>	$d$ cm	$x$ cm	$I$ cm <sup>4</sup>	$\beta$ cm	$M_{rn}$ t.m	$A_1$ cm <sup>2</sup>	$A_2$ cm <sup>2</sup>	$A$ choisi cm <sup>2</sup>
24T16=48,26	6,27	22,92	2 430 772	66,1	89,30		10,51	24T16=48,26
17T16=34,18	5,8	19,94	1 879 471	67,55	64,65		10,58	17T16=34,18
9T16=18,10	5,8	15,13	1 108 757	69,16	35,04		10,58	9T16=18,10
5T16=10,05	5,8	11,61	663 777	70,3	19,791	12,06	10,58	7T16=14,07

Vérification des contraintes en travée:

$$A = 24T16 = 48,26 \quad I = 2 430 772 \quad M_{est} = 90,249 \text{ tm} \Rightarrow \sigma_a = 2830 \text{ kg/cm}^2 = 1,01 \bar{\sigma}_a : \text{admissible}$$

$$\sigma_b' = 85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 145,8 \text{ kg/cm}^2$$

ARMATURES LONGITUDINALES INFÉRIEURES.

On vérifie que les armatures de la deuxième phase suffisent, en traçant le diagramme de leur moment résistant (voir graphes 5.6 et 5.7)

STABILITÉ DE L'ÂME ET ARMATURES TRANSVERSALES.

On vérifie au niveau des sections les plus défavorables:

- la stabilité de l'âme:  $\tau_b < \bar{\tau}_b$ .

- si les armatures transversales de la deuxième phase suffisent.

$A_c$ cm <sup>2</sup>	T (t)	$\beta$ cm	$t$ calculé cm	espacement utilisé (2 <sup>e</sup> phase) t (cm)	$z_b$ kg/cm <sup>2</sup>
3,01	52,587	65,3	10	8 et 10	6
3,01	27,171	66	20	15	3

Au delà l'espacement que l'on trouvera sera supérieur à 20cm qui constitue le plus faible espacement utilisé (pour résister à l'effort tranchant de la deuxième phase)

Vérification des zones d'appui

n° de l'appui	T t	M t.m	$\beta$ cm	$F = T + M/\beta$ t	A cm <sup>2</sup>	$\sigma = F/A$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}$ kg/cm <sup>2</sup>	c cm
1	33,808	-14,777	65,3	11 179	56,30	199	2061	6,5
2	52,587	-90,249	67,8	80,524	39,16	—	1900	17,3
3	32,139	0	65,3	32,139	56,30	571	2061	6,2

5.3 Calcul des déformations.

Le calcul sera mené en tenant compte de la fissuration du béton tendu et en utilisant l'équation de la courbure :

$$\frac{1}{r} = \frac{E'_b + \epsilon_a}{h}$$

- où  $E'_b$  = raccourcissement relatif du béton.
- $\epsilon_a$  = allongement relatif de l'acier.
- $h$  = hauteur utile de la section.

Valeur de  $E'_b$  :

Pour les surcharges :  $E'_b = \frac{\sigma'_b}{E_c}$  avec  $E_c = 21000 \sqrt{\sigma'_b}$ .

Pour les charges permanentes, afin de tenir compte du retrait (On prendra pour  $\epsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$ ) on a :

$$E'_b = \epsilon_r \text{ pour } \sigma'_b < E_v \cdot \epsilon_r = 115000 \times 3 \cdot 10^{-4} = 34,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E'_b = \frac{\sigma'_b}{E_v} \text{ pour } \sigma'_b > E_v \cdot \epsilon_r = 34,5 \text{ kg/cm}^2$$

Caractéristiques des sections, efforts internes et contraintes (non pondérés)

Sections	0	2l/10	2l/10	3l/10	4l/10	5l/10	6l/10	7l/10	8l/10	9l/10	l	
h cm	144,2	144,2	143,6	143,5	143,5	143,5	143,5	143,5	143,4	143,4	143,4	
A cm <sup>2</sup>	22,12	30,16	46,24	56,30	56,30	56,30	56,30	56,30	68,36	68,36	68,36	
X cm	23,88	27,47	24,31	26,17	26,17	26,17	26,17	26,17	39,09	39,09	39,09	
I cm <sup>4</sup>	5438928	7131701	11218002	13324400	13324400	13324400	13324400	13324400	13944372	13944372	13944372	
Poids Propre	M t.m	-20,702	5,867	26,863	40,808	46,663	44,312	33,303	14,991	-11,857	-45,619	-85,236
	$\sigma'_b$ kg/cm <sup>2</sup>	9,09	2,26	5,84	8,01	9,16	8,70	6,54	2,94	3,32	12,79	23,89
Surcharge	$\sigma_a$ kg/cm <sup>2</sup>	686,95	144,04	430,22	538,50	615,77	584,74	439,47	197,82	133,04	511,88	956,40
	M t.m	-20,704	10,455	41,615	72,775	103,936	77,858	51,775	25,694	-0,386	-26,466	-52,546
	$\sigma'_b$ kg/cm <sup>2</sup>	9,10	4,03	9,02	14,28	20,40	15,28	10,16	5,04	0,11	7,42	14,73
	$\sigma_a$ kg/cm <sup>2</sup>	687,78	256,69	664,01	960,34	1371,54	1027,38	683,22	339,06	4,33	296,97	589,60

Calcul des deformations sous le poids propre

Sections	0	0,72m	1/10	2/10	3/10	4/10	5/10	6/10	7/10	6,52m	8/10	9/10	l
$10^4 E'_{bg}$	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
$10^4 E_{bg} = \sigma_{bg}/E_a$	3,271	0	0,686	2,049	2,564	2,932	2,785	2,093	0,942	0	0,634	2,438	4,554
$10^6 (E'_{bg} + E_{bg})/h [cm^2]$	4,349	2,08	2,556	3,515	3,878	4,135	4,032	3,550	2,780	2,091	2,534	3,792	5,268
$10^4 \alpha$ (2d)	1,1284	1,3598	1,3221	1,0443	0,7192	0,3630	0	0,3367	0,6181	0,7080	0,5741	0,3050	-0,3370
$f$ cm	0		0,11	0,22	0,29	0,35	0,36	0,34	0,30		0,26	0,27	0

Calcul des deformations sous la sur charge.

Sections (m)	0	0,59m	1/10	2/10	3/10	4/10	5/10	6/10	7/10	7,05m	8/10	9/10	l
$10^4 E'_{bs}$	0,264	0	0,117	0,261	0,414	0,591	0,443	0,294	0,146	0	0,003	0,215	0,427
$10^4 E_{as} = \sigma_{as}/E_a$	3,275	0	1,222	3,162	4,573	6,531	4,892	3,253	1,615	0	0,021	1,414	2,808
$10^7 (E'_{bs} + E_{as})/h [cm^2]$	24,542	0	9,286	23,83	34,762	49,645	37,188	24,725	12,275	0	0,167	11,360	22,559
$10^4 \alpha$ (2d)	7,207	7,931	7,795	6,252	3,695	0	3,098	6,564	7,462	7,997	7,997	7,488	5,992
$f$ cm	0	0,07	0,15	0,25	0,30	0,32	0,31	0,26	0,20		0,13	0,06	0

Calcul de la flèche total.

Sections	0	/	1/10	2/10	3/10	4/10	5/10	6/10	7/10	/	8/10	9/10	l
flèche (f) cm	0	/	0,26	0,47	0,59	0,67	0,67	0,60	0,50	/	0,39	0,27	0

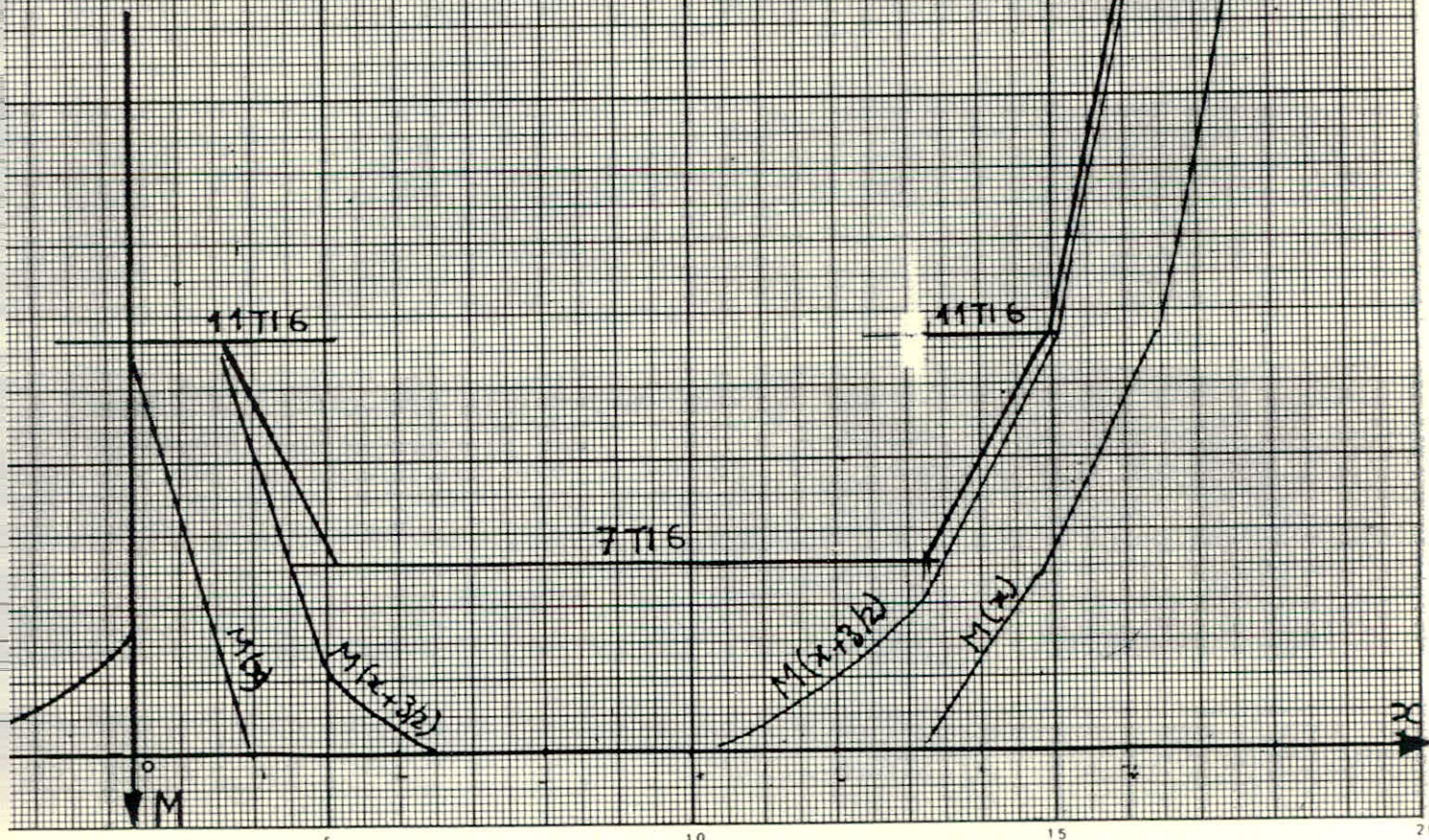
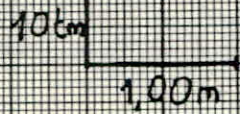
$$f_{max} = 0,67 \text{ cm} = \frac{8825 \text{ cm}}{1317} = \frac{l}{1317}$$

# Graphe: 5.1 - POUTRE TRANSVERSALE - PHASE:2

34T16

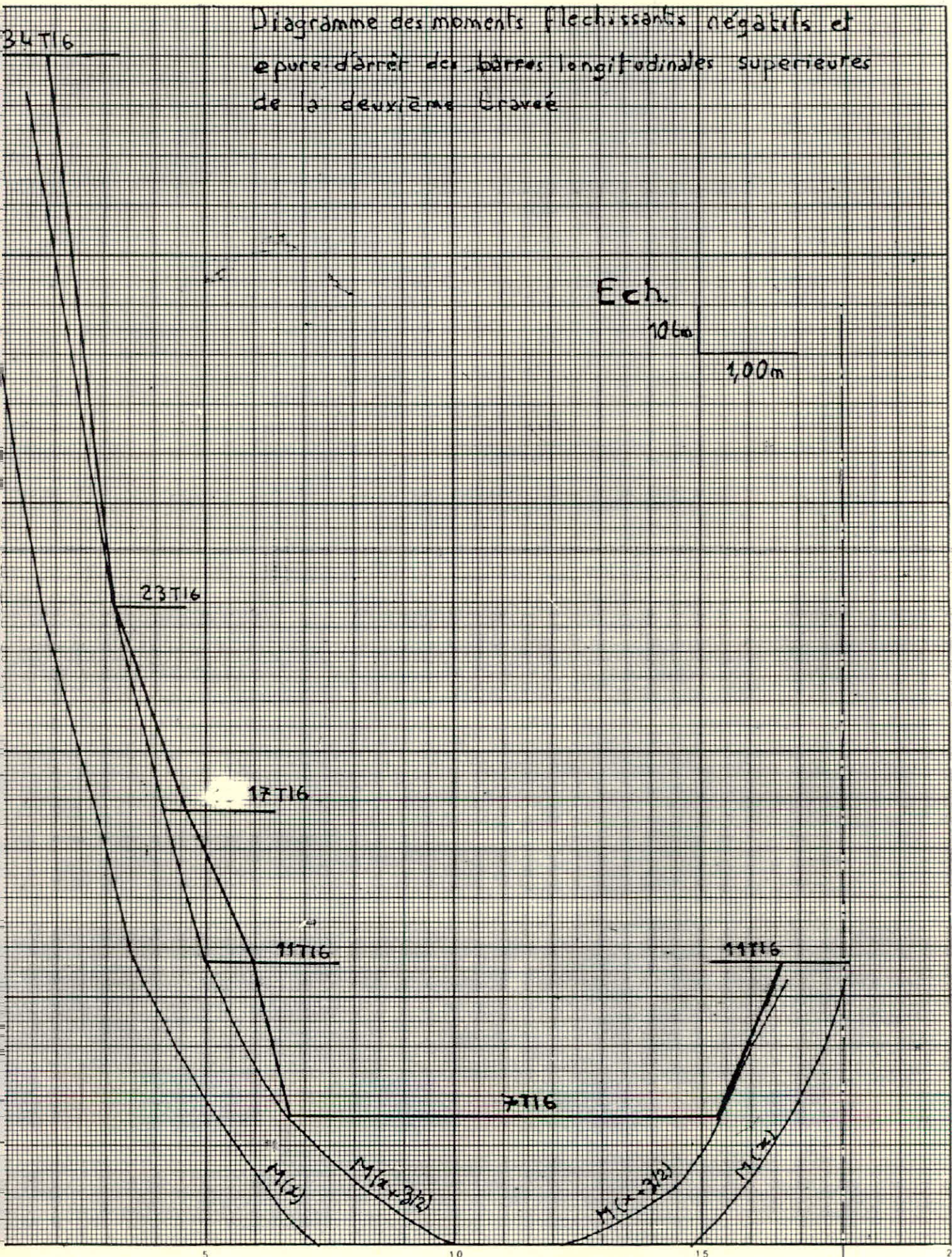
Diagramme du moment flechissant négatif et  
épure d'arrêt des barres longitudinales supérieures  
de la première travée

Ech:



# phe 5.2 : POUTRE TRANSVERSALE PHASE 2

Diagramme des moments flechissants négatifs et  
epure d'arrêt des barres longitudinales superieures  
de la deuxième travée



Ech.  
10cm

4,00m

23T16

17T16

11T16

7T16

11T16

M(x)

M(x+3/2)

M(x-3/2)

M(x)

