

UNIVERSITÉ D'ALGER

7/78

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

المدرسة لوطنية للعلوم الهندسية

— المكتبة —

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

BIBLIOTHÈQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

*SALLES DE SPECTACLE
ET DE GYMNASTIQUE*

Etudié par :

BOUSSOUF Mostefa Djamel

SIMOUSSI Abdelmadjid

Dirigé par M. BABAYAN

Signé par M. MAMANU

OCTOBRE-JANVIER 1977-78

UNIVERSITÉ D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

المدرسة لوطنية للعلوم الهندسية
- المكتبة -

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

BIBLIOTHÈQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

*SALLES DE SPECTACLE
ET DE GYMNASTIQUE*

Etudié par :

BOUSSOUF Mostefa Djamel

SIMOUSI Abdelmadjid

Dirigé par M. BABAYAN

Signé par M. MAMANU

OCTOBRE-JANVIER 1977-78

A mes parents .
mostefa - djamel .

A mes parents, mes frères et soeurs et à J. Champagnac.
Abdelmajid

INTRODUCTION.

Ce document est une thèse de fin d'études au cycle d'ingénieurs en Génie-civil de l'École Nationale Polytechnique, promotion 1972-77.

le sujet a été proposé par Altra (Entreprises Algériennes de Grands Travaux).

L'objet de l'étude faite est de donner à partir "d'un avant-projet" certaines méthodes de calcul des différents éléments rencontrés généralement dans une construction en béton armé.

Cette étude est complétée par les dessins nécessaires au chantier pour la réalisation de la construction calculée.

Nous remercions:

- Notre promoteur Monsieur Babayan, ingénieur en Génie-civil à Altra,
- Monsieur Sahbi, directeur d'Altra,
- Monsieur Momanu, maître de conférences à l'Ecole Nationale Polytechnique,
- Tout le personnel d'Altra,

pour nous avoir aidés à établir ce document.

TABIE DES MATIERES

I.	Description de l'ouvrage.	page	5
II.	Caractéristiques de la région.		6
III.	Matériaux utilisés.		7
IV.	Calcul des planchers.		8
	A. Plancher terrasse.		
	1. Etude de la poutrelle.		
	2. Etude du hourdis.		19
	B. Plancher salle de spectacle.		23
	1. Etude de la poutrelle		
	2. Etude du hourdis.		31
	C. Plancher salle de gymnastique.		32
	D. Plancher salle de projection		
V.	Calcul des éléments en console.		36
	A. Calcul du palier.		
	B. Calcul de l'acrotère.		40
	C. Calcul du garde-corps		41
VI.	Etude de l'effet du vent sur la construction.		43
VII.	Calcul des portiques.		47
	A. Généralités.		
	B. Portique de rive.		51
	C. Portique au droit du joint.		137
	D. Portique du milieu.		151
VIII.	Calcul du mur de soutènement.		166

IX.	Calcul des escaliers.	176
	A. Escalier principal.	
	B. Escalier en hélice.	182
X.	Calcul des fondations.	188
XI.	Remarques.	199
	A. Escalier de la scène.	
	B. Longrines.	

I. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.

Notre projet consiste à faire l'étude d'une construction à ossature en béton armé située au Sahara (Hassi-Messaoud) ayant :

- au niveau supérieur, une salle de spectacle de 350 places, de dimensions 35x15 mètres.
- au niveau inférieur, une salle de gymnastique de dimensions 12x15 mètres.

Cette construction comporte :

- au niveau de la terrasse, des poutres de 15 mètres de portée.
- au niveau du plancher de la salle de spectacle, des poutres de 7,5 mètres de portée.
- un joint de dilatation de 2 centimètres de largeur.
- 6 ouvertures de dimensions 50x40 cm dans le plancher terrasse permettant l'emplacement d'appareils de climatisation de la salle.

II. CARACTERISTIQUES DE LA RÉGION.

A. CONTRAINTE ADMISSIBLE DU SOL :

La contrainte admissible donnée par l'étude du sol dans cette région varie de 3,5 à 4 kg/cm².

B. EFFET DU SÉISME :

Hassi-Messaoud est située dans une zone de faible sismicité. Dans nos calculs, nous négligerons cet effet.

C. EFFETS DES SURCHARGES CLIMATIQUES :

1. Neige : Il n'y a pas de neige dans cette région.

2. vent : Il est important dans cette région, le tableau des surcharges climatiques en Algérie donne pour Hassi-Messaoud une pression dynamique de base : $q_{10} = 71 \text{ kg/m}^2$.

3. sable : la surcharge due à l'accumulation de sable sur la terrasse est égale à 50 kg/m^2 .

D. EFFETS DE LA TEMPÉRATURE ET DE RETRAIT :

Nous ne tiendrons pas compte de ces effets dans notre construction (cause ~~ajout~~ de dilatation).

III - MATÉRIAUX UTILISÉS

A - BÉTON

Nous utiliserons un béton dosé à 350 kg/m^3 et peu contrôlé, CPA 325. Nous aurons donc pour ce béton les contraintes admissibles suivantes :

- 1 - En compression simple : $\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$
- 2 - En flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$.
- 3 - En flexion composée : $\bar{\sigma}'_b = \min \{ 2\bar{\sigma}'_{b0}; (1 + \frac{e_0}{3e_1}) \bar{\sigma}'_{b0} \}$
 $e_0 = \frac{M}{N}$ (excentricité)
 $e_1 = \frac{h_t}{6}$; h_t désignant la hauteur totale de la section soumise à la flexion composée.

- 4 - contrainte de traction de référence : $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

B. ACIERS

Les aciers utilisés pour constituer les armatures du béton armé seront :

- 1 - des ronds lisses Fe 24, avec $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}_a$ et $\bar{\sigma}'_a$ étant respectivement les contraintes admissibles en traction et en compression.
- 2 - des armatures à haute adhérence Fe E 40, avec $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$.
- 2 - des treillis soudés, $\phi \leq 6 \text{ mm}$; $\bar{\sigma}_{en} = 5200 \text{ kg/cm}^2$.

IV. CALCUL DES PLANCHERS.

Nous choisirons des planchers à corps creux et des poutrelles préfabriquées afin de réaliser une économie de bois dans le coffrage et faciliter l'exécution.