5

10

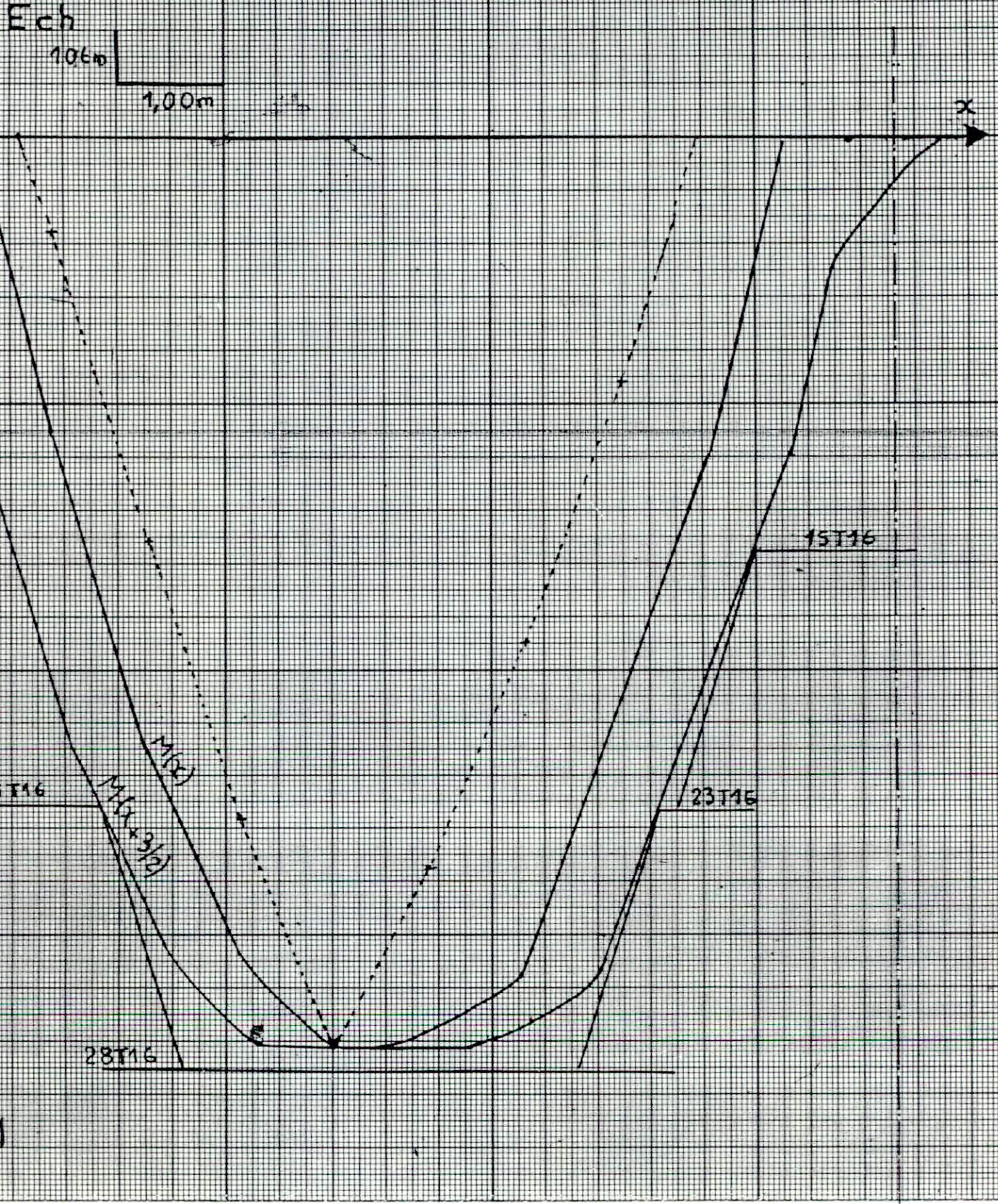
15

20



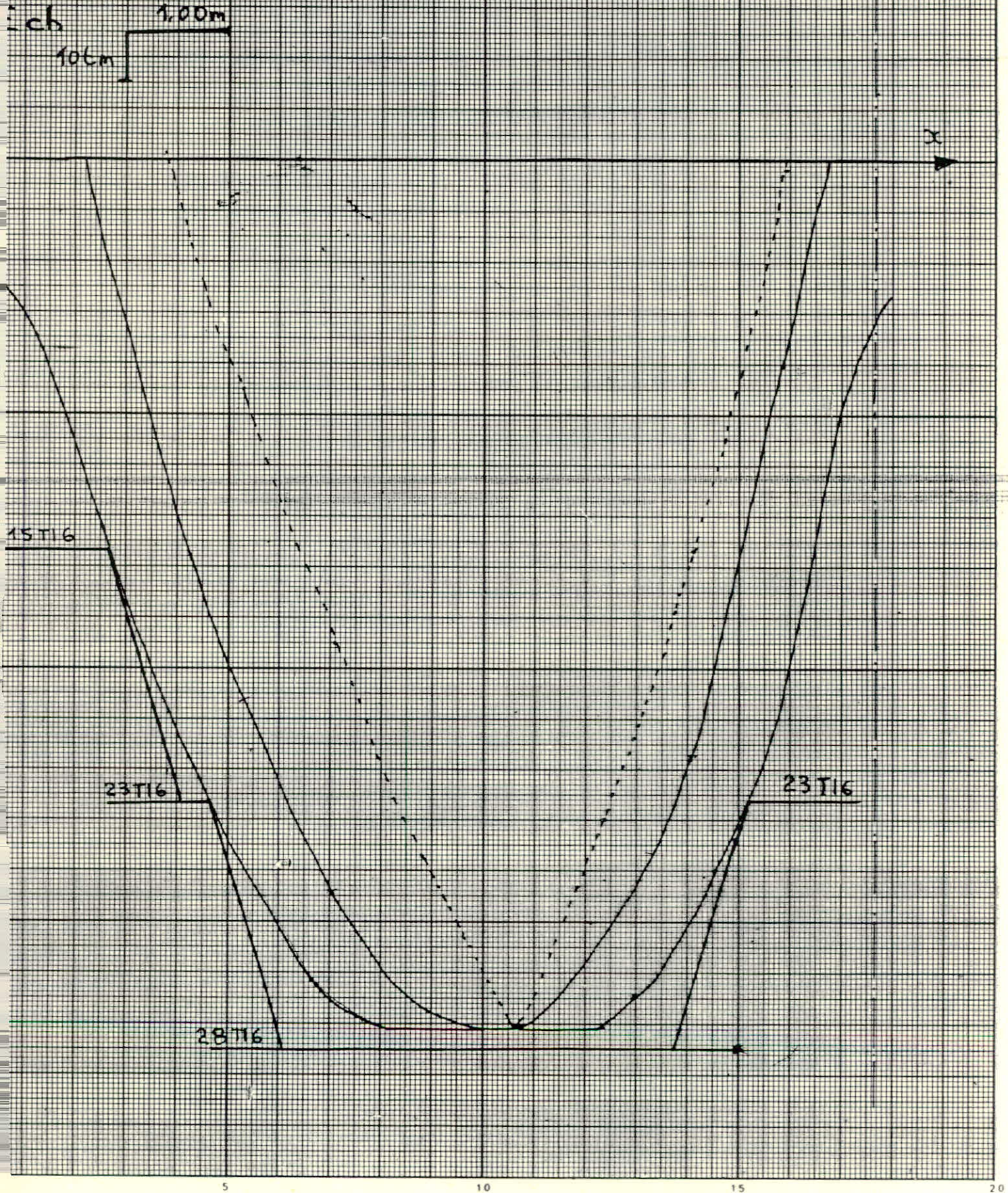
# Graphe: 5.3 - POUTRE TRANSVERSALE - PHASE 2

Diagramme des moments fléchissants positifs et  
épure d'arrêt des barres longitudinales inférieures  
de la première travée.



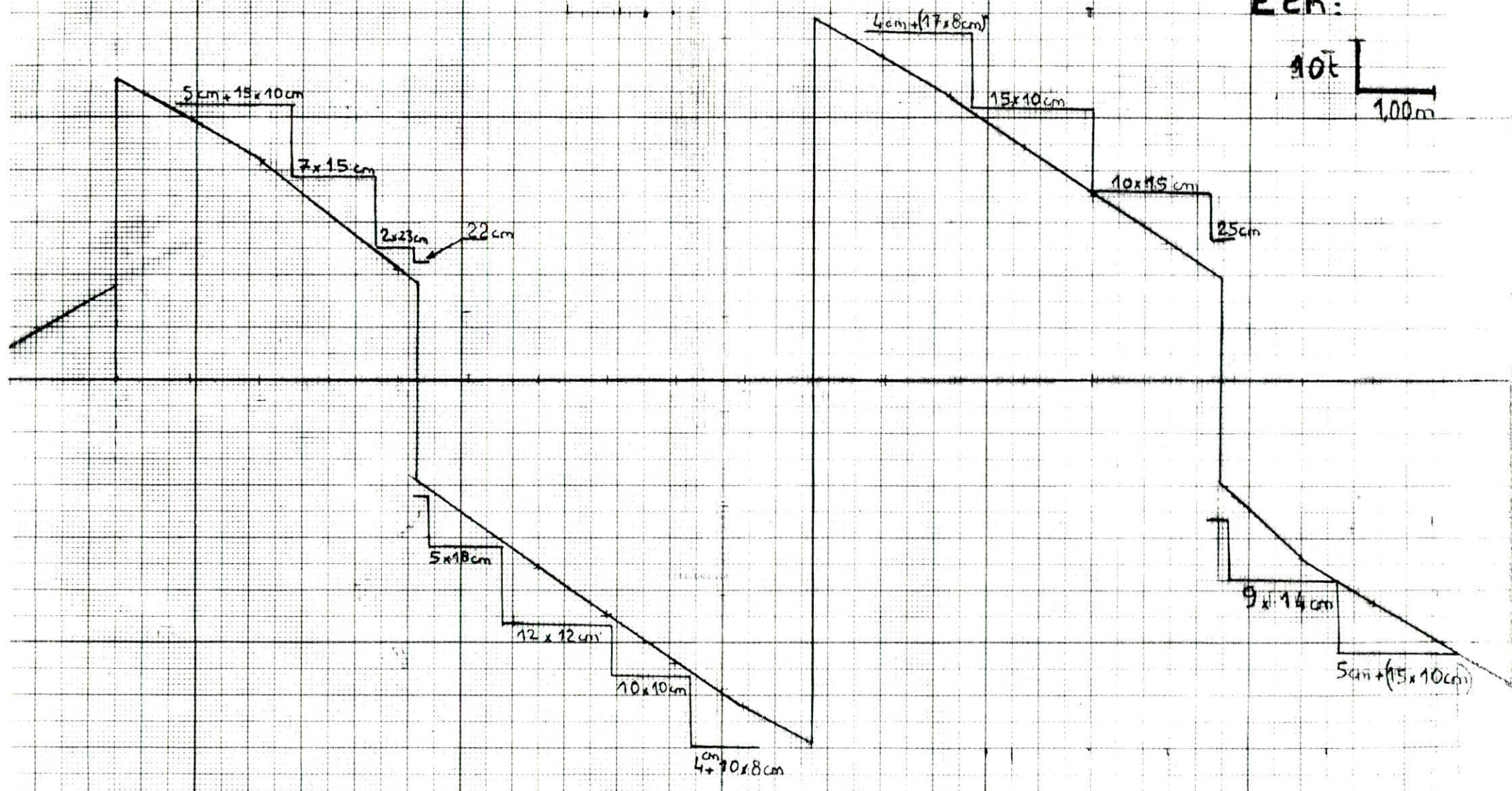
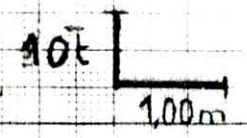
# Grphe:5.4-POUTRE TRANSVERSALE - PHASE:2

Diagramme des moments fléchissants positifs et  
epure d'arrêt de barres longitudinales inférieures  
de la deuxième travée.



(Poutres transversales - 2<sup>e</sup> phase)

Ech:

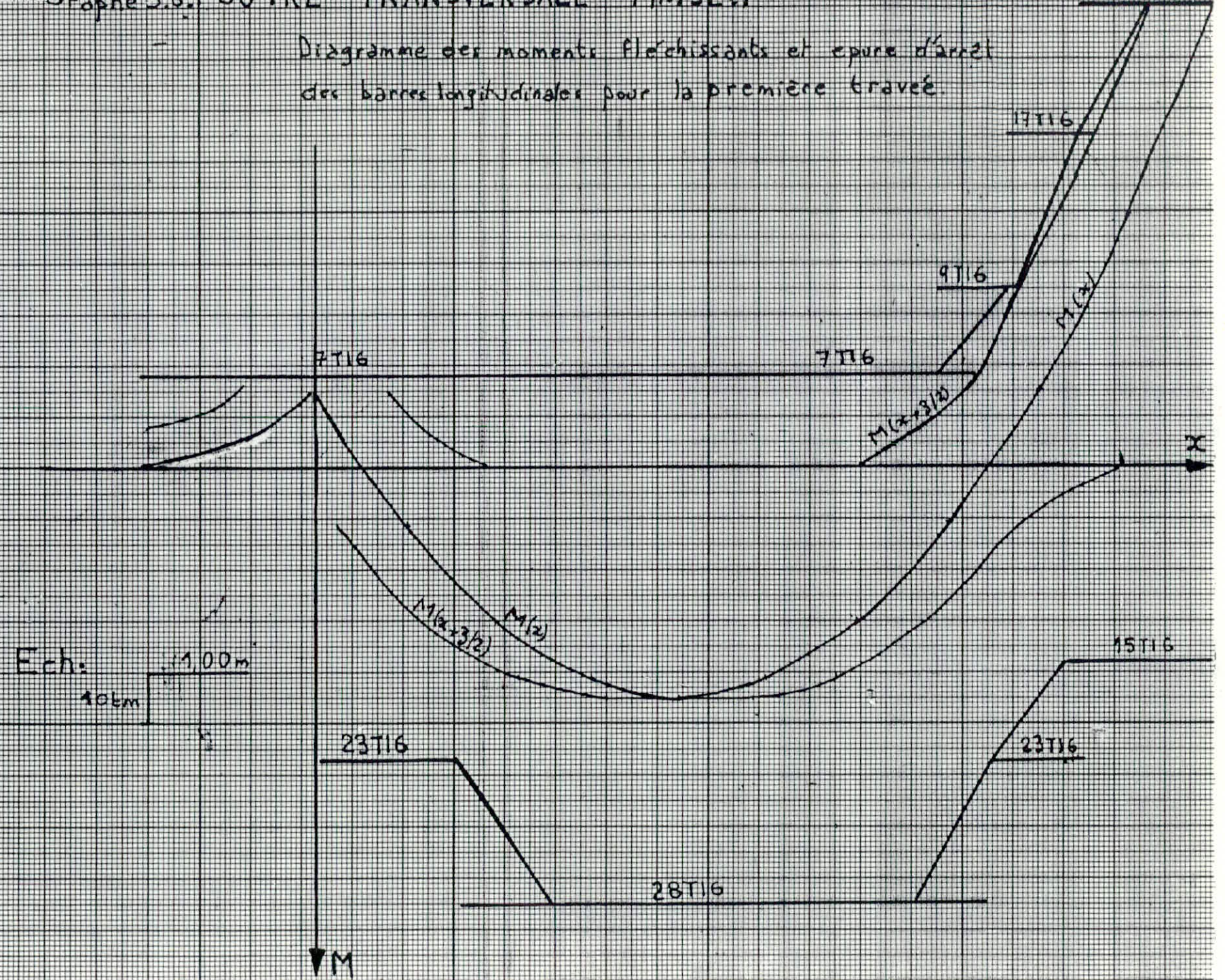


Poutre transversale (1)

Poutre transversale 2

Уголок № 100 ЛИНЕ КАНДОВАЛЕ - ИМЖЕВИ

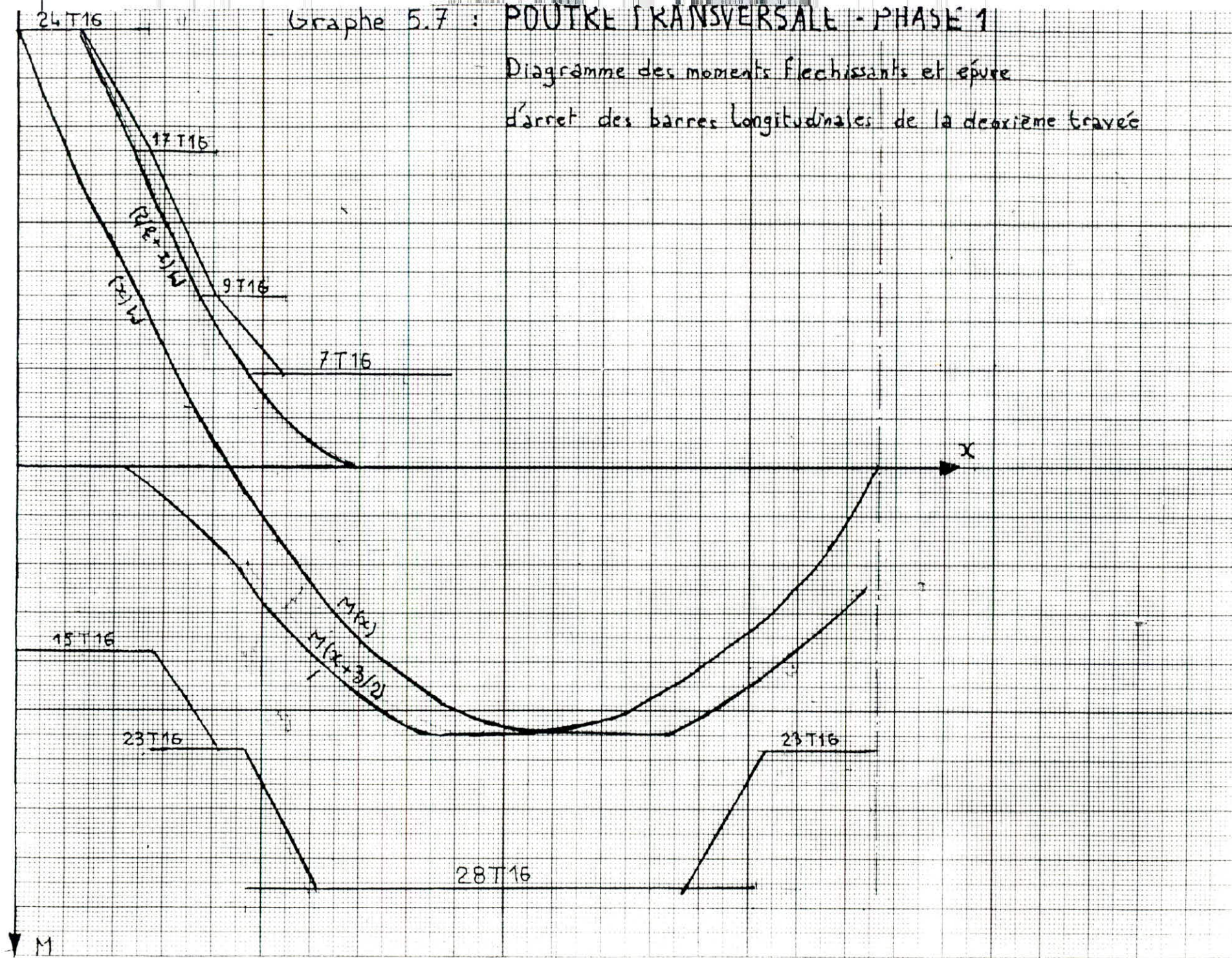
Diagramme des moments fléchissants et epure d'arrêt des barres longitudinales pour la première travée.



# Graphe 5.7 : POUTRE TRANSVERSALE - PHASE 1

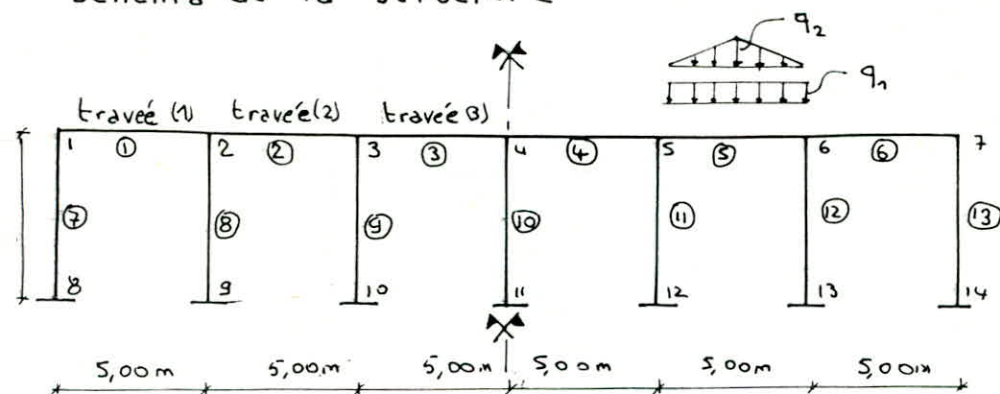
Diagramme des moments flechissants et épure

d'arrêt des barres longitudinales de la deuxième travée

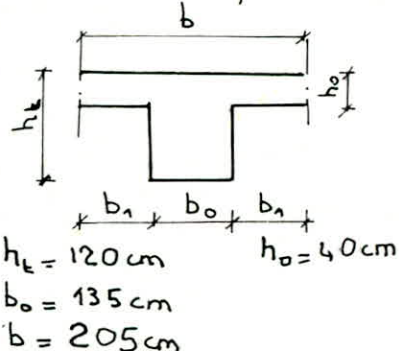


## 6. POUTRE LONGITUDINALE (sous grue)

Schéma de la structure



Section de la poutre



Pour le calcul des efforts internes, on a utilisé les sections de béton non fissuré.

$$\text{Inertie de la poutre} = 0,2634 \text{ m}^4$$

$$\text{Inertie du pieu} = 0,2406 \text{ m}^4$$

$$\text{Module d'élasticité du béton: } E = 1150000 \text{ t/m}^2$$

## 6.1 Charges agissant sur la structure:

- Poids propre:

$$\text{poutre } q_1 = (1,35 \times 1,2) \times 2,5 = 4,05 \text{ t/ml}$$

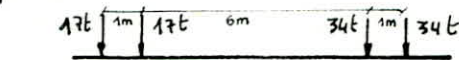
$$\text{dalle (et dallettes) } q_2 = [0,4625 + (0,4 \times 2,5)] \times 1,8 \times 2 = 5,265 \text{ t/ml}$$

- Surcharges:

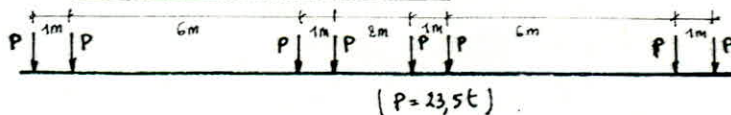
La surcharge la plus défavorable est la surcharge mobile "grue sur rail"

Les deux cas de chargement susceptibles de donner les efforts internes les plus défavorables sont:

Chargement (1): Une grue



Chargement (2): deux grues



## 6.2 Calcul des efforts internes:

6.2.1 Principe: Le calcul sous le poids propre a été conduit manuellement en utilisant la méthode des rotations, par contre pour les surcharges (concentrées et mobiles) on a utilisé le programme de calcul STIFF (décrit au chapitre 5). Le déplacement de la grue pour ce calcul s'effectue avec un pas égale au dixième de la portée: 0,5m

6.2.2 Résultats: on regroupe, ci après, les valeurs des:

- efforts internes dus au poids propre
- efforts internes extrêmes dus à la surcharge.
- efforts internes enveloppes après combinaison.

## Efforts internes sous le poids propre (G)

travée (1)			travée (2)			travée (3)		
abscisse m	T t	M tm	abscisse m	T t	M tm	abscisse m	T t	M tm
0	14,698	-6,114	0	17,846	-17,921	0	17,180	-15,488
$l/10 = 0,50$	12,386	0,684	$l/10$	15,535	-9,553	$l/10$	14,867	-7,453
$2l/10 = 1,00$	9,499	6,180	$2l/10$	12,646	-2,486	$2l/10$	11,980	-0,777
$3l/10 = 1,50$	6,033	10,087	$3l/10$	9,185	2,995	$3l/10$	8,519	4,432
$4l/10 = 2,00$	2,001	12,112	$4l/10$	5,148	6,602	$4l/10$	4,482	7,707
$5l/10 = 2,50$	-2,610	11,494	$5l/10$	0,537	8,036	$5l/10$	-0,131	8,818
$6l/10 = 3,00$	-7,223	9,512	$6l/10$	-4,076	7,137	$6l/10$	-4,742	7,576
$7l/10 = 3,50$	-11,260	4,866	$7l/10$	-8,111	4,066	$7l/10$	-8,779	4,172
$8l/10 = 4,00$	-14,721	-1,653	$8l/10$	-11,574	-0,879	$8l/10$	-12,240	-1,107
$9l/10 = 4,50$	-17,608	-9,757	$9l/10$	-14,461	-7,413	$9l/10$	-15,127	-7,974
$l = 5,00$	-19,921	-19,163	$l$	-16,774	-15,246	$l$	-17,440	-16,138

## Moments flechissants extrêmes sous la surcharge

travée (1)			travée (2)			travée (3)		
abscisse ( $l=5,00m$ )	Mmin (tm)	Mmax (tm)	abscisse ( $l=5,00m$ )	Mmin (tm)	Mmax (tm)	abscisse ( $l=5,00m$ )	Mmin (tm)	Mmax (tm)
0	-16,941	12,583	0	-51,158	5,618	0	-30,060	5,609
$l/10$	-3,421	12,583	$l/10$	-45,019	1,744	$l/10$	-15,899	6,431
$2l/10$	-0,440	24,846	$2l/10$	-38,879	16,801	$2l/10$	-12,280	17,271
$3l/10$	-2,393	34,091	$3l/10$	-32,740	26,685	$3l/10$	-10,488	29,969
$4l/10$	-4,401	38,184	$4l/10$	-25,601	32,265	$4l/10$	-9,787	34,234
$5l/10$	-6,410	38,113	$5l/10$	-20,461	34,066	$5l/10$	-9,345	34,226
$6l/10$	-8,418	35,241	$6l/10$	-8,222	32,767	$6l/10$	-8,894	32,799
$7l/10$	-18,297	27,591	$7l/10$	-8,955	26,712	$7l/10$	-10,694	26,935
$8l/10$	-34,417	16,013	$8l/10$	-13,160	16,856	$8l/10$	-13,224	16,915
$9l/10$	-57,917	4,152	$9l/10$	-16,129	9,389	$9l/10$	-17,714	4,985
$l$	-81,417	3,300	$l$	-30,374	6,245	$l$	-30,603	16,032

## Efforts tranchants extrêmes dus à la surcharge.

travée (1)			travée (2)			travée (3)		
abscisse	Tmin t	Tmax t	abscisse	Tmin t	Tmax t	abscisse	Tmin t	Tmax t
0		53,981	0		56,078	0		50,319
$l/10$		49,231	$l/10$		47,251	$l/10$		44,327
$2l/10$		40,990	$2l/10$		38,726	$2l/10$		31,763
$3l/10$		34,623	$3l/10$		30,925	$3l/10$		26,672
$4l/10$	-19,010	27,057	$4l/10$		24,482	$4l/10$		22,099
$5l/10$	-25,978	20,580	$5l/10$	-16,257	16,411	$5l/10$	-14,807	13,781
$6l/10$	-32,943	14,104	$6l/10$	-23,685	-14,422	$6l/10$	-21,793	
$7l/10$	-39,321		$7l/10$	-30,411		$7l/10$	-29,434	
$8l/10$	-45,886		$8l/10$	-38,507		$8l/10$	-34,407	
$9l/10$	-47,896		$9l/10$	-47,121		$9l/10$	-46,469	
$l$	-51,404		$l$	-55,274		$l$	-53,254	

Moments flechissants enveloppes sous  $G+1,2P$  (la surcharge mobile est affectée du coefficient dynamique majorateur: 1,25)

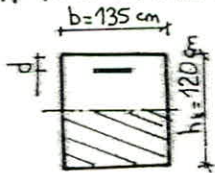
Travée (1)			Travée (2)			Travée (3)		
abscisse	$M_{min}$ tm	$M_{max}$ tm	abscisse	$M_{min}$ tm	$M_{max}$ tm	abscisse	$M_{max}$ tm	$M_{min}$ tm
0	-31,526	12,761	0	-94,658		0		-60,578
l/10	-4,448	19,559	l/10	-77,082		l/10	2,194	-31,302
2l/10		43,449	2l/10	-60,805	22,776	2l/10	25,190	-19,137
3l/10		61,224	3l/10	-46,115	43,023	3l/10	49,386	-11,300
4l/10		69,398	4l/10	-34,800	55,000	4l/10	59,058	-6,974
5l/10		69,164	5l/10	-22,656	59,135	5l/10	69,157	-5,200
6l/10	-3,115	62,374	6l/10	-18,470	42,014	6l/10	56,775	-5,765
7l/10	-22,580	46,253	7l/10	-18,164	36,002	7l/10	44,575	-11,869
8l/10	-53,279	22,367	8l/10	-20,619	24,405	8l/10	24,266	-20,003
9l/10	-36,633		9l/10	-34,607	6,671	9l/10		-34,545
-l	-141,289		l	-69,807		l		-61,937

Efforts tranchants enveloppes sous  $G+1,2P$  (la surcharge mobile est affectée du coefficient dynamique majorateur: 1,25)

travée (1)			travée (2)			travée (3)		
abscisse	$T_{min}$ t	$T_{max}$ t	abscisse	$T_{min}$ t	$T_{max}$ t	abscisse	$T_{min}$ t	$T_{max}$ t
0		95,670	0		101,963	0		92,659
l/10		83,345	l/10		86,412	l/10		+ 81,358
2l/10		70,984	2l/10		70,735	2l/10		+ 59,624
3l/10		57,068	3l/10		55,573	3l/10		+ 48,527
4l/10	-26,514	42,587	4l/10		41,871	4l/10		37,631
5l/10	-41,577	28,260	5l/10	-23,849	25,154	5l/10	-22,340	20,541
6l/10	-56,638		6l/10	-39,604		6l/10	-37,432	
7l/10	-70,241		7l/10	-53,728		7l/10	-52,931	
8l/10	-83,565		8l/10	-63,335		8l/10	-63,850	
9l/10	-89,452		9l/10	-85,143		9l/10	-84,831	
l	-97,027		l	-99,685		l	-97,321	

### 6.3 FERRAILLAGE

#### 6.3.1 ARMATURES LONGITUDINALES SUPERIEURES

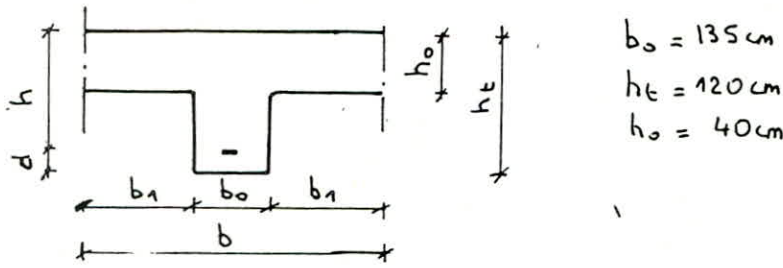


Le tableau ci-dessous regroupe les valeurs des sections d'armatures choisies au niveau des appuis, ainsi que la vérification des contraintes. L'arrêt des barres figure sur les graphes 6.1, 6.2 et 6.3

Vérification des contraintes au niveau des appuis

n° de l'appui	M tm	A cm <sup>2</sup>	d cm	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_2$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{\sigma}$ kg/cm <sup>2</sup>	x cm	I cm <sup>4</sup>	$\sigma_a$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_b$ kg/cm <sup>2</sup>
(1)	31,526	8T16=16,09	5,60	961	1734	1734	18,51	2503877	1811=1,04 $\bar{\sigma}$	23 < $\bar{\sigma}'_b$
(2)	141,289	28T16=56,30	6,40	2457	1734	2457	34,56	7097440	2438 < $\bar{\sigma}$	69 < $\bar{\sigma}'_b$
(3) et (4)	61,937	18T16=36,19	5,96	1837	1734	1837	26,53	4997929	1627 < $\bar{\sigma}$	93 < $\bar{\sigma}'_b$





$$b_0 = 135 \text{ cm}$$

$$h_t = 120 \text{ cm}$$

$$h_0 = 40 \text{ cm}$$

Choix des aciers et vérifications des contraintes en travée.

n° de la travée	b cm	M tm	A cm <sup>2</sup>	d cm	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_2$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{\sigma}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha$ cm	I cm <sup>4</sup>	$\sigma_a$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_b$ kg/cm <sup>2</sup>
(1)	205	69,398	18T16=36,19	5,87	1860	1734	1734	22,08	5335737	1810 < $\bar{\sigma}$	29
(2) et (3)	205	60,157	16T16=32,77	6,05	1645	1734	1734	25,19	4520959	1772 = 1,02 $\bar{\sigma}$ *	34

\* Une valeur de contrainte égale à 1,03  $\bar{\sigma}$  demeure admissible.