A. PLANCHER TERRASSE :

1. ÉTUDE DE LA POUTRELLE :

a. Prédimensionnement :

- Hauteur : Soit h_t la hauteur totale de la poutre et l la portée entre nus des deux poutres sur lesquelles repose la poutrelle. Nous prenons :

$$\frac{1}{10} \geq \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \quad \text{avec } l = 2,70 \text{ m}$$

$$\text{donc : } \frac{1}{10} \geq \frac{h_t}{2,70} \geq \frac{1}{15} \quad ; \quad \text{soit } 0,27 \geq h_t \geq 0,18 \text{ m}$$

nous prenons :

$$h_t = 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{plancher } 20+5.$$

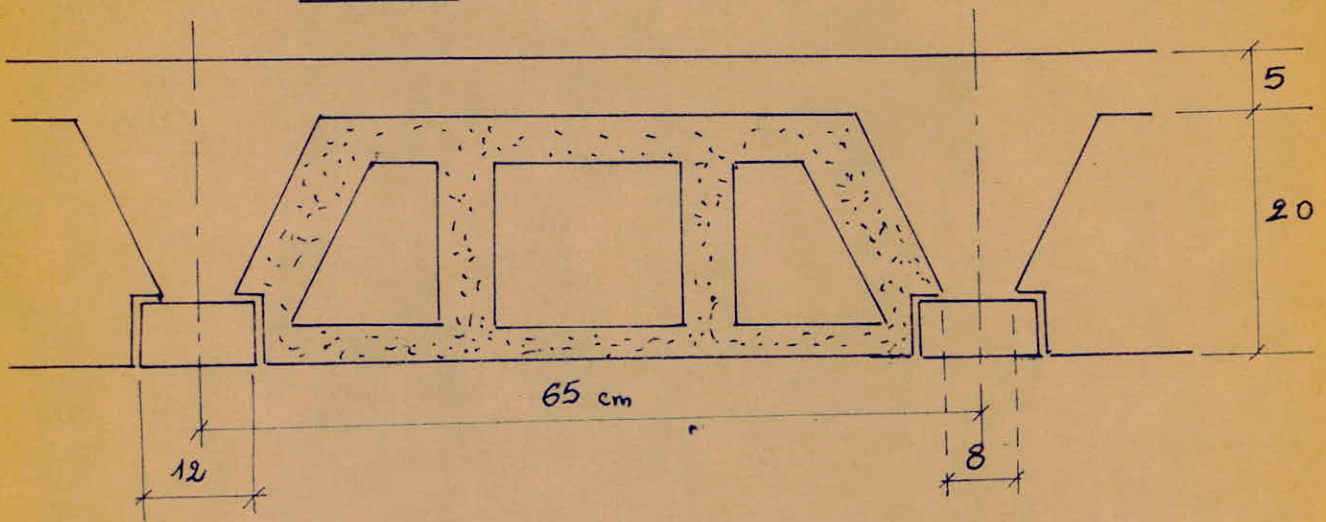
- Largeur : Soit b_0 la largeur de la poutrelle. Nous choisissons une largeur qui nous permet de placer les armatures nécessaires suffisamment éloignées des parois de la poutrelle et suffisamment écartées entre elles. Nous prenons :

$$0,3 h_t \leq b_0 \leq 0,4 h_t$$

$$\text{Soit : } 0,3 \times 25 \leq b_0 \leq 0,4 \times 25 \quad ; \quad 7,5 \leq b_0 \leq 10 \text{ cm}$$

$$b_0 = 8 \text{ cm}$$

Schéma :

b. Évaluation des charges et surcharges:

Gravier		3 cm
Isolation hydrofuge		1 cm
Chape de protection (mortier)		2 cm
Isolation thermique (Lierre)		10 cm
Béton de pente		6 cm
Plancher		25 cm
enduit de plâtre		2 cm

pois propre du Gravier:	$0,03 \times 1700 = 51$	kg/m^2
" " de l'isolation hydrofuge:	$= 30$	kg/m^2
" " de la chape de protection:	$0,02 \times 2000 = 40$	" "
" " de l'isolation thermique:	$0,10 \times 400 = 40$	" "
" " du Béton de pente:	$0,06 \times 2000 = 120$	" "
" " du plancher 20 + 5 cm:	325	" "
" " de l'enduit de plâtre:	$0,02 \times 1800 = 36$	" "

$$G = 642 \text{ kg/m}^2$$

- Surcharges (S) :

• Surcharges climatiques (sable)	50	kg/m ²
• " d'exploitation (1 homme)	100	" "

$$S = 150 \text{ kg/m}^2$$

Nous calculons les poutrelles, sous les sollicitations totales pondérées du premier genre :

$$P = G + 1,2S + T$$

Les effets de la température et du retrait sont négligés parce que les éléments de cette construction séparés par ~~les~~ joints de dilatation, ont de faibles dimensions. La sollicitation P se réduit alors à :

$$P = G + 1,2S.$$

$$\text{Soit : } P = 642 + 1,2 \times 150 = 822 \text{ kg/m}^2.$$

$$P = 822 \text{ kg/m}^2$$

C. Principe de calcul :

Nous la considérons comme une poutre rectangulaire simplement appuyée à ses deux extrémités et soumise à une charge uniformément répartie p sur une longueur $L = 2,7 \text{ m}$.

Calcul de p :

$$p = (G + 1,2S) \times \left(\frac{d}{2} + \frac{d}{2} \right) ; \quad d \text{ étant la distance entre-axes des poutrelles, soit } d = 0,65 \text{ m.}$$

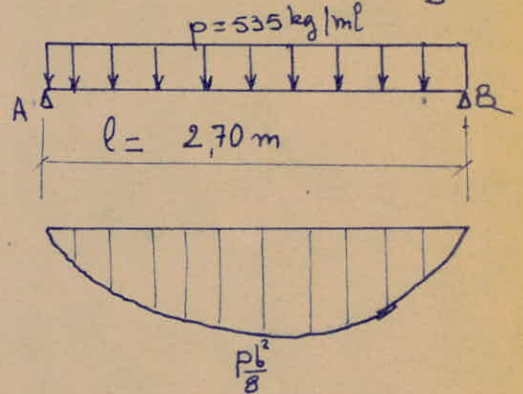
nous avons donc :

$$p = 822 \times 0,65 = 534,3 \text{ kg/ml.}$$

$$p = 535 \text{ kg/ml.}$$

d. Calcul des efforts:

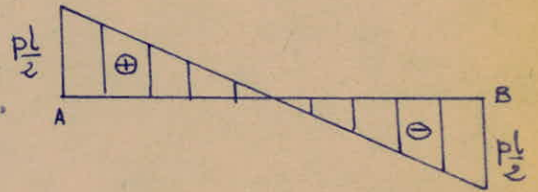
- Moment fléchissant maximal en travée: $M = p \frac{l^2}{8}$
 soit $M = 535 \frac{2,70^2}{8} = 487,52 \text{ kg.m}$



- Effort tranchant maximal:

$$T_A = T_B = \frac{pl}{2} = \frac{535 \times 2,70}{2} = 722,25 \text{ kg}$$

$$\underline{T_A = T_B = 722,25 \text{ kg}}$$



e. Détermination de la section d'aciers en travée:

nous utilisons la méthode de CHARRON.

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 48752}{2800 \times 8 \times 23^2} = 0,0617 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8971 \\ k = 33,6 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{48752}{2800 \times 0,8971 \times 23} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Nous prenons $\underline{A = 0,85 \text{ cm}^2} \rightarrow \underline{3T6}$

f. Section sur appuis:

Nous mettons sur chaque appui un T8 qui joue le rôle d'aciers de chapeau. pouvant équilibrer un moment égal environ à $-0,15M$.

g. Vérfications:- Contrainte de compression dans le béton:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{33,6} = 83,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

- Condition de non fragilité:

Pour que la poutrelle puisse être considérée comme appartenant au domaine du béton armé, il est nécessaire que la section des armatures longitudinales tendues soit supérieure à la valeur limite suivante, définie par l'article 19 et 52,1. des règles C.C.BA 68 (réédition 70).

$$\frac{A}{b_0 h} \geq \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2$$

Dans cette formule:

$A = 0,85 \text{ cm}^2$; c'est la section des armatures longitudinales tendues.

$b_0 = 8 \text{ cm}$ " " largeur de la nervure.

h_t et h égales à 25 et 23 cm; la hauteur totale et la hauteur utile de la pièce.

$\psi_4 = 0,54$ pour les aciers écrouis.

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{0,85}{8 \times 23} = 5,4 \cdot 10^{-3}$$

$$\psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 0,54 \frac{5,9}{2800} \left(\frac{25}{23} \right)^2 = 1,3 \cdot 10^{-3}$$

} condition de non fragilité vérifiée.

- Calcul de la flèche de la poutrelle: (Art. 58.4 C.C.BA 68)

les poutrelles pour lesquelles $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$ ont une rigidité valable si elles vérifient:

$$\cdot \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{et} \quad \cdot \bar{\omega}_0 = \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$M_t =$ moment flechissant maximal en travée.

$M_0 =$ " " " " " d'une poutre indépendante.

dans notre cas $M_t = M_0$.

$l = 270$ cm portée libre.

$\bar{\omega}_0 =$ pourcentage d'armature.

$\sigma_{en} = 4200$ kg/cm² limite d'élasticité nominale des armatures tendues.

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{22,5} &= 0,044 \\ \frac{h_r}{l} &= \frac{25}{270} = 0,093 \end{aligned} \right\} \frac{h_r}{l} > \frac{1}{22,5}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h_r}{l} &= 0,093 \\ \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} &= \frac{1}{15} = 0,0083 \end{aligned} \right\} \frac{h_r}{l} > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\omega}_0 &= \frac{A}{b_0 h} = \frac{0,85}{8 \times 25} = 0,0046 \\ \frac{36}{\sigma_{en}} &= \frac{36}{4200} = 0,0086 \end{aligned} \right\} \bar{\omega}_0 < \frac{36}{\sigma_{en}}$$

h. Etude de l'effort tranchant :

- Calcul de la contrainte de cisaillement σ_b :

Pour le calcul de cette contrainte en flexion simple, nous prenons $\bar{z} = \frac{7}{8} h$ (cas de la section rectangulaire).

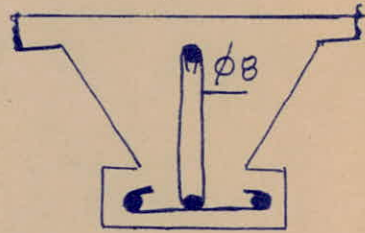
$$\sigma_{bmax} = \frac{T}{b_0 \bar{z}} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{aligned} T_{max} &= 722,25 \text{ kg} \\ b_0 &= 8 \text{ cm} \\ \bar{z} &= \frac{7}{8} \times 23 \end{aligned} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{722,25}{8 \times \frac{7}{8} \times 23} = 4,49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b = \frac{3}{4} \times 5,9 = 4,42 \text{ Kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b > \bar{\sigma}_b$: nous devons disposer des armatures transversales dans la poutrelle.

Nous choisissons des étriers de diamètre $\phi 8$;
aciers FeE24 $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$



- Armatures transversales:

D'après les règles CCBA 68 ; Article 25,12 ; nous avons :

$$\sigma_b' = 83,33 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ donc } \bar{\sigma}_b' < \sigma_b' < 2 \bar{\sigma}_b'$$

$$\bar{\sigma}_b = 4,49 \text{ kg/cm}^2 < \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b'}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{83,33}{68,5}\right) 5,9 = 19,37 \text{ Kg/cm}^2$$

• Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

- Contrainte admissible: (CCBA 68 ; Art. 25,12).

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_a$$

- valeur de ρ_{at} :

$$\rho_{at} = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b'}\right) = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{4,49}{9 \times 68,5}\right) = \max(0,66 ; 0,92)$$

$$\rho_{at} = 0,92 \quad \text{d'où :}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,92 \times 2400 = 2208 \text{ kg/cm}^2$$

$$\underline{\bar{\sigma}_{at} = 2208 \text{ kg/cm}^2}$$

- Espacement admissible \bar{E} entre les étriers:

$$\bar{E} = \max \left\{ 0,2h ; h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \right\} = \max \left\{ 0,2 \times 23 ; 23 \left(1 - 0,3 \times \frac{44,9}{5,9} \right) \right\}$$

$$\bar{E} = \max (4,6 ; 17,74)$$

soit $\bar{E} = 18 \text{ cm}$.

- Espacement t à l'appui:

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_a + z}{T} = \frac{1 \times 2208 \times 7 \times 23}{722,25 \times 8} = 61,5$$

$t > \bar{E}$, nous prenons des étriers régulièrement espacés de
 $t = \bar{E} = 18 \text{ cm}$.

- Conditions aux appuis:

- Longueur de l'appui:

Cette longueur C de l'appui à partir de laquelle nous pouvons compter le commencement de l'ancrage de l'armature est telle que:

$$C \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{b_0}}$$

Soit $C \geq \frac{2 \times 722,25}{8 \times 68,5} = 2,6 \text{ cm}$

nous prenons $C = 3 \text{ cm}$.

- Armatures inférieures:

Sur un appui la section A des armatures inférieures doit satisfaire la relation: $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$

Dans notre cas, nous avons supposé dans nos calculs des appuis simples, donc: $M = 0$.

$$\left. \begin{array}{l} A\bar{\sigma}_a = 0,85 \times 2800 = 2380 \text{ kg} \\ T = 722,25 \text{ kg} \end{array} \right\} \rightarrow A\bar{\sigma}_a > T \text{ vérifiée.}$$

- Entraînement des armatures :

. Contrainte d'adhérence admissible: Elle est fixée par les règles C.C.BA 68, art. 29,1, pour les barres isolées ou en paquets: $\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$ dans les poutres.

ψ_d = coefficient de scellement, il est égal en général à 1,5 pour les barres à haute adhérence.

$$\text{Soit: } \bar{\sigma}_d = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2.$$

. Contrainte d'adhérence: nous avons $\bar{\sigma}_d = \frac{T}{\sum p_{ui}} \times \frac{A_i}{A}$

A = Section totale des armatures tendues.

A_i = " d'une barre i , ou d'un paquet de barres.

p_{ui} = Périmètre utile d'une barre i , ou d'un paquet de barres

Dans notre cas, les armatures tendues sont constituées par n barres isolées identiques, nous avons donc $A = n A_i$ et $p_{ui} = p$ (p = périmètre d'une barre), la formule devient alors:

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{npz} = \frac{722,25}{5,03 \times \frac{7}{8} \times 23} = 7,13 \text{ kg/cm}^2.$$

$np = 5,03$ est donnée directement d'un tableau de CHarron.

$$\bar{\sigma}_d = 7,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifiée).}$$

- Ancrage des armatures Longitudinale des poutrelles dans la poutre :