~~L'arrêt de barres effective figure sur les graphes 6.1, 6.2 et 6.3~~

STABILITÉ DE L'ÂME ET ARMATURES TRANSVERSALES.

- stabilité de l'âme : au niveau de l'appui (2) où la valeur de l'effort tranchant est la plus grande, l'effort de cisaillement du béton ( $\tau_b$ ) vaut.

$$\tau_b = \frac{T}{b_0} = \frac{101963}{135 \times 107} = 7 \text{ kg/cm}^2 < 2,5 \sigma_b = 13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

- Espacement des armatures transversales: Les armatures transversales sont constituées de deux cadres T08 (soit une section d'acier  $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$ )  
Les espacements sont indiqués sur le graphique 8.4

### 6.3.3 VÉRIFICATION DES ZONES D'APPUI

On doit s'assurer que:

- l'épaisseur de l'appui est suffisante.
- la section des armatures inférieures est apte à reprendre l'effort  $F = T + M/3$

Vérification des zones d'appuis : traction des armatures inférieures et épaisseur de l'appui.

n° de l'appui	T t	M tm	$z$ cm	$F = T + M/3$ t	$\bar{\sigma}$ kg/cm <sup>2</sup>	A cm <sup>2</sup>	$\sigma = F/A$ kg/cm <sup>2</sup>	c cm
1	95,670	-29,168	107,3	68486	1860	36,19	1892 = 1,02 $\bar{\sigma}$ *	21
2	97,027	-78,659	107,7	23992	1734	22,17	1082 < $\bar{\sigma}$	
	101,963	-71,432	107,7	35638	1734	22,17	1607 < $\bar{\sigma}$	
3	99,685	-51,952	107,0	51132	1734	32,17	1589 < $\bar{\sigma}$	
	92,659	-48,847	107,0	47008	1734	32,17	1461 < $\bar{\sigma}$	
4	97,321	-52,645	107,0	48120	1734	32,17	1495 < $\bar{\sigma}$	21

\* Une valeur de la contrainte égale à 1,03  $\bar{\sigma}$  est admissible.

Les vérifications des zones d'appuis sont satisfaites.

## 6.3.3 Verification de la jonction hourdis-nervure

L'effort tangent au niveau de la jonction vaut  $s = \frac{Tb_1}{3b}$ .

La jonction sera satisfaite si :

- La contrainte de cisaillement du beton ( $\tau_b$ ) verifie  $\tau_b = s/h_0 \leq 4\bar{\sigma}_b$

- La contrainte des armatures par unite de longueur verifie  $\sigma_{at} = \frac{s}{A_c} \leq \bar{\sigma}_a$

$C_{gs}$  defavorable.

$T = 101963t$  pour  $b_1 = 35cm$ , soit  $b = 205cm$  on a :

$$\tau_b = 4kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 20kg/cm^2$$

La section des aciers de coutures est  $A_c = 25,26cm^2/ml$  soit

$$\sigma_{at} = 6,4kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$$

schéma du ferrailage en travée  
(travée 1)

Ech 1/20

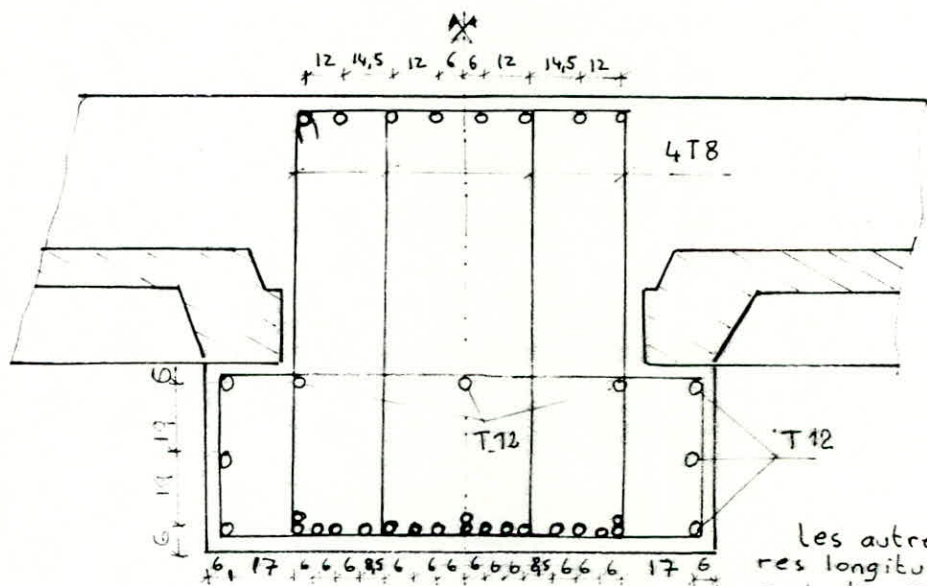
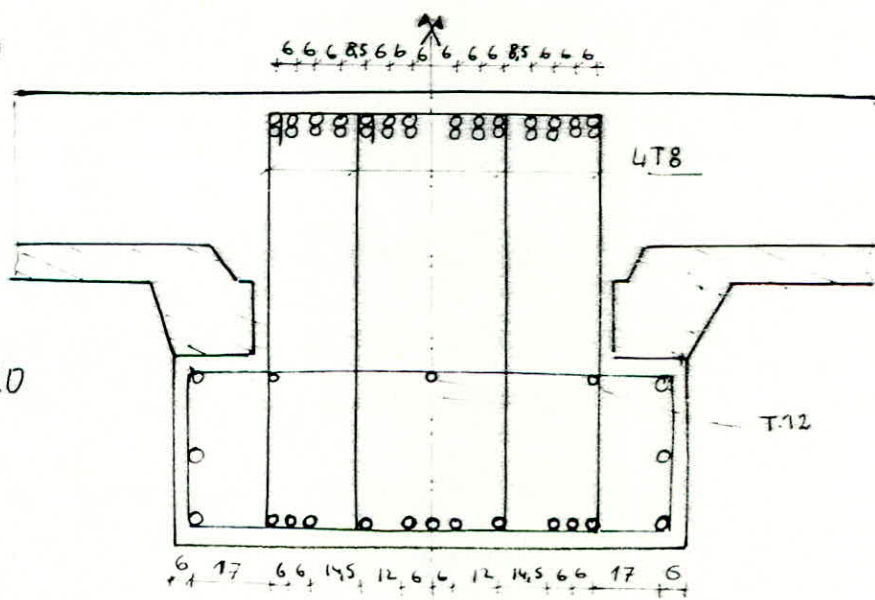


schéma du ferrailage au niveau  
du noeud 2

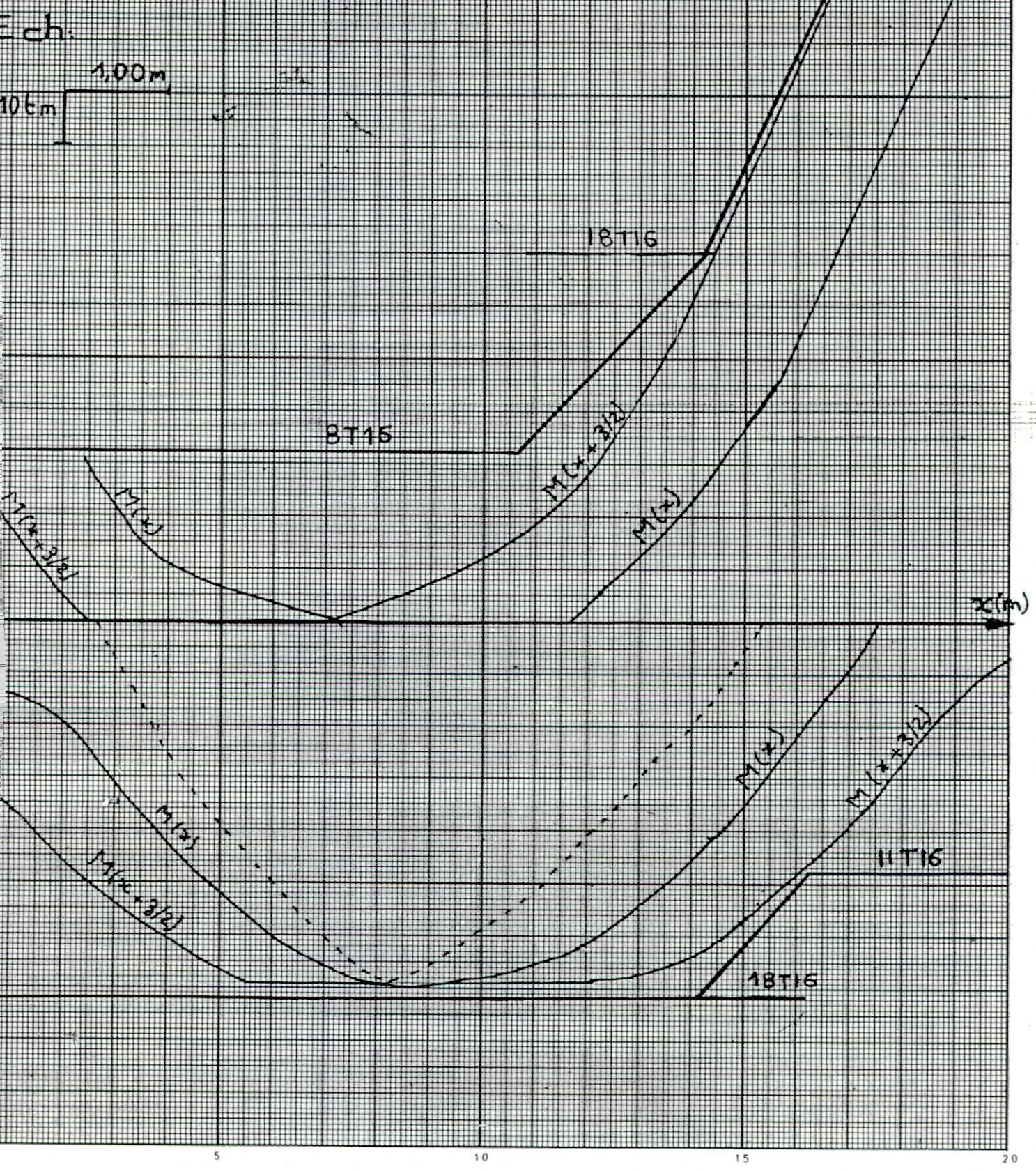
Ech 1/20



Les armatures de la dalle ne sont pas représentées.

# Grphe 6.1: POUTRE LONGITUDINALE

Diagramme des moments flechissants et  
 epure d'arrêt des barres longitudinales  
 de la première travée.



# Grphe. 6.2: POUTRE LONGITUDINALE

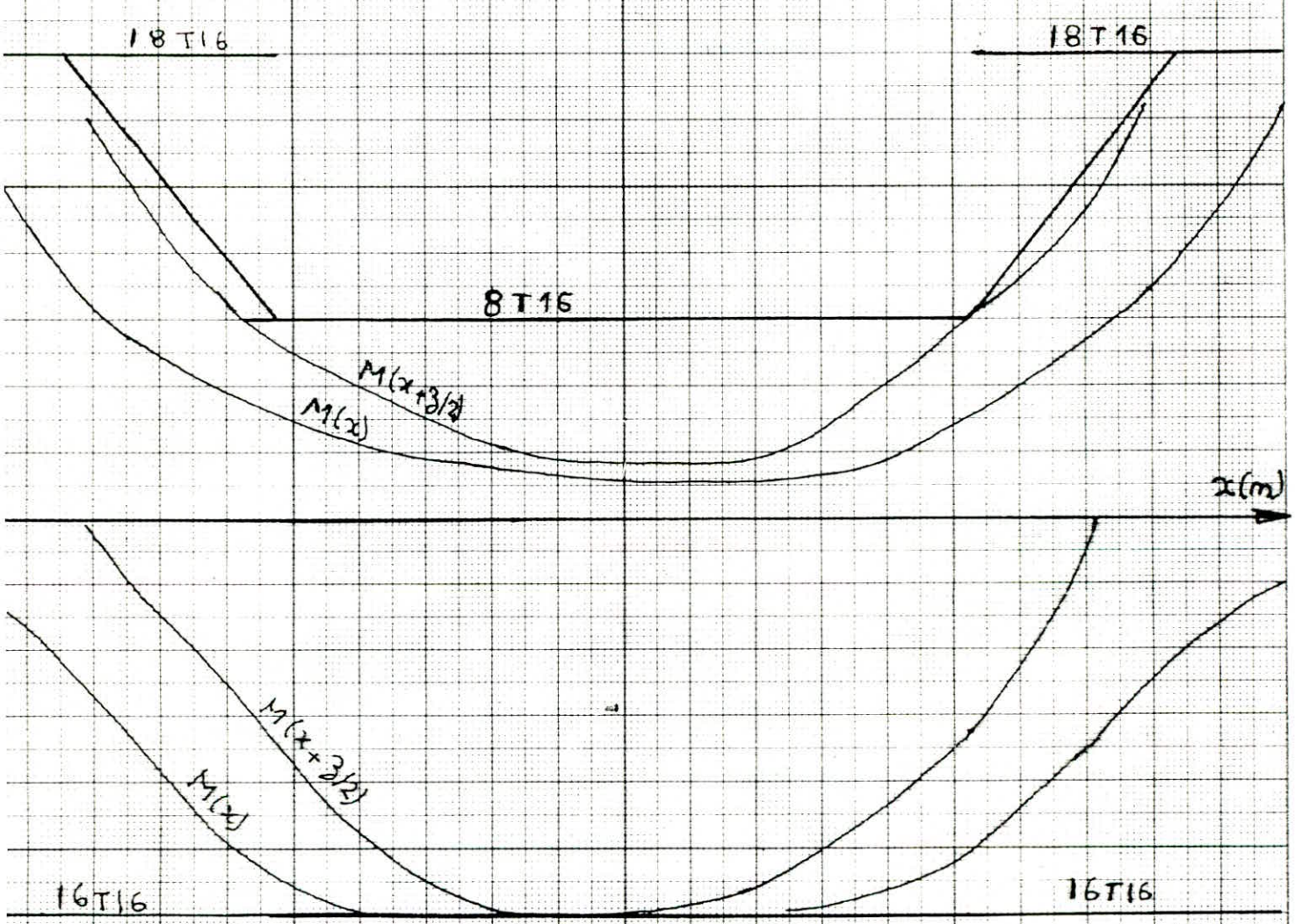
Diagramme du moment fléchissant érépure d'arrêt  
des barres longitudinales de la deuxième  
travée.