Nous prenons: $L = 0,4 l_d$, avec $l_d = 40 \phi$

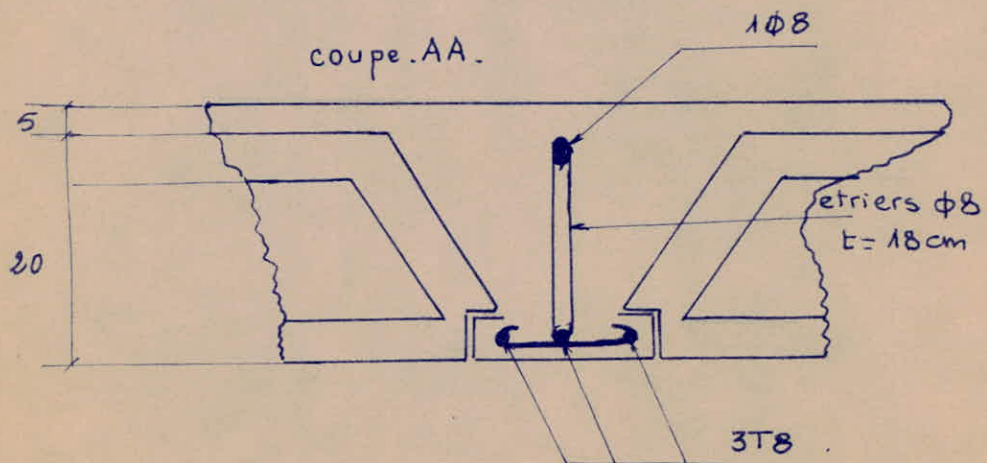
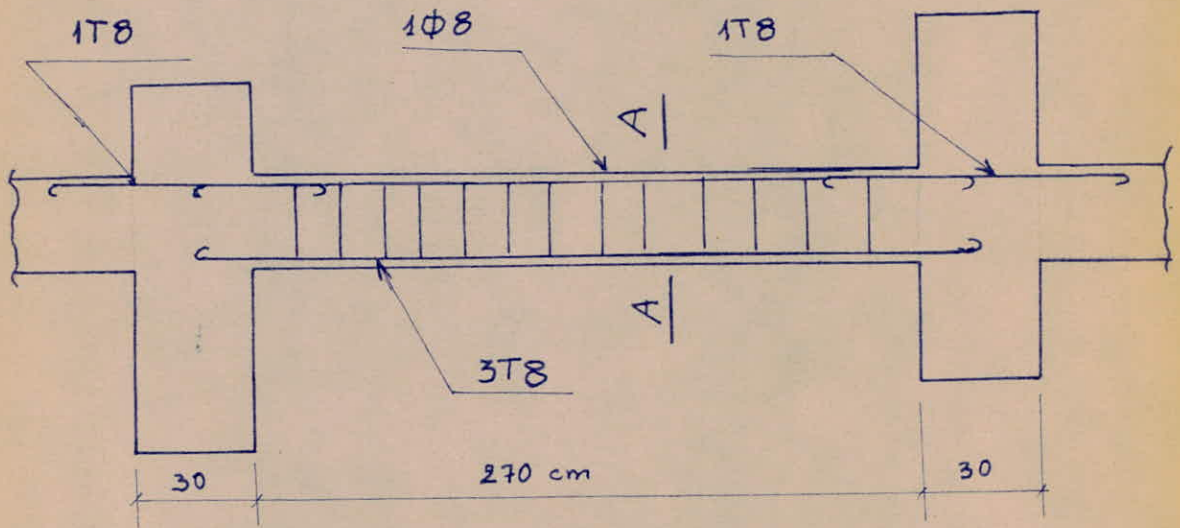
L: est la longueur d'ancrage.

l_d = longueur de scellement droit.

Soit : $l_d = 40\phi = 40 \times 6 = 240 \text{ mm}$.

$L = 0,4 \times 40\phi = 0,4 \times 40 \times 6 = 96 \text{ mm}$

$L + C = 9,6 + 3 = 12,6 \text{ cm} \approx 13 \text{ cm}$.



- Vérification de la condition de non fissuration du béton :

Nous avons la valeur de la contrainte admissible :
 $\bar{\sigma}_a = \sigma_a \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$, celle-ci a été établie d'après les caractéristiques mécaniques de l'acier. Les calculs peuvent nous amener à utiliser pour $\bar{\sigma}_a$ une valeur inférieure. Afin de limiter la fissuration du béton, nous devons vérifier d'après les règles du CCBA 68, art. 49 que :

$$\bar{\sigma}_a \leq \max \{ \sigma_1 ; \sigma_2 \}$$

avec $\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f}$; $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta k \bar{\sigma}_b}{\phi}}$;

$k = 10^6$ la fissuration des zones tendues est préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries.

$\bar{\sigma}_b = 5,8$ bars, contrainte de traction de référence du béton.

$\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence, appelé coefficient de fissuration.

$\phi = 6 \text{ mm}$, diamètre nominal de la plus grosse des barres tendues de la section d'enrobage.

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$ pourcentage de fissuration.

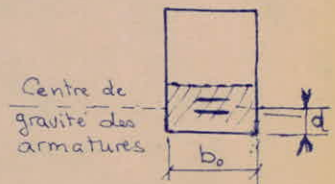
$A = 0,85 \text{ cm}^2$ section totale d'armatures tendues.

$B_f = 2 db_0 = 2 \times 2 \times 8 = 32 \text{ cm}^2$.

$$\bar{\omega}_f = \frac{0,85}{32} = 0,0266$$

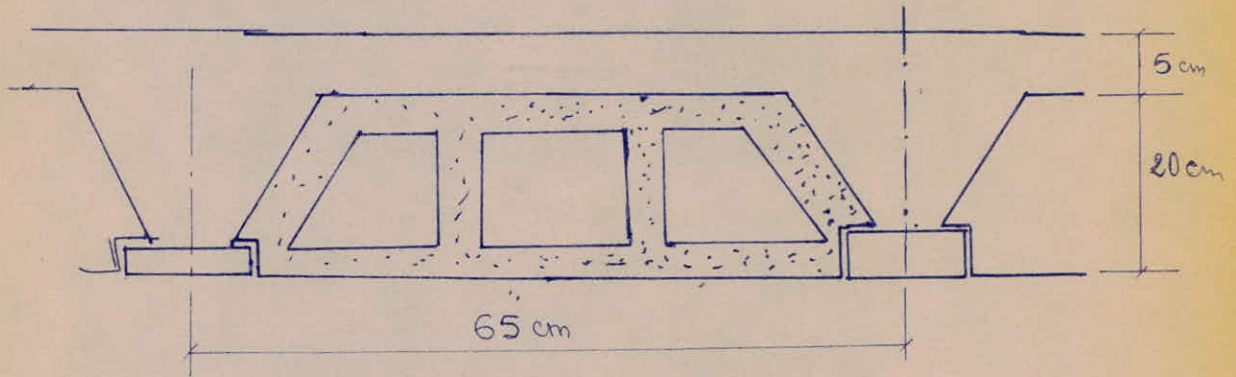
$$\sigma_1 = 10^6 \times \frac{1,6}{6} \frac{0,0266}{1 + 0,0266} = 5600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 5600 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifiée)}$$



2. ÉTUDE DU HOURDIS:

a. Dimensions:



b. Evaluation des charges et surcharges:

- Charges (G)

- poids propre de la dalle en béton armé: $0,05 \times 2500 = 125 \text{ kg/m}^2$
 - " " des revêtements (béton de pente, isolat...) $= 281 \text{ " "}$
-
- $G = 406 \text{ kg/m}^2$

- Surcharges (S):

$$S = 150 \text{ kg/m}^2 \text{ (Idem poutrelle).}$$

- Nous calculons la dalle en béton armé qui est au dessus du corps creux, sous les sollicitations pondérées du premier genre en tenant compte des règles du C.C.BA 68 (redaction 70) Art. 7, 2 et Art 3, 1.

$$P = G + 1,25 = 406 + 1,2 \times 150 = 586 \text{ kg/m}^2$$

c. Principe de calcul:

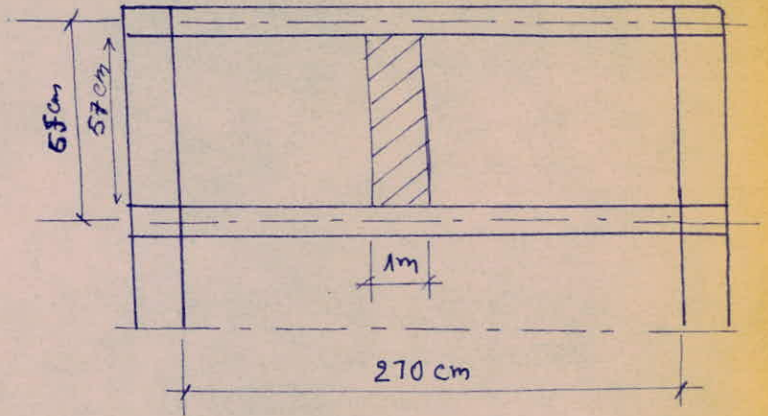
Nous la considérons comme une plaque rectangulaire simplement appuyée sur ses 4 côtés et soumise à une charge uniformément répartie (p).

- Calcul de p:

nous calculons pour une bande de 1m de largeur dans le sens de 270 cm.

Soit $p = 586 \times 1 =$

$p = 586 \text{ kg/ml}$

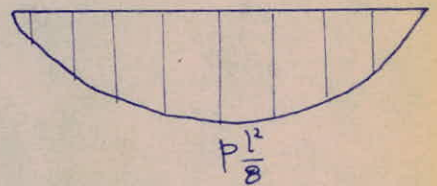
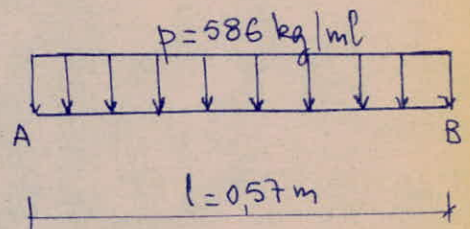


d. Calcul des efforts:

- Moment flechissant maximal en travée: $M = p \frac{l^2}{8}$

Soit $M = 586 \times \frac{0,57^2}{8} =$

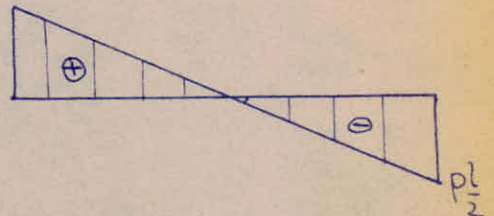
$M = 23,8 \text{ kg.m}$



- Effort tranchant maximal:

$T_A = T_B = p \frac{l}{2} = 586 \times \frac{0,57}{2} = 167 \text{ kg}$

$T_A = T_B = 167 \text{ kg}$



e. Détermination de la section d'aciers en travée:

nous utilisons la méthode de Charron.

$$\mu_1 = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 2380}{3533 \times 100 \times 4^2} = 0,0063 \quad \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9640 \\ h = 124 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{2380}{3533 \times 0,9640 \times 4} = 0,17 \text{ cm}^2$$

Nous prenons un treillis soudé de $\bar{\sigma}_a = 3533 \text{ kg/cm}^2$ et $\phi \leq 6$.

Soit $A_p = 142 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ espacés de $t = 20 \text{ cm}$.
 $A_r = 0,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ " " $t = 30 \text{ cm}$

$$\boxed{\text{TS } 6.4 / 200 \times 300.}$$

f. Vérfications:

- Contrainte de compression dans le béton:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{124} = 117 \text{ kg/cm}^2.$$

- Condition de non fragilité:

Dans une plaque rectangulaire appuyée sur ses quatre côtés les armatures normales, soumise à la traction ou à la flexion simple ou composée, et susceptibles d'être tendues doivent présenter une section minimale déterminée d'après les règles du CEB-FIB (rédaçtion 70), art. 52.2.

$$\rho = \frac{b_x}{b_y} = \frac{57}{270} = 0,21$$

• quelle que soit la valeur de ρ ; nous devons avoir:

$$\frac{A_x}{b h_x} \geq \frac{44}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_r}{h_x} \right)^2$$

$$\frac{A_x}{b h_x} = \frac{142}{100 \times 4} = 0,00355$$

$$\frac{44}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_r}{h_x} \right)^2 = \frac{0,54}{2} (2 - 0,21) \frac{59}{2800} \left(\frac{5}{4} \right)^2 = 0,00126$$

} vérifiée

• pour $\rho \leq 0,40$; nous devons avoir:

$$\frac{A_y}{b h_y} \geq 0,3544 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_r}{h} \right)^2$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_y}{b h_y} &= \frac{0,42}{100 \times 3,4} = 0,00124 \\ 0,354 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_r}{h_z} \right)^2 &= 0,35 \times 0,54 \frac{5,9}{2800} \left(\frac{5}{3,4} \right)^2 = 0,00086 \end{aligned} \right\} \text{Vérfiée.}$$

- Vérification de la section des armatures perpendiculaires aux nervures :

D'après les règles CCBA 68 (redaction 70) Art. 58,2 :

$$A_p \geq \frac{43 l_n}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$l_n = 65 \text{ cm}$, distance entre-axes des nervures.

$\bar{\sigma}_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2$.

$$\left. \begin{aligned} A_p &= 1,42 \text{ cm}^2 \\ \frac{43 l_n}{\bar{\sigma}_{en}} &= \frac{43 \times 65}{5300} = 0,52 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} A_p \geq \frac{43 l_n}{\bar{\sigma}_{en}} \text{ Vérifiée.}$$

g. Armatures transversales :

- Calcul de la contrainte de cisaillement $\bar{\sigma}_b$:

$$\bar{\sigma}_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b_0 z} = \frac{167 \times 8}{8 \times 7 \times 4} = 0,48 \text{ kg/cm}^2$$

- Calcul de la contrainte admissible de cisaillement $\bar{\bar{\sigma}}_b$:

$$\bar{\bar{\sigma}}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$

- $\bar{\bar{\sigma}}_b > \bar{\sigma}_b$: donc non nécessité de mettre des aciers transversaux.

B. PLANCHER SALLE DE SPECTACLE

1. ÉTUDE DE LA POUTRELLE

a. Prédimensionnement :

soient h_t et b la hauteur et la largeur de la poutrelle.
 Nous utilisons les mêmes poutrelles que celles du plancher terrasse, soit $h_t = 25 \text{ cm}$ et $b = 8 \text{ cm}$.

b. Évaluation des charges et surcharges :

- Au niveau de la salle :






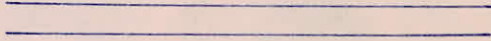
- Poids propre du plancher 20+5 :	325 Kg/m^2
" " de l'enduit : $2000 \times 0,02 \rightarrow$	40 Kg/m^2
" " du tapiflex :	10 Kg/m^2
cloisons	75 Kg/m^2
	<hr/>
	$G = 450 \text{ Kg/m}^2$

Soit S la surcharge d'exploitation.