# Graph 6.3- POUTRE LONGITUDINALE

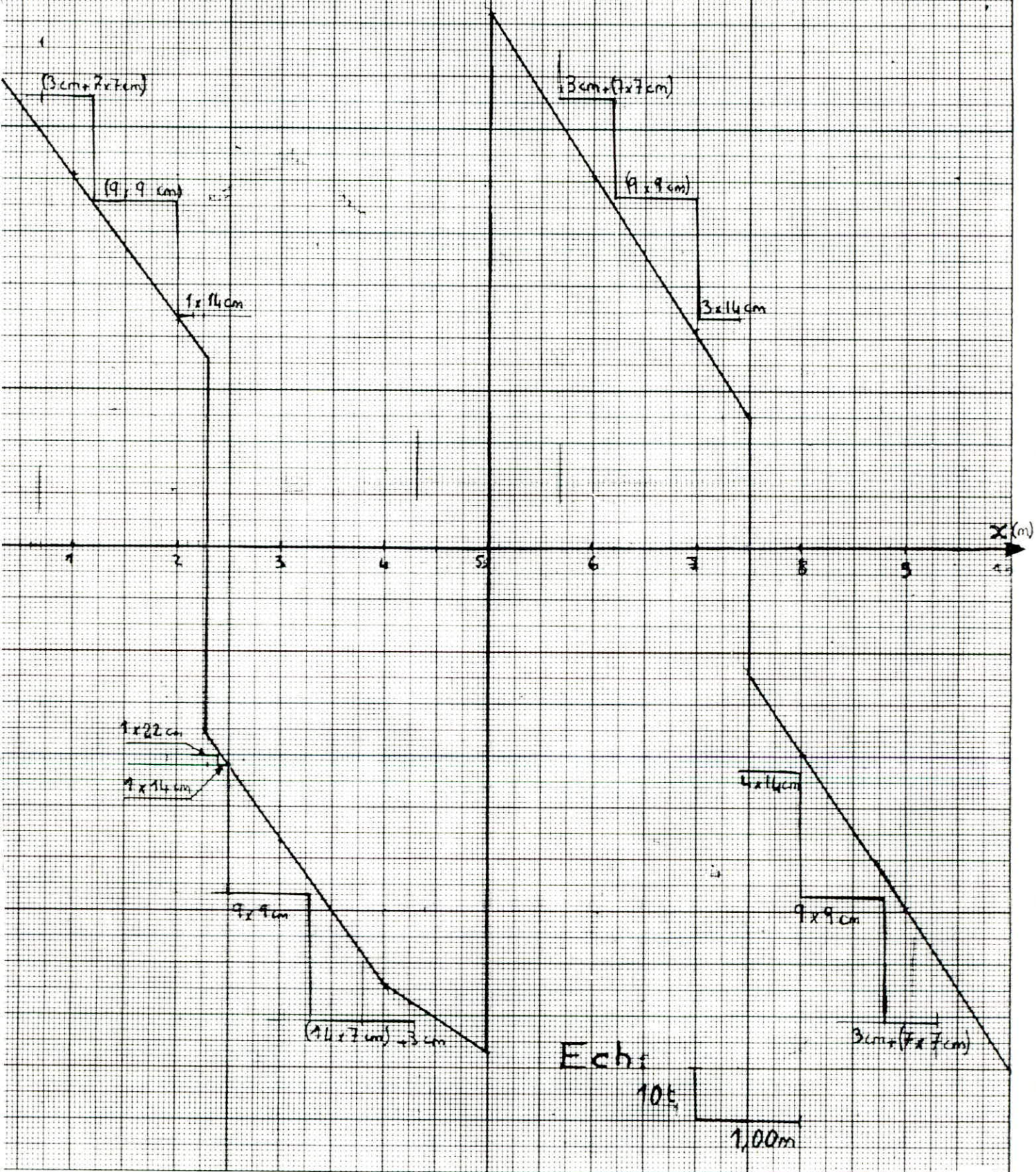
Diagramme des moments flechissants et epure  
d'arrêt des barres longitudinales de la troisième  
travée

Ech  $\left. \begin{array}{l} 10\text{tm} \\ 1,00\text{m} \end{array} \right\}$



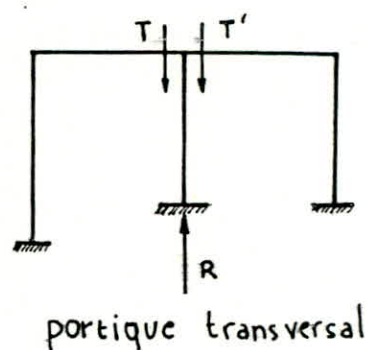
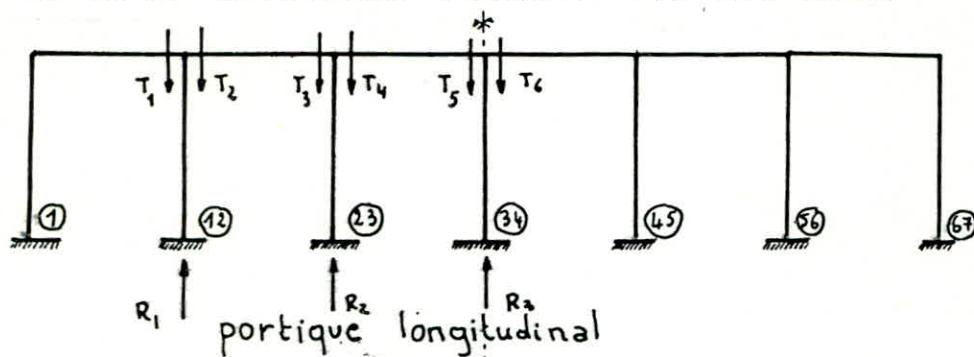
# POUTRE LONGITUDINALE

Grphe : 6.4 Effort tranchant et épure de répartition des armatures transversales



# 7. PIEUX

## 7.1 EFFORTS EXTERIEURS AGISSANT SUR LES PIEUX.



### 7.1.1 effort normal sur pieux

dû au poids propre: portique longitudinal.

$$R_1 = T_1 + T_2 = 19,921 + 17,846 = 37,767 \text{ t}$$

$$R_2 = T_3 + T_4 = 16,774 + 17,18 = 33,954 \text{ t}$$

$$R_3 = T_5 + T_6 = 17,44 + 17,44 = 34,88 \text{ t}$$

portique transversal

$$R = T + T' = 47,327 + 47,957 = 95,284 \text{ t}$$

$$R_{\text{total}} = N = 37,767 + 95,284 \text{ t} = 133,051 \text{ t}.$$

dû aux surcharges :

N° PIEU	N (COMPRESSION) (t)	N (TRACTION) (t)
2	53,981	3,295
12	74,773	6,590
23	70,477	6,252
34	70,741	4,632

$$R_{\text{total}} = 74,773 \cdot 1,25 = 93,466 \text{ t}.$$

### 7.1.2 Moment en tête des pieux

dû au poids propre:  $M = 2,431 \text{ tm}$

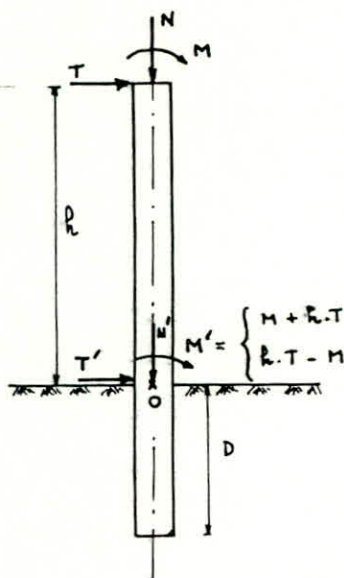
dû aux surcharges :

N° PIEU	Moment (tm)	Moment (tm)
2	12,583	12,583
12	30,259	10,682
23	11,655	16,883
34	12,081	10,996

## 2. EFFORTS DE CALCUL

en tête de pieu.

EFFORTS \ ACTIONS	charges permanentes	charges d'exploitation
	Q.L	Q.C
N	133,051 t	93,466 t
M	2,431 t.m	30,259 t.m
T	0	23,879 t



réduction des efforts au point O

EFFORTS \ ACTIONS	Q.L	Q.C
	N'	133,051 t
M'	2,431 t.m	246,364 t.m 185,846 t.m
T'	0	23,879 t

## 7.2.1 Combinaisons d'actions :

à l'état limite d'utilisation

$$Q.L \quad N' = 133,051 t ; M' = 2,431 t.m, T' = 0$$

$$Q.C \quad N' = 93,466 t ; M' = 246,364 t.m ; T' = 23,879 t$$

$$N' = 93,466 t ; M' = 185,846 t.m ; T' = 23,879 t$$

## 7.2.2 Paramètres de calcul pour un pieu. [13]

7.2.2.1 Actions de longue durée d'application.

L (m)	$K_s$ ( $t/m^3$ )	$E_v$ ( $t/m^2$ )	I ( $m^4$ )	S ( $m^2$ )	$L_0 = \sqrt[4]{\frac{EI}{K_s \phi}}$ (m)	$\mu_v = \frac{E_v \cdot S}{L}$ t/m
6	5000	$115 \cdot 10^4$	0,171	1,468	3,28	$0,28 \cdot 10^6$

calcul des paramètres croisés au niveau de la couche réactive. (côté Ø m)

$U = \frac{L}{L_0}$ (m)	$r_1$	$r_2$	$r_3$	$\rho_1 = r_1 \frac{EI}{L^3}$	$\rho_2 = r_2 \frac{E \cdot I}{L^2}$	$\rho_3 = r_3 \frac{EI}{L}$	$S_1$	$S_2$	$S_3$
1,83	28,0	8,21	4,33	25492	44847	143882	0,92	0,43	0,48

7.2.2.2 Actions de courte durée d'application.

L (m)	$K_s$ t/m <sup>3</sup>	$E_v$ t/m <sup>2</sup>	I m <sup>4</sup>	S m <sup>2</sup>	$L_0$ (m)	$\mu_v$ t/m.
6	5000	$345 \cdot 10^4$	0,171	1,468	4,31	$0,84 \cdot 10^6$



U	r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>	r <sub>3</sub>	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>	s <sub>3</sub>	s <sub>4</sub>	s <sub>2</sub>	s <sub>3</sub>
1,39	17,47	6,77	4,14	47715	110943	407066	0,92	0,49	0,42

7.2.3 EFFORTS INTERNES

7.2.3.1 sous charges de longue durée d'application, les efforts sont :  
à l'état limite d'utilisation

$$t = N' = 133,05 \text{ t} \quad m = M' = 2,431 \text{ tm} \quad T' = 0$$

détermination des fonctions f, g, h, j, u.

côte	f	g	h	j	u
- 1m	0,9985	-0,0122	0,0933	0,6098	0,305
- 2m	0,9768	-0,1517	0,3719	1,2143	0,610
- 3m	0,8829	-0,510	0,8312	1,787	0,915
- 4m	0,6319	-1,1992	1,4522	2,2596	1,220
- 5m	0,1111	-2,301	2,184	2,5024	1,524
- 6m	-0,8174	-3,8642	2,9325	2,3113	1,829

7.2.3.2 les sollicitations m(z) et t(z) sont données par :

$$m(z) = t L_0 (-2k s_3 - g s_2 + \frac{1}{2} j) + m (-2k s_2 - g s_1 + f)$$

$$t(z) = t (-2j s_3 + 2k s_2 + f) + \frac{m}{L_0} (-2j s_2 + 2k s_1 + g)$$

sous charges de courte durée d'application, les efforts sont :

à l'état limite d'utilisation :

$$\begin{cases} t = N' = 93,466 \text{ t} \\ M' = 246,364 \text{ tm} \\ T' = 23,879 \text{ t} \end{cases} \quad \text{ou} \quad \begin{cases} t = N' = 93,466 \text{ t} \\ m = M' = 185,846 \text{ tm} \\ T' = 23,879 \text{ t} \end{cases}$$

détermination des fonctions f, g, h, j, u.

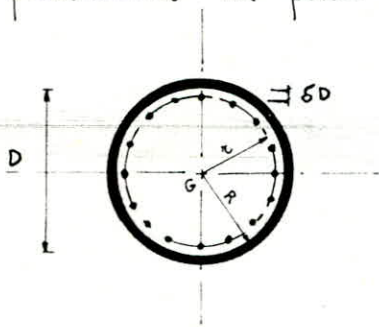
côte	f	g	h	j	u
- 1m	0,9994	-0,0086	0,0544	0,4639	0,232
- 2m	0,9922	-0,067	0,2157	0,9265	0,464
- 3m	0,96	-0,2284	0,4887	1,3118	0,696
- 4m	0,8777	-0,527	0,8492	1,6243	0,928
- 5m	0,7097	-1,0055	1,2968	2,1662	1,160
- 6m	0,3656	-1,7959	1,8766	2,4433	1,392

Z	charge de longue durée d'application		charge de courte durée d'application.	
	Moment $m(z)$	Eff. tranchant $t(z)$	$m(z)$	$t(z)$
-1m	56,47 tm	66,80 t	311,76 tm	-4,92 t
-2m	143,42 tm	22,87 t	334,40 tm	-22,89 t
-3m	152,06 tm	-2,68 t	329,73 tm	-32,95 t
-4m	141,85 tm	-15,74 t	274,49 tm	-35,95 t
-5m	123,30 tm	-20,62 t	265,63 tm	-42,43 t
-6m	101,75 tm	-19,89 t	255,65 tm	-42,15 t

7.3 FERRAILLAGE : [14]

$S = 1,468 \text{ m}^2$      $I = 0,171 \text{ m}^4$      $i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0,171}{1,468}} = 0,341 \text{ m}$

$\lambda = \frac{k \cdot L}{i} = \frac{0,95 \cdot 9,05}{0,341} = 25,9 < 35$     donc il n'y a pas lieu de tenir compte du flambement du pieu.