Nous prenons $S = 500 \text{ Kg/m}^2$.

$$G + 1,2S = 450 + 1,2 \times 500 = 1050 \text{ Kg/m}^2$$

- Au niveau du hall d'entrée :

carrelage		2cm
chape de mortier		2cm
couche de sable		2cm
Plancher 20+5		25cm
Enduit plâtre		2cm

poisds propre du carrelage :	$0,02 \times 2000$	=	40 kg/m^2
" " chape mortier :	$0,02 \times 2000$	=	40 kg/m^2
" " isolation phonique		=	12 "
" " Sable :	$0,02 \times 1600$	=	32 "
" " plancher 20+5 :			325 "
" " plâtre :	$0,02 \times 1800$	=	36 "
" " cloisons :		=	75 "

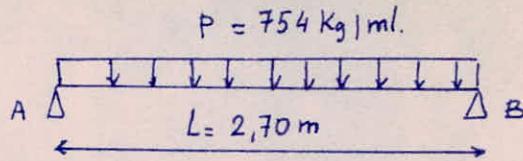
$$G = 560 \text{ kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation : $S = 500 \text{ kg/m}^2$

$$G + 1,2 S = 560 + 1,2 \times 500 = 1160 \text{ kg/m}^2$$

c) Principe de calcul

La poutrelle est considérée simplement appuyée à ses deux extrémités et soumise à une charge uniformément répartie p sur une longueur $L = 2,70 \text{ m}$.



Calcul de p.

$p = (G + 1,25) \times d$, d étant la distance entre axes des poutrelles, soit $d = 0,65 \text{ m}$.

Nous avons donc : $p = 1160 \times 0,65 = \underline{754 \text{ Kg/ml.}}$

d) Calcul des efforts

- Moment fléchissant maximal entravée : $M = \frac{PL^2}{8}$,
soit $M = \frac{754 \times 2,70^2}{8} = \underline{687,08 \text{ Kg.m.}}$

- Effort tranchant maximal :

$$T_A = T_B = \frac{PL}{2} = \frac{754 \times 2,70}{2} = \underline{1018 \text{ Kg.}}$$

e - Détermination de la section d'acier entravée.

$$\nu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 68708}{2800 \times 8 \times 23^2} = 0,0869 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8812 \\ K = 27,1. \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{68708}{2800 \times 0,8812 \times 23} = 1,21 \text{ cm}^2.$$

Nous prendrons $\underline{A = 1,57 \text{ cm}^2} \rightarrow 3T8.$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{27,1} = 103,32 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

f - Section d'acier sur appuis.

Nous disposons aux appuis des armatures supérieures pour équilibrer un moment égal à $-0,15 M_0$.
Nous mettons donc sur chaque appui un T8.

g - vérifications

- Condition de non fragilité : $\frac{A}{b_0 h} \geq \eta_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2$

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{1,57}{8 \times 23} = 0,0085$$

$$\eta_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 954 \times \frac{5,9}{2800} \times \left(\frac{25}{23} \right)^2 = 0,0013.$$

} condition de non fragilité vérifiée.

h - Calcul de la flèche de la poutrelle. (Art 58, 4 CCBA 68).

Nous pouvons nous dispenser de donner une justification de la rigidité du plancher à corps creux si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$$

$$w_0 = \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{en}}$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{ht}{l} &= \frac{25}{270} = 0,093. \\ \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} &= \frac{1}{15} \frac{M_0}{M_0} = \frac{1}{15} = 0,066 \end{aligned} \right\} \frac{ht}{l} > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\left. \begin{aligned} w_0 &= \frac{A}{b_0 h} = \frac{1,57}{8 \times 23} = 0,0083 \\ \frac{36}{\sigma_{en}} &= \frac{36}{4200} = 0,0086 \end{aligned} \right\} w_0 < \frac{36}{\sigma_{en}}$$

$$\frac{ht}{l} = 0,093 > \frac{1}{22,5} = 0,044$$

i - Étude de l'effort tranchant.

- calcul de la contrainte de cisaillement: τ_b

Pour le calcul de cette contrainte en flexion simple, nous prenons

$\bar{z} = \frac{7}{8} h$ (cas de la section rectangulaire).

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 \bar{z}} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{aligned} T_{max} &= 1018 \text{ Kg.} \\ b_0 &= 8 \text{ cm} \\ \bar{z} &= \frac{7}{8} \times 23 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

$$\tau_b = \frac{1018 \times 8}{8 \times 7 \times 23} = 6,52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{3}{4} \tau_b = \frac{3}{4} \times 6,52 = 4,42 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau_b > \bar{\tau}_b$: nous devons donc disposer des armatures transversales dans la poutrelle.

- Armatures transversales :

$$\sigma'_b = 103,32 \text{ Kg/cm}^2, \text{ donc } \overline{\sigma}_{b0} < \sigma'_b < 2\overline{\sigma}_{b0}$$

$$\tau_b = 6,32 \text{ Kg/cm}^2 < \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\overline{\sigma}_{b0}}\right) \overline{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{103,32}{68,5}\right) 5,9 = 17,65 \text{ bar}$$

Ces armatures sont constituées par des étriers $\phi 8$ (FeE24) perpendiculaires à la ligne moyenne.

- Contrainte admissible: $\overline{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \sigma_{en}$.

- valeur de f_{at} .

$$f_{at} = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\tau_b}{9\overline{\sigma}_b}\right) = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{6,32}{9 \times 5,9}\right) = \max(0,66; 0,88)$$

$$f_{at} = 0,88; \text{ d'où :}$$

$$\overline{\sigma}_{at} = 0,88 \times 2400 = 2112 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\underline{\overline{\sigma}_{at} = 2112 \text{ Kg/cm}^2}$$

- Espacement admissible \overline{E} entre les étriers :

$$\overline{E} = \max\left(0,2h; h\left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\overline{\sigma}_b}\right)\right) = \max\left(0,2 \times 23; 23\left(1 - 0,3 \times \frac{6,32}{5,9}\right)\right)$$

$$\overline{E} = \max(4,6; 15,61)$$

$$\text{soit } \underline{\overline{E} = 16 \text{ cm}}$$

- Espacement t à l'appui :

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_a z}{T} \quad ; \quad \text{Prenons } A_t = 2 \times 0,5 \text{ cm}^2 = 1 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Nous avons alors : } t = \frac{1 \times 2112 \times 7 \times 23}{1018 \times 8} = 41,75 \text{ cm.}$$

$t > \bar{t}$, nous prenons des étriers régulièrement espacés de $t = \bar{t} = 15 \text{ cm.}$

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

- Longueur de l'appui :

Cette longueur c de l'appui à l'extrémité de laquelle nous pouvons compter le commencement de l'ancrage de l'armature est telle que: $c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_a}$

$$\text{soit } c \geq \frac{2 \times 1018}{8 \times 68,5} = 3,7 \text{ cm.}$$

Nous prenons $c = 10 \text{ cm.}$

- Armatures inférieures :

Sur un appui la section A des armatures inférieures doit satisfaire la relation: $A \bar{\sigma}_a \geq T$

$$\left. \begin{array}{l} A \bar{\sigma}_a = 1,57 \times 2800 = 4393 \text{ Kg.} \\ T = 1018 \text{ Kg} \end{array} \right\} \rightarrow A \bar{\sigma}_a > T \text{ vérifié.}$$