$D = 136,73 \text{ cm}$

$\delta D = 7,2 \Rightarrow \delta = 0,05$

$B = \pi R^2 = \pi \cdot 68,365^2 = 14676 \text{ cm}^2$

$e = \frac{M_G}{N} = \frac{334,40}{93,466} = 3,58 \text{ m} > R = 0,684 \text{ m} \Rightarrow$  section partiellement comprimée

$\eta = \frac{e}{D} = \frac{3,58}{1,367} = 2,62.$

section d'acier du tube qui participe à la résistance de la section du pieu

$S_{\text{acier}} = 176,7 \cdot \frac{\pi D_b^2}{4} = 39 \text{ cm}^2.$

choix des aciers

$A = 345 \text{ cm}^2$     (Acier) =  $345 \text{ cm}^2 - 39 \text{ cm}^2 = 306 \text{ cm}^2 = 38 \text{ T32}$

$\left( \bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{B} = \frac{100 \cdot 345}{14676} = 2,35 ; \gamma = 2,62 \right) \Rightarrow \mu' = 0,1429 \quad k = 21,5$

d'où les contraintes nuisantes :

$\sigma'_b = \frac{M}{\mu' B \cdot D} = \frac{334,4 \cdot 10^5}{0,1429 \cdot 14676 \cdot 136,7} = 116,64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_a = k \cdot \sigma'_b = 21,5 \cdot 116,64 = 2508 \text{ kg/cm}^2 < 2667 \text{ kg/cm}^2.$

$\sigma'_c = \pi \left( \sigma'_b - \left( \sigma'_b + \frac{\sigma'_a}{n} \right) \frac{0,05}{1 - 0,05} \right) = 1525,5 \text{ kg/cm}^2.$

espacement =  $\frac{\pi D}{38} = 11 \text{ cm}$  (Aciers uniformément répartis)

côte	$M_{tm}$	A	$\bar{\omega}$	$\eta$	$\mu'$	K	$\sigma'_b$ $\text{kg/cm}^2$	$\sigma'_a$ $\text{kg/cm}^2$	$\sigma'_a$ $\text{kg/cm}^2$	espacement $\text{cm}$
2 <sup>m</sup> 05 à 9 <sup>m</sup> 05	167	19 T32	1,04	2,66	0,092	28,5	90,47	2578,4	1150	22 cm

armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{T}{\frac{7}{8} \cdot h \cdot D} = \frac{42,43 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \cdot 136,7^2} = 2,59 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{armatures droites suffisantes}$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{T}{3 \sigma_{af}} = \frac{42,43 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 136,7 \cdot 2800} = 0,1386 \text{ cm}$$

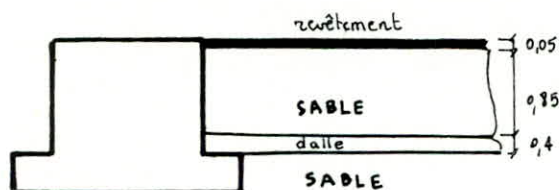
$$\frac{A_t}{t} = 0,1386 \text{ cm} \quad \text{on prend 1 cece T10 ca'd. } A_t = 2 \text{ T0} \cdot 70 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{ol'ai } t = \frac{1,57}{0,1386} = 11,32 \text{ cm} \quad \text{on prend } t = 11 \text{ cm.}$$

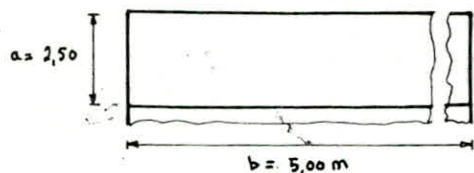
donc on mettra 1 cece T10 tous les 11 cm.

## 8. DALLE PREFABRIQUEE DE TRANSITION

Elle est placée au point de jonction entre la plateforme du quai et la route afin d'éviter toute déformation du revêtement routier dans cette zone.



revêtement  $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$   
 sable  $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$   
 dalle :  $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$



### 8.1 calcul des sollicitations

8.1.1 charges réparties : efforts par unité de longueur agissant sur cette dalle sont

pois propre:  $q = (0,4 \cdot 2,5) + (0,85 \cdot 1,8) + 0,05 \cdot 1 = 2,58 \text{ t/m}^2$

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

pour le calcul des moments, on utilisera les tables de TIMOSHENKO.

$\frac{a}{b} = 0,5$  d'où  $M_x^{\text{max}} = 0,1329 a^2 q = 0,8036 q$  ;  $M_y^{\text{max}} = 0,036 a^2 q = 0,2275 q$

$T_x = \frac{q a b}{a + 2b}$  ;  $T_y = \frac{1}{3} q \cdot a$

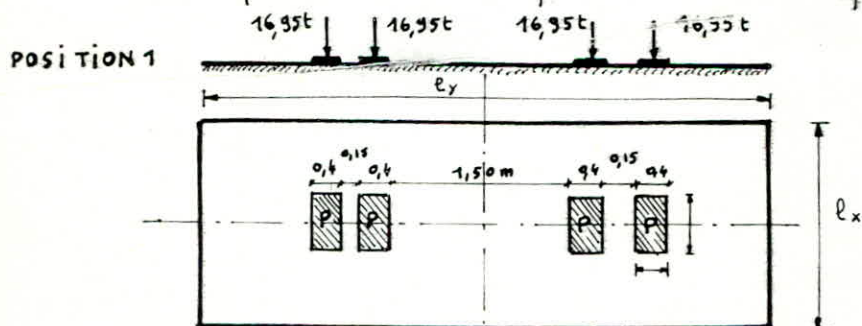
valeurs des efforts internes extrêmes sur la fibre moyenne de la dalle.

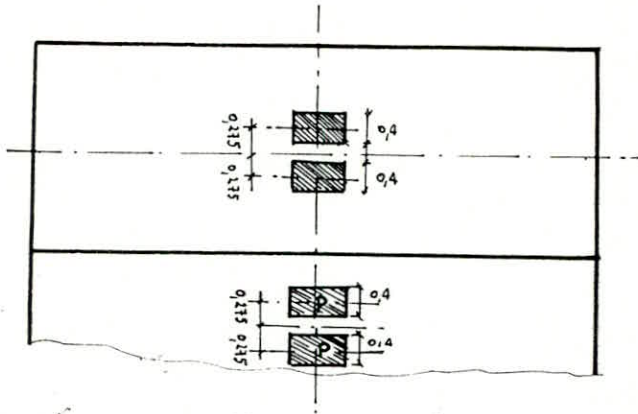
	$M_x$ tm/ml	$M_y$ tm/ml	$T_x$ t/ml	$T_y$ t/ml
Poids propre	2,143	0,587	2,580	2,150
Surcharge répartie	2,496	0,683	3,000	2,500

### 8.1.2 charges concentrées:

Les efforts concentrés appliqués sur la dalle sont des surcharges dues au chariot élévateur

2 positions extrêmes peuvent donner les efforts les plus importants:





le calcul des efforts internes dans la dalle sera effectué après avoir effectué la diffusion des charges au niveau du plan moyen de la dalle.

les charges sont appliqués sur une surface rectangulaire tel que (u,v) avec  $u=v=40\text{cm}$ .

Après diffusion on aura.

$$u' = u + 1,5e_r + h_0$$

où  $h_0$  = hauteur de la dalle = 40 cm

$$v' = v + 1,5e_r + h_0$$

$e_r$  = épaisseur du revêtement souple = 90 cm.

d'où  $u':v' = 215\text{cm}$

8.1.2.1 Moment fléchissant

le calcul se fera en utilisant les tables de Pigeaud.

Pour une zone chargée (u',v') on calculera successivement l'effort total. s'exerçant  $P = q \cdot u' \cdot v'$ .

le rapport  $u'/l_x$  et  $v'/l_y$  ( $u, v$  sont parallèles respectivement à  $l_x$  et  $l_y$ )

on déduira  $M_1, M_2$  les moments unitaires en utilisant les tables

d'où  $M_x = (M_1 + \sqrt{M_2}) P$

$M_y = (M_2 + \sqrt{M_1}) P$ .

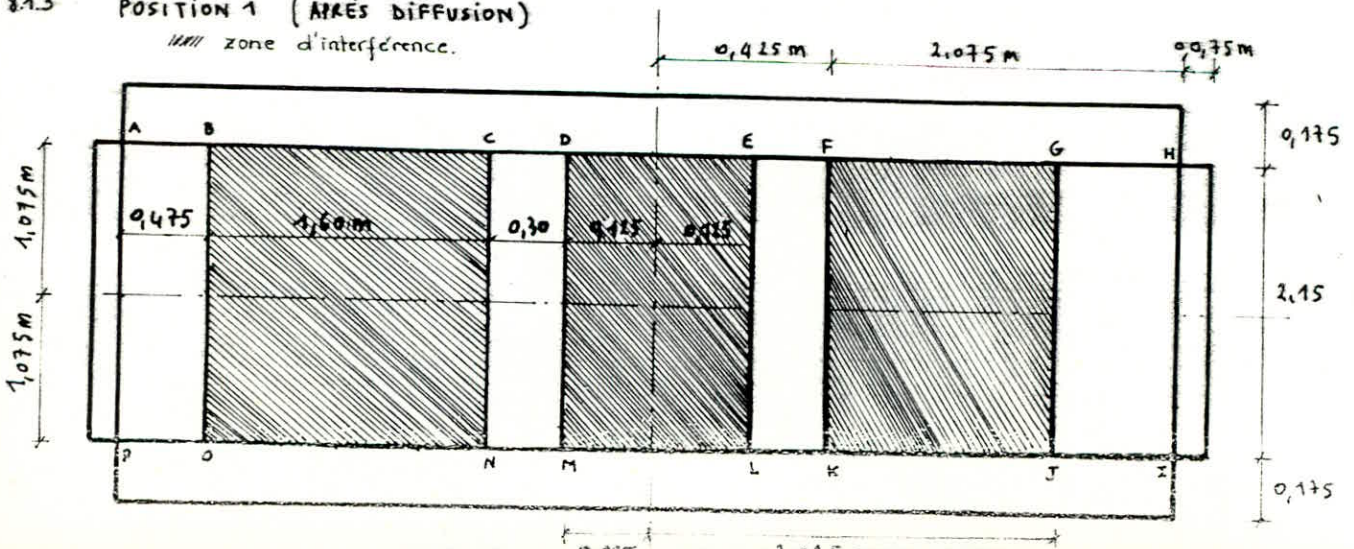
8.1.2.2 EFFORT TRANCHANT

$u' < v'$   $T_u = T_x = \frac{P}{3v'}$  ;  $T_v = T_y = \frac{P}{v' + 2v'}$

$u' > v'$   $T_u = T_x = \frac{P}{2u' + v'}$  ;  $T_v = T_y = \frac{P}{3u'}$

8.1.3 POSITION 1 (ARRÊS DIFFUSION)

//// zone d'interférence.



MOMENT FLÉCHISSANT.

les résultats sont regroupés dans le tableau suivant.

Zone considérée	$u'$ (cm) à $\bar{a} \perp l_x$	$v'$ (cm) à $\bar{a} \perp l_y$	$P = \sigma' \cdot u' \cdot v'$ (t)	$M_x$ tm/ml	$M_y$ tm/ml	$M_z$ tm/ml	$M_y$ tm/ml
AHIP	215 cm	500 cm	39,42	0,055	0,010	2,227	0,719
BGJO	215 cm	406 cm	31,93	0,065	0,013	2,138	0,726
CFKN	215 cm	0,95 cm	6,701	0,105	0,069	0,773	0,568
DELM	215 cm	0,25 cm	1,971	0,104	0,095	0,233	0,218

$M_x$  résultant = 3,825 t/m/ml

$M_y$  résultant = 1,095 t/m/ml

EFFORT TRANCHANT

Zone considérée	$T_x$ t/ml	$T_y$ t/ml
AHIP	2,628	3,244
BGJO	2,129	3,115
CFKN	1,307	1,039
DELM	0,433	0,306

$T_x$  résultant = 3,881 t/ml ;  $T_y$  résultant = 5,626 t/ml

les résultats des effets résultants doit être majorer par 1,25 (charge mobile) d'où:

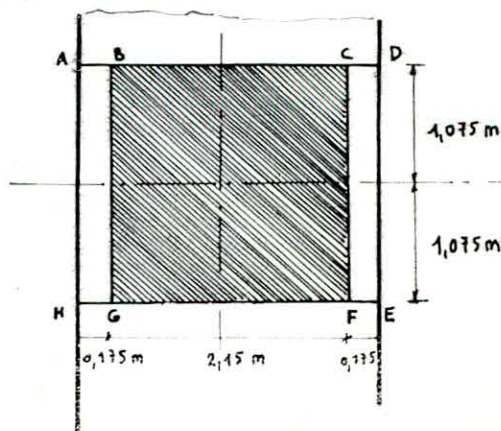
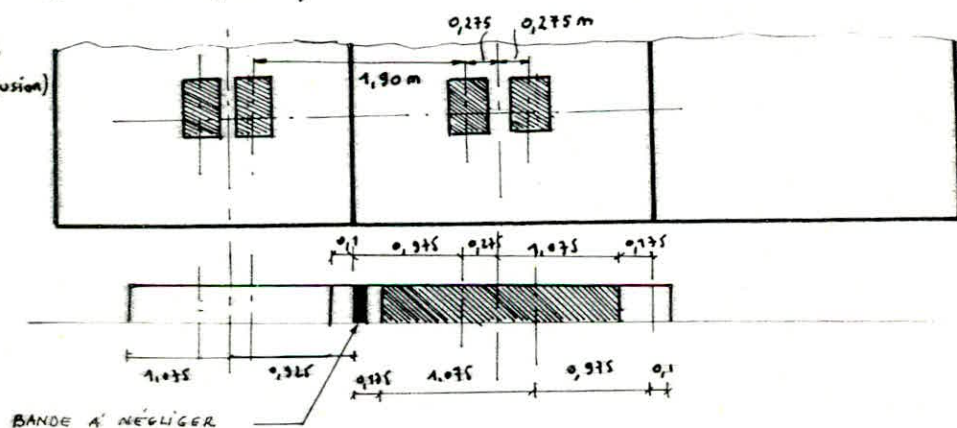
$M_x$  résultant = 4,781 t/m/ml

$M_y$  résultant = 1,369 t/m/ml

$T_x$  résultant = 4,851 t/ml

$T_y$  résultant = 7,033 t/ml

POSITION 2  
après diffusion



## 4.1 MOMENT FLÉCHISSANT

les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Zone considérée	U'(cm)	V'(cm)	$P = \sigma' \cdot U' \cdot V'$ (t)	$M_x$ tm/ml	$M_y$ tm/ml	$M_x$ tm/ml	$M_y$ tm/ml
ADEH	250	215	19,770	0,079	0,03	1,646	0,825
BCFG	215	215	17,002	0,089	0,033	1,592	0,786

$$M_x^{\text{résultant}} = 3,238 \text{ tm/ml}$$

$$M_y^{\text{résultant}} = 1,611 \text{ tm/ml}$$

## 4.2 EFFORTS TRANCHANT

Zone considérée	$T_x$ t/ml	$T_y$ t/ml
ADEH	3,056	2,628
BCFG	2,628	2,628

$$T_x^{\text{résultant}} = 5,684 \text{ t/ml}, \quad T_y^{\text{résultant}} = 7,033 \text{ t/ml}$$

les efforts doivent être majorés par 1,25 (charge mobile) d'où :

$$M_x^{\text{résultant}} = 4,048 \text{ tm/ml}$$

$$M_y^{\text{résultant}} = 2,014 \text{ tm/ml}$$

$$T_x^{\text{résultant}} = 7,105 \text{ t/ml}$$

$$T_y^{\text{résultant}} = 8,791 \text{ t/ml}$$

## 8.1.5 TABLEAU RÉCAPITULATIF DES EFFORTS POUR TOUS LES CAS DE CHARGES.

		MOMENT (tm/ml)		EFFORT TRANCHANT (t/ml)	
		$M_x$	$M_y$	$T_x$	$T_y$
Poids propre		2,143	0,587	2,58	2,15
SURCHARGES	répartie	2,492	0,683	3	2,5
	concentré position 1	4,781	1,369	4,863	7,032
	concentré position 2	4,048	2,014	7,105	7,033
combinaisons		7,880	3,004	11,106	10,590

## 8.2 FERRAILLAGE

armatures suivant  $l_x$ :  $M_x = 7,88 \cdot 10^5 \text{ kg.cm} \rightarrow A_x = 1712/9 \text{ cm} = 18,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$

vérification à la condition de non fissuration

$$\sigma_1 = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1980 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 1970 \text{ kg/cm}^2 < 2000 \text{ kg/cm}^2$$

condition de non fragilité:

$$A_1 = 1,2 A_0 = 1,2 \cdot 12,19 = 14,63 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,69 (100 \cdot 3,64) \frac{518}{4200} \frac{2-0,5}{2} = 2,60 \text{ cm}^2$$

$$A = A_0 = 12,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{choisie}} = 12,56 \text{ cm}^2 > 12,19 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

armatures suivant  $l_y$ :  $M_y = 3,004 \cdot 10^5 \text{ tm/ml} \rightarrow A_y = 1T10/16 \text{ cm} = 4,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

$$\sigma_1 = 2193 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 584 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 1981 \text{ kg/cm}^2 < 2193 \text{ kg/cm}^2$$

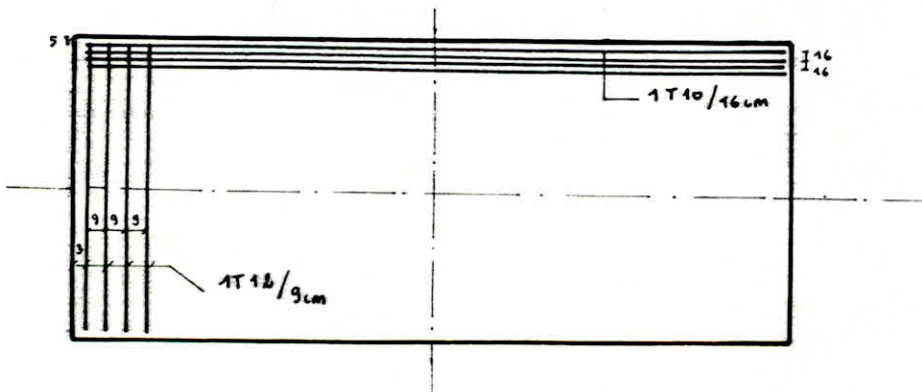
condition de non fragilité:

$$A_0 = 4,91 \text{ cm}^2 \rightarrow A_1 = 3,70 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,69 (100 \cdot 35,3) \frac{518}{4200} \frac{1+0,5}{4} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \left\{ A_0, \max (A_2, 1,2 A_0) \right\} = A_0.$$

### 8.2.1 SCHEMA DU FERRAILLAGE





## 9. REMARQUES FINALES.

1/ Le sol: Les caractéristiques du sol de fondation utilisées pour le calcul de l'ouvrage sur pieux ont été déterminées sur la base d'ouvrages bibliographiques comme pour le mur de quai en bloc de béton.

2/ prédimensionnement du pieu: La détermination de l'effort normal sur pieu est déterminée par une descente de charge. Cet effort nous permet de choisir un diamètre du pieu ainsi que sa longueur d'ancrage dans le sol.

Après avoir effectué un calcul automatique à l'aide du programme "STIFF" pour la structure en portique afin de déterminer les effets réels qui agissent sur le pieu, on fait les vérifications suivantes.

vérification à la portance du pieu à court et long terme.

vérification de la longueur d'ancrage pour les efforts horizontaux par la méthode de Brinch Hansen.

3) Efforts: La plateforme de l'ouvrage sur pieux doit toujours comporter du côté mer une poutre horizontale de forte section pour éviter de graves dommages en cas de choc anormalement élevé ou accidentel du navire.

4) Ferrailage: les quais sur pieux directement accostables doivent supporter d'importants efforts pour cela:

- à la jonction de la plateforme avec les pieux, le béton doit être efficacement fretté par des cercles de façon à éviter tout éclatement sous l'effet des réactions d'encastrement de la tête des pieux

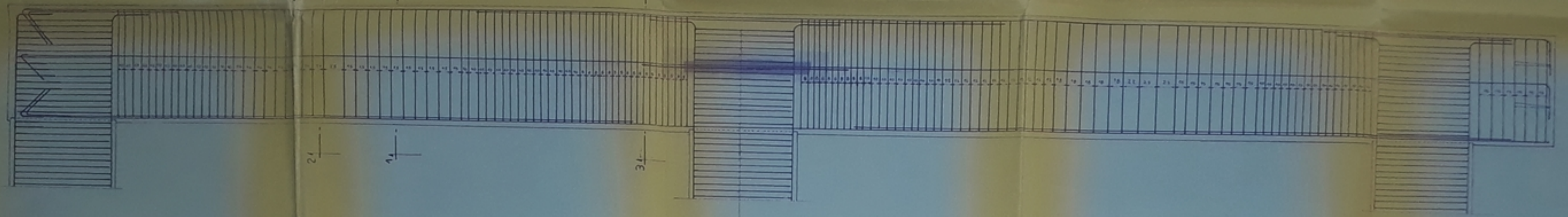
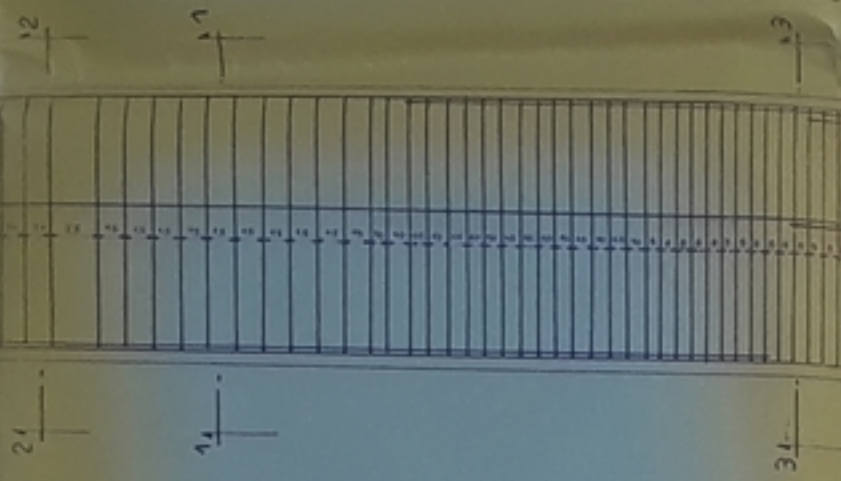
Il semble que du point de vue économique la structure "murs en blocs de béton" est moins coûteuse que celle d'un quai sur pieux forés.

Cette dernière demande une superstructure lourde pour supporter les surcharges notamment des chariots élévateurs et des grues sur rail. Dans certains cas elle pourrait s'avérer indispensable pour des raisons techniques (état de sol de fondation, conditions d'agitation), mais ces problèmes ne se posent pas au niveau du port de Genes.

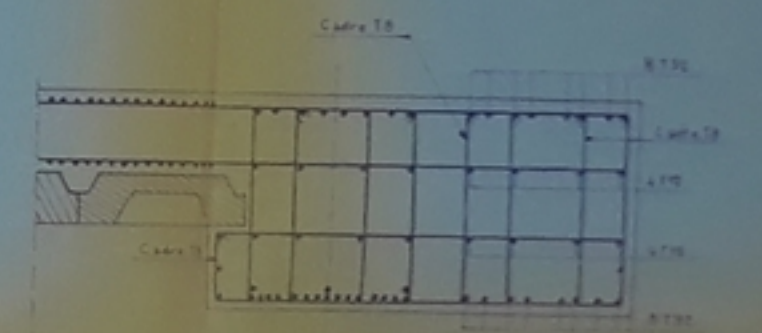
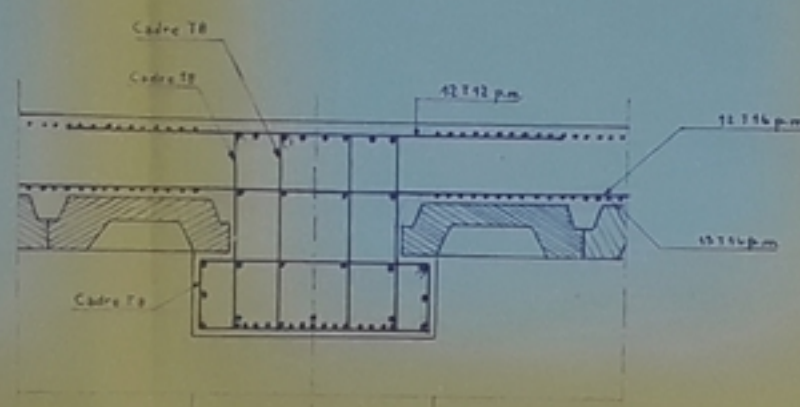
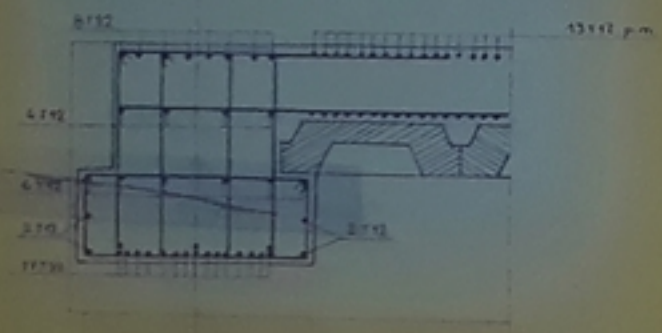
## BIBLIOGRAPHIE :

- [1] J.A. TALOBRE, *La mécanique des roches*, Dunod, p 423 - 428.
- [2] M. BORECKI et M. CHUDEK, *Mechanika gorotworn*, en polonais (mécanique des roches), Slask, 1972, p 12-13
- [3] H. KIDYBINSKI, *Podstawy geotechniki kopalmaney*, en polonais (principes de la géotechnique minière), Slask, 1981 p.52
- [4] K. THIEL, *Mechanika skalwinzynieri wodney*, en polonais (mécanique des roches appliquée au génie civil), 1980, p 54
- [5] A. GUERRIN, *Traité de béton armé*, tome 11 : *Constructions diverses*, Dunod, 1976, p. 109 - 112
- [6] S. OKAMOTO, *Introduction to earthquake engineering*, University of Tokyo Press, 1973 p. 230-240
- [7] *Earthquake resistant design for quaywalls and piers in Japan*, the Japan society of civil engineers, 1980
- [8] M. FDRNI, *Fondations spéciales et reprise en sous œuvre*, Eyrolles, 1981
- [9] G. SANGLERAT et J. COSTET, *Cours pratique de mécanique des sols*, tome 2 : *calcul des ouvrages*, Dunod, 1983
- [10] G. SANGLERAT et J. COSTET, *Cours pratique de mécanique des sols*, tome 1 : *plasticité et calcul des tassements*, Dunod, 1981
- [11] *The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces*, Danish geotechnical institute, 1961
- [12] V. DAVIDOVICI, *Aide mémoire de béton armé*, Eyrolles, 1974
- [13] Fond 72, LCPC SETRA
- [14] P. CHARON, *Calcul pratiques des sections en béton armé: Flexion simple et composée*, Eyrolles, 1973
- [15] J. CHAPON, *Travaux maritimes tome 2*, Eyrolles 1982
- [16] S. P. TIMOSHENKO, *Resistance des matériaux*, tome 2, Dunod, 1968, p 1-22.
- [17] M. BELAZOUGUI, *Cours de béton armé tome 2*, O. P. U., 1983
- [18] G. A. LEONARDS, *Les fondations*, Dunod 1968, p 441-782
- [19] G. PHILIPPONNAT, *Fondations et ouvrages en terre*, Eyrolles, 1979
- [20] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (CCBA 68)*, Eyrolles, 1975
- [21] Documents du LEM pour la détermination des effets et le dimensionnement des accennires du quai.

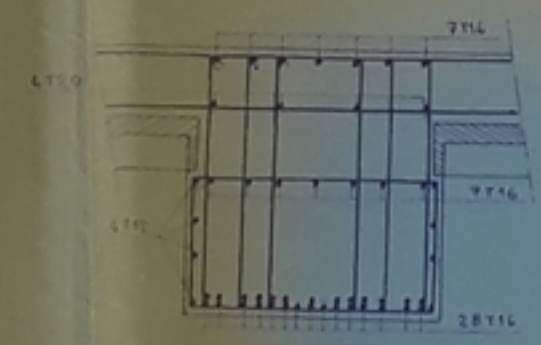
POUTRE TRANSVERSALE



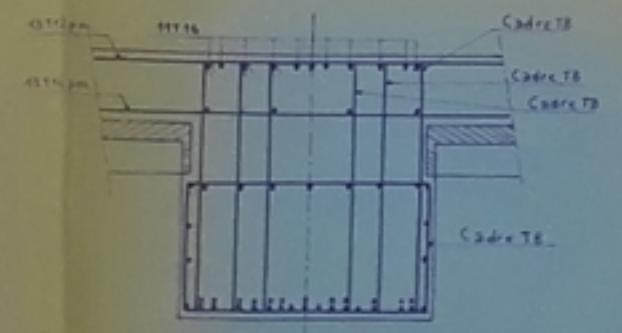
42 Cercles T46 p.m.



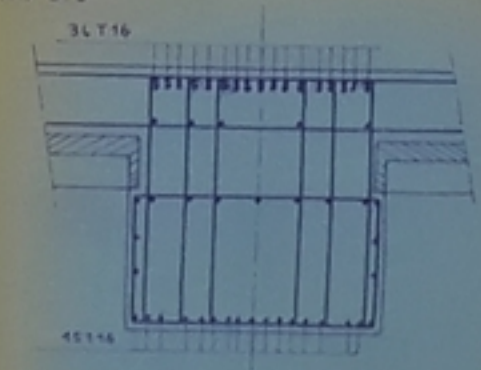
Section 1-1



Section 2-2



Section 3-3



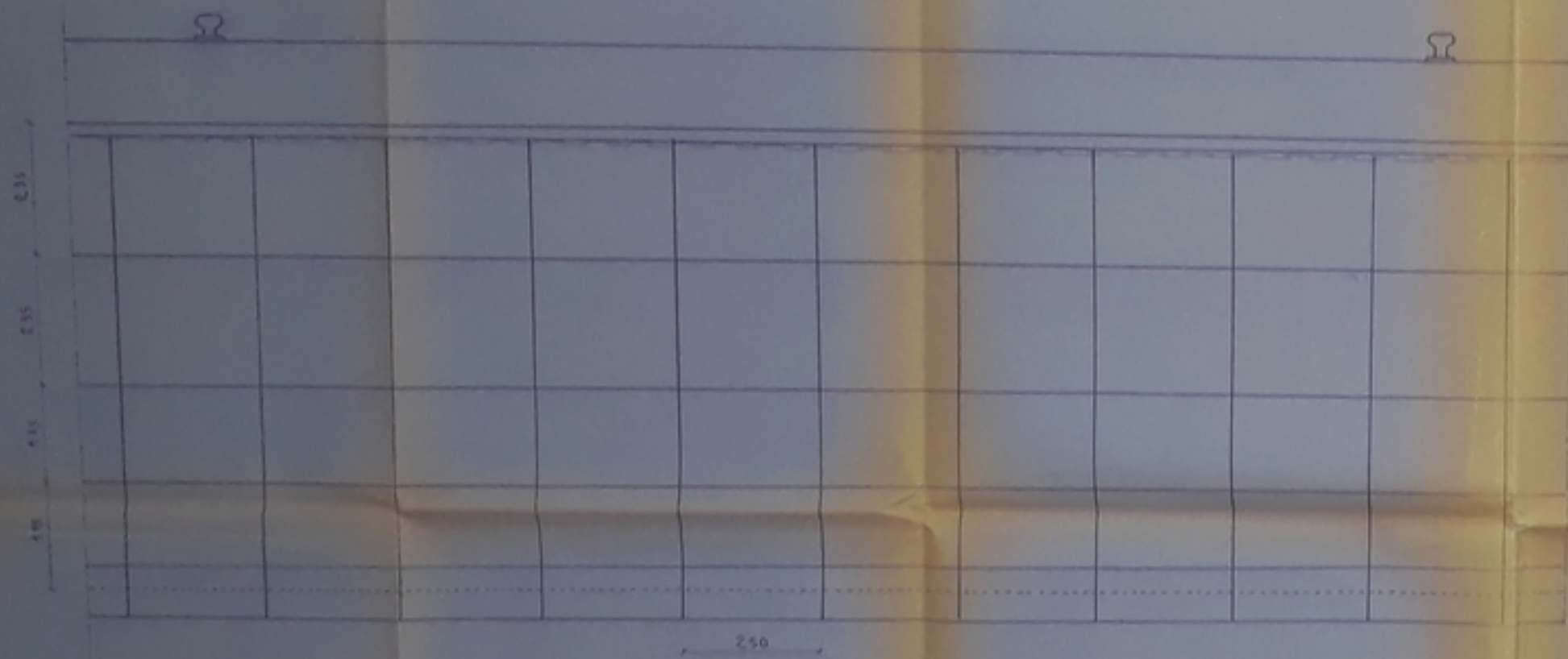
BP 59/85

PROJET DE FIN D'ETUDE	
Ech. 1/20	Etat de l'ouvrage au 15/05/2008
Date 05	Intégré au 15/05/2008
QUIL VUE PIECE FORAS	
Ferraillage	