- Entraînement des armatures :

- contrainte d'adhérence admissible : $\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

$$- \tau_{d \max} = \frac{T_{\max}}{n p z} = \frac{1018}{7,54 \times \frac{7}{8} \times 23} = 6,71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

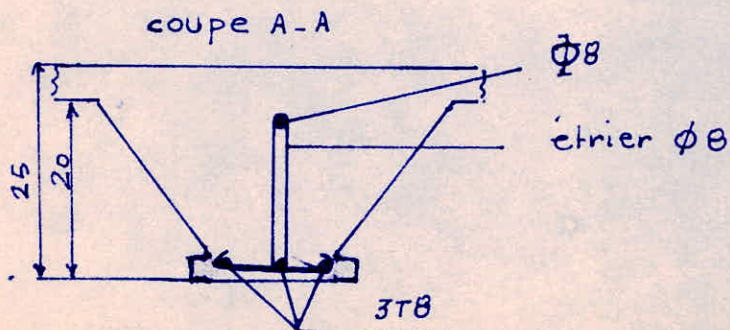
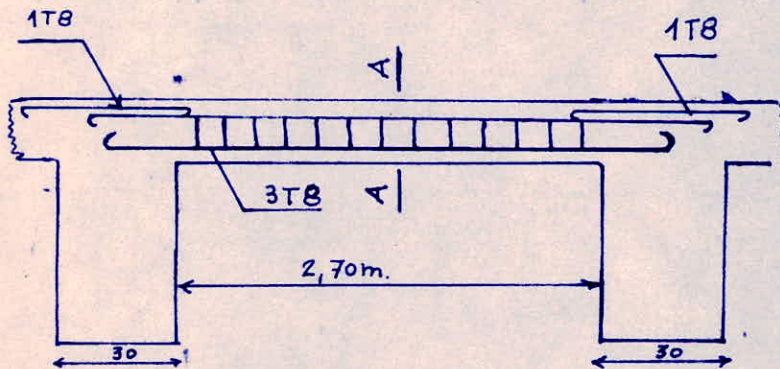
- Ancrage des armatures.

Nous désignons par L la longueur d'ancrage.

$$L = 0,4 l_d, \text{ avec } l_d = 40 \phi, \text{ soit } L = 0,4 \times 40 \phi = 16 \phi$$

$$L = 16 \times 0,8 = 12,8 \text{ cm. } \approx 13 \text{ cm.}$$

$$\underline{L + c = 13 + 4 = 17 \text{ cm.}}$$



2. ÉTUDE DU HOURDIS

a. Principe de calcul:

Le calcul des armatures du hourdis se fait en respectant les prescriptions de l'article 58,2 du CCBA 68.70, relatives aux hourdis des planchers à corps creux.

b. Armatures principales:

Elles sont perpendiculaires aux nervures.

La section A_p des armatures principales est telle que:

$$A_p \geq 0,2 l_n \frac{2160}{\sigma_{en}} = \frac{43 l_n}{\sigma_{en}}, \quad l_n \text{ et } \sigma_{en} \text{ étant respectivement}$$

l'écartement entre axe des nervures et σ_{en} la limite d'élasticité nominale de l'acier utilisée, exprimée en bars.

Nous avons: $l_n = 65 \text{ cm}$

$\sigma_{en} = 5200 \text{ bars}$ pour 1 TS, $\phi \leq 6 \text{ mm}$.

$$A_p \geq \frac{43 l_n}{\sigma_{en}} = \frac{43 \times 65}{5200} = 0,54 \text{ cm}^2.$$

c. Armatures de répartition:

Elles sont parallèles aux nervures. Leur section A_r est telle que: $A_r \geq \frac{1}{2} A_p$.

$$\text{Soit } A_r \geq \frac{1}{2} \times 0,54 = 0,27 \text{ cm}^2.$$

d. Choix du treillis soudé:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Nous prenons } A_p = 1,413 \text{ cm}^2 \\ A_r = 0,419 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{TS } 6-4/200-300$$

C. PLANCHER DE LA SALLE DE GYMNASTIQUE

Ce plancher est constitué par une dalle pleine de 10cm d'épaisseur reposant sur une couche de béton de propreté de 5 cm d'épaisseur.

Le ferrailage comporte un treillis soudé TS 6-4/200-300.

D - PLANCHER DE LA SALLE DE PROJECTION

Il est constitué par une dalle pleine en B.A. reposant sur deux murs porteurs en briques.

1. Prédimensionnement:

Soit h_t la hauteur totale de la dalle et L la portée.

nous prenons $h_t \approx \frac{L}{20} = \frac{2,70 \text{ m}}{20} = 0,135 \text{ m}$.

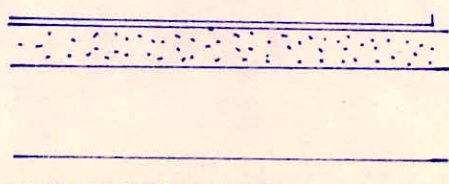
soit $h_t = 15 \text{ cm}$.

2. Principe de calcul.

Nous considérons une bande de 1m de largeur de dalle.

Nous assimilons cette bande ainsi définie à une poutre simplement appuyée à ses extrémités et soumise à une charge uniformément répartie q sur une longueur $L = 2,70 \text{ m}$.

3. évaluation des charges et surcharges.

Tapi flex		2 cm
enduit de propreté		
dalle en B. A.		15 cm
enduit de plâtre		2 cm

Poids propre de la dalle :	$0,15 \times 2500$	=	375 Kg/m ² .
" " de l'enduit de propreté :	$0,02 \times 2000$	=	40 "
" " " " " plâtre :	$0,02 \times 1800$	=	36 "
" " Tapiflex		=	10 "
			<hr/>
			G = 461 Kg/m ² .

Soit S la surcharge d'exploitation.

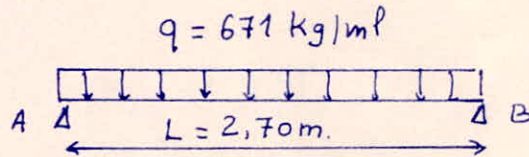
$$S = 175 \text{ Kg/m}^2.$$

$$G + 1,2 S = 461 + 1,2 \times 175 = \underline{671 \text{ Kg/m}^2}.$$

Valeur de q.

$$q = (G + 1,2S) \times 1 = 671 \text{ Kg/ml}.$$

4. Calcul des efforts.



$$- M = \frac{qL^2}{8} = \frac{671 \times 2,70^2}{8} = 611 \text{ Kg.m.}$$

$$- T = \frac{qL}{2} = \frac{671 \times 2,70}{2} = 906 \text{ Kg.}$$

- Section d'acier entravée :

$$N = \frac{15M}{\sigma_{ab} b h^2} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} h = h_t - d = 15 - 3 = 12 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$N = \frac{15 \times 61100}{2800 \times 100 \times 12^2} = 0,0227. \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} K = 61 \\ \varepsilon = 0,9342 \end{cases}$$

$$A_x = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{61100}{2800 \times 0,9342 \times 12} = 1,95 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Prenons $A_x = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 5 \text{ T8} / \text{ml}.$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{61} = 50 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}''_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

- Armatures de répartition : A_y .