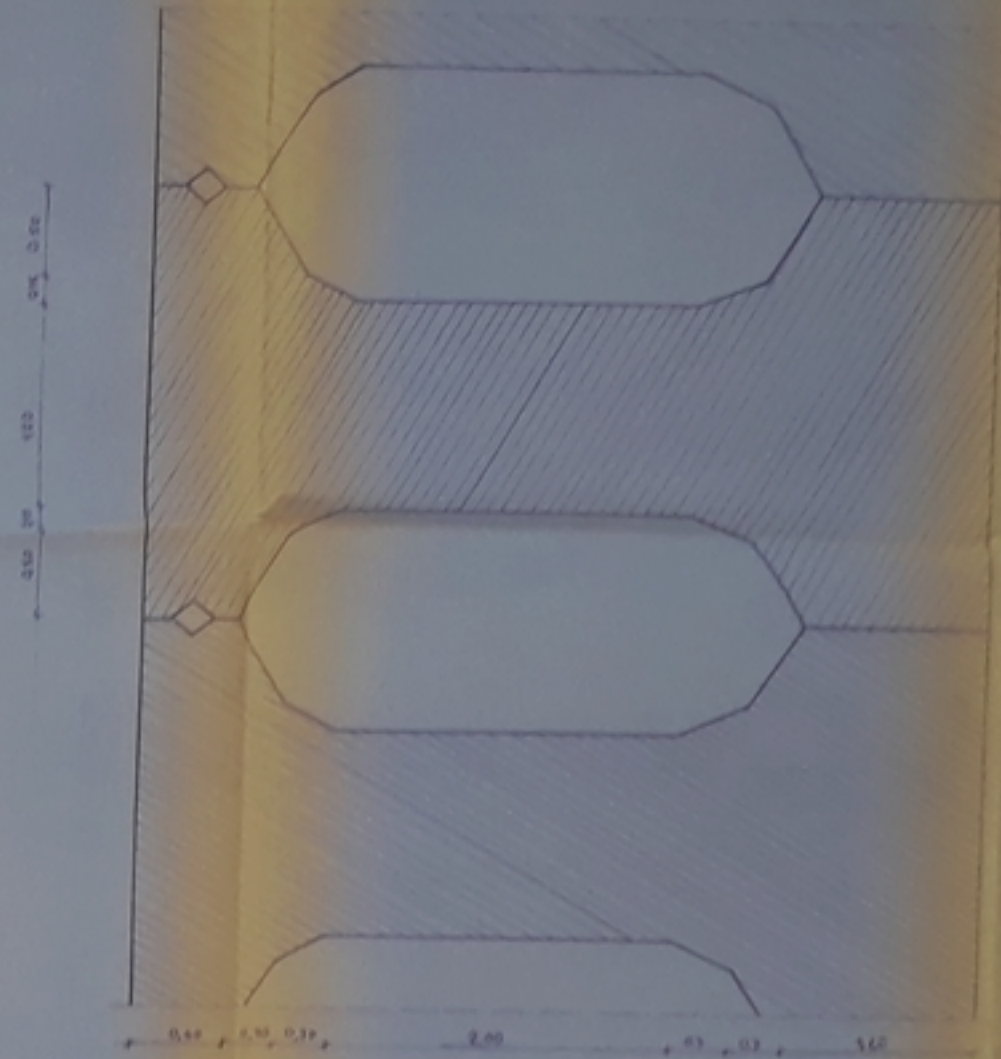
VUE EN ELEVATION DU MUR DE QUAI

Ech. 1/50

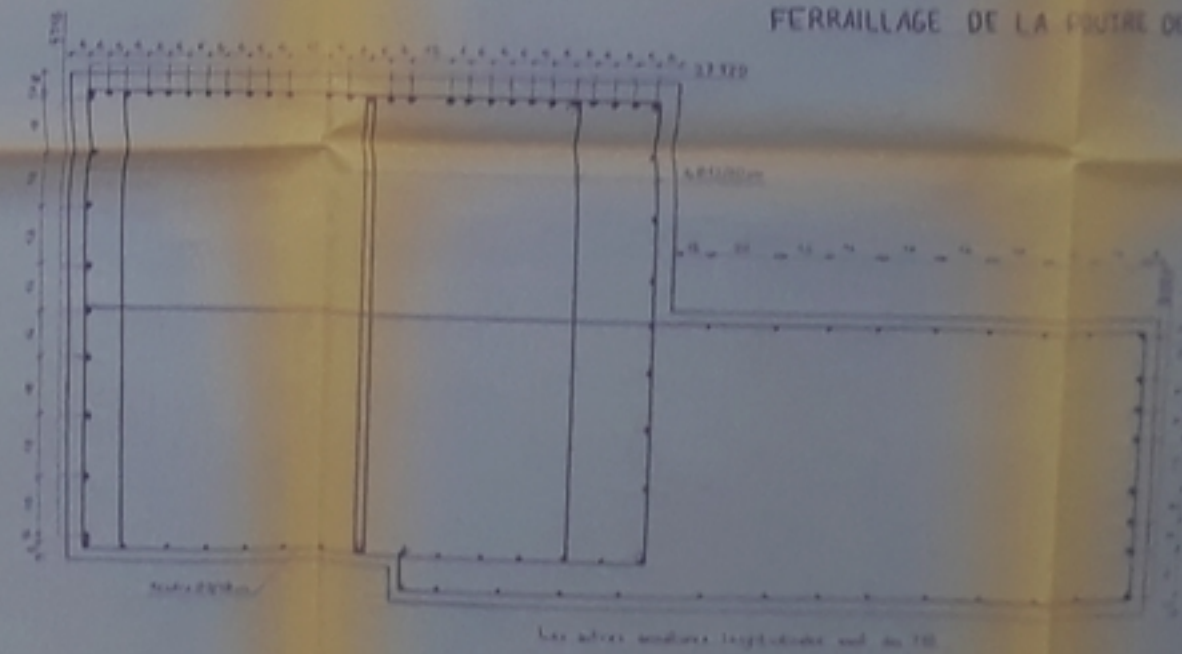


COUPE AA Forme des blocs et leurs évidements

Ech. 1/20

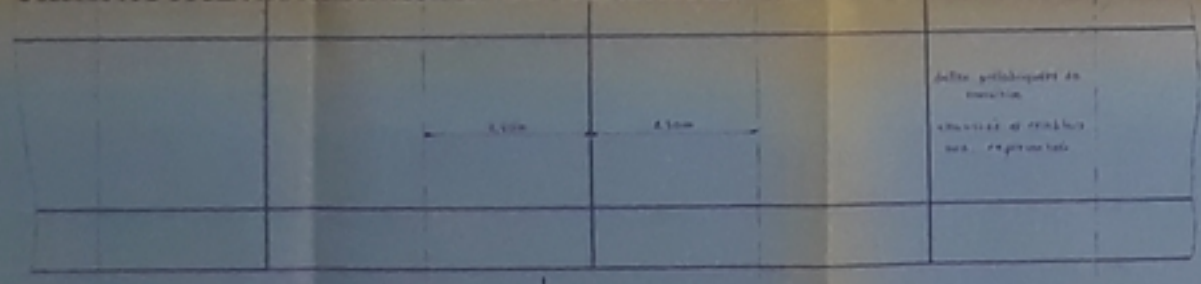
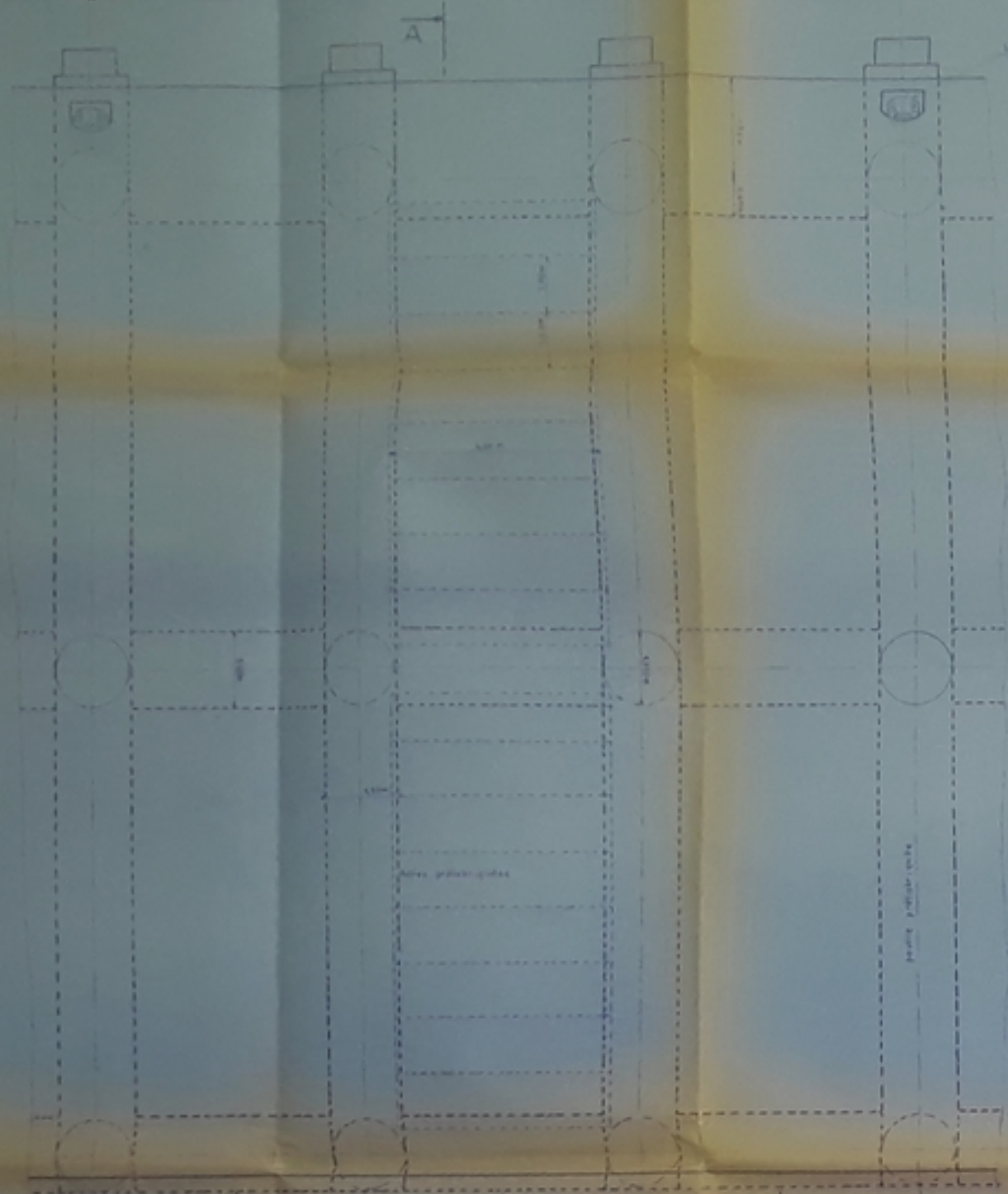


FERRAILLAGE DE LA FOUTRE DE ROULEMENT

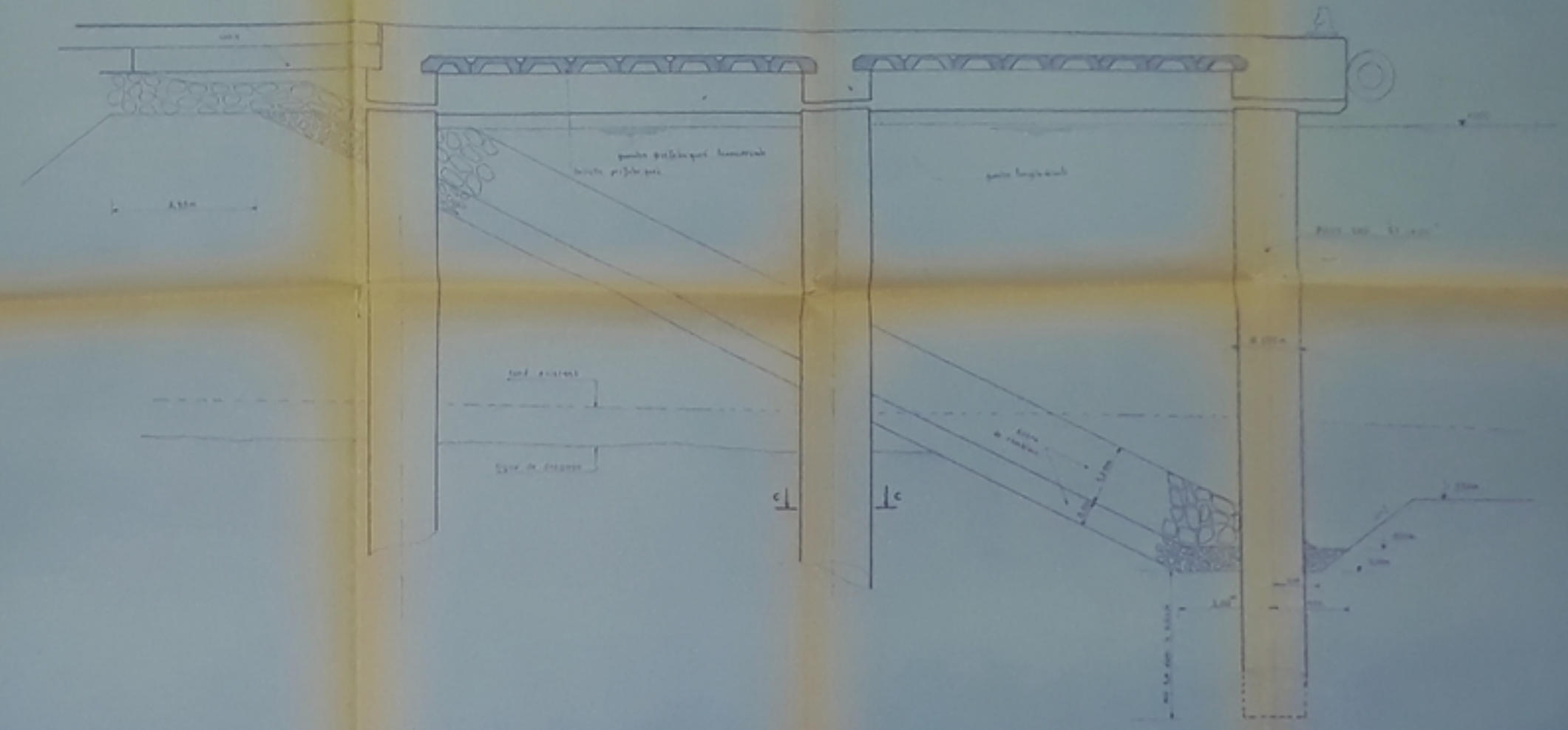


Ech. 1/50

PROJET DE FIN D'ETUDE	
Projetant	Etude par A. BENOIT et C. BENOIT
Date	Septembre 1955
MUR DE QUAI EN BLOCS DE BTON	
VUE EN ELEVATION DE LA QUAI	
APPRETEUR DE LA TRACÉ	
M. BENOIT	
COUPE AA	



VUE EN PLAN  
Ech 1/50



COUPE A A



053/85

PROJET DE FIN D'ETUDE

ÉLÉVATION	ÉLÉVATION
PLAN	PLAN

QUE SUR PERS FOIES  
VUE EN PLAN ET COUPE