$$A_y \geq \frac{1}{4} A_x = \frac{1}{4} \cdot 2,51 = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow A_y = 1,50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 3 \text{ T8} / \text{ml}.$$

5- Vérification de la condition de non fragilité:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,70}{14,50} = 0,186 \rightarrow \rho < 0,4.$$

$$\frac{A_x}{bh_x} = \frac{2,51}{100 \times 12} = 0,0020.$$

$$\frac{f_4}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h_x} \right)^2 = 0,54 \frac{(2 - 0,186)}{2} \times \frac{5,9}{2800} \times \left(\frac{15}{12} \right)^2 = 0,0016.$$

$$\frac{A_y}{bh_y} = \frac{1,50}{100 \times 12} = 0,00125.$$

$$\frac{f_4}{\bar{\sigma}_a} \times 0,35 \times \bar{\sigma}_b \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2 = 0,35 \times 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \times \left(\frac{15}{12} \right)^2 = 0,00062.$$

Nous vérifions que la condition de non fragilité est satisfaite, c'est à dire que :

$$- \frac{A_x}{bh_x} > \frac{f_4}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h_x} \right)^2.$$

$$- \frac{A_y}{bh_y} > 0,35 f_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h_y} \right)^2.$$

6 - Contrainte de cisaillement : τ_b .

$$\tau_b = \frac{T}{bz} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} T = 906 \text{ Kg} \\ b = 100 \text{ cm} \\ z = \frac{7}{8} \cdot 12 \end{cases} \Rightarrow \tau_b = \frac{906 \times 8}{100 \times 7 \times 12} = 0,86 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

7 - Influence de l'effort tranchant aux appuis.

- Longueur de l'appui : c

$$c \geq \frac{2T}{\sigma'_{b0} \cdot b} = \frac{2 \times 906}{68,5 \times 100} = 0,26 \text{ cm}, \text{ nous prenons } c = 5 \text{ cm.}$$

$$- A\bar{\sigma}_a = 2,51 \times 2800 = 7028 \text{ Kg} > T = 906 \text{ Kg.}$$

8 - calcul de la flèche.

La dalle du plancher est considérée comme un hourdis rectangulaire appuyé sur ses quatre côtés. La justification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont remplies :

$$- \frac{h_0}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_0}$$

$$- \frac{A}{b_0 h} < \frac{20}{\sigma_{en}}$$

$$\text{avec} \quad \begin{cases} h_0 = h_t = 15 \text{ cm.} \\ l_x = L = 2,70 \text{ m} \\ M_t = M_0 = 611 \text{ Kg m} \\ A = 2,51 \text{ cm}^2 \\ \sigma_{en} = 2750 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\frac{h_0}{l_x} = \frac{15}{270} = 0,055$$

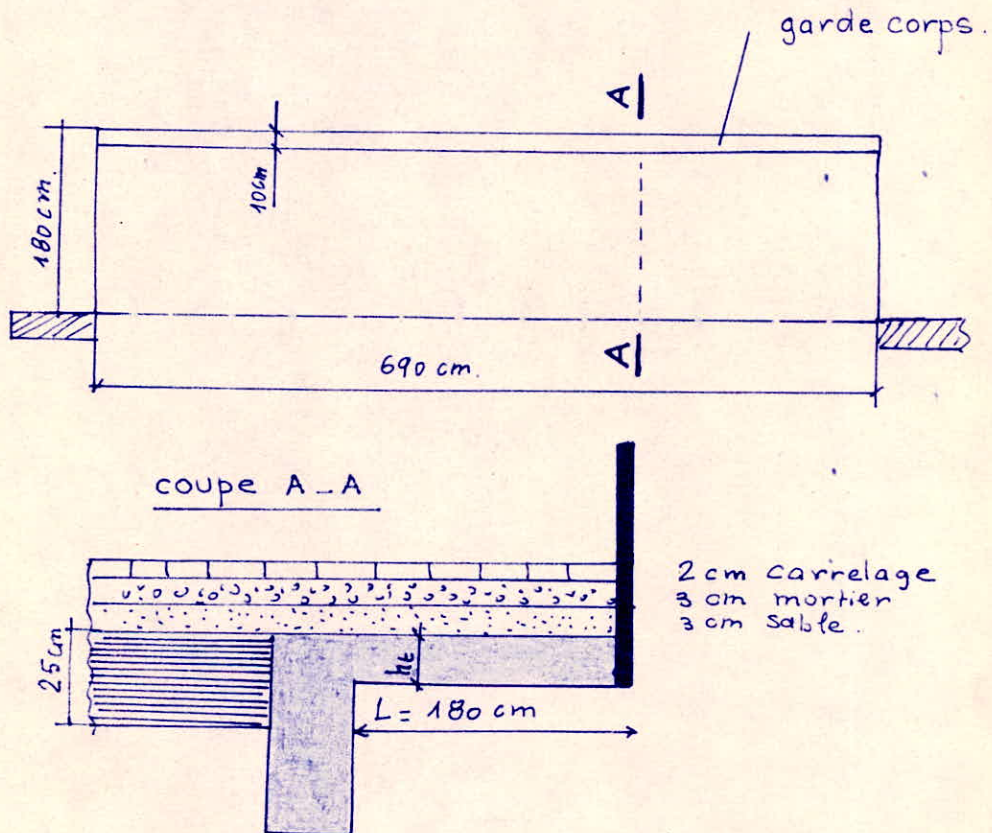
$$\frac{M_t}{20 M_0} = \frac{1}{20} = 0,05$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h_0}{l_x} = 0,055 \\ \frac{M_t}{20 M_0} = 0,05 \end{array} \right\} \frac{h_0}{l_x} > \frac{M_t}{20 M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{2,51}{100 \times 12} = 0,0020 < \frac{20}{\sigma_{en}} = \frac{20}{2750} = 0,0072$$

V. CALCUL DES ÉLÉMENTS EN CONSOLE

A. CALCUL DU PALIER



1- Prédimensionnement.

soit h_t la hauteur de la dalle pleine constituant le palier.
 h_t est telle que:

$$h_t \geq 10 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{15} = \frac{180}{15} = 12 \text{ cm.} \rightarrow \text{Prenons } \underline{h_t = 13 \text{ cm.}}$$

2. Évaluation des charges et surcharges.

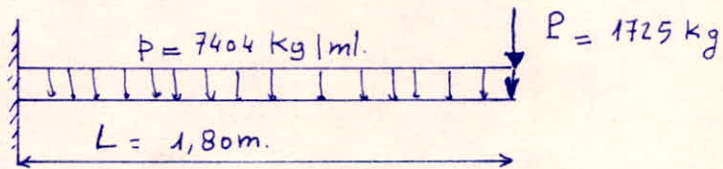
Poids propre de la dalle	:	$2500 \times 0,13 =$	325 Kg/m^2
" " du carrelage	:	$0,02 \times 2000 =$	40 "
" " " mortier	:	$0,03 \times 2000 =$	60 "
" " sable	:	$0,03 \times 1600 =$	48 "
			$G = 473 \text{ Kg/m}^2.$

Surcharge d'exploitation : $S = 500 \text{ Kg/m}^2.$

$$G + 1,2S = 473 + 1,2 \times 500 = 1073 \text{ Kg/m}^2.$$

3. Principe de calcul.

Le polier est calculé comme une poutre en console, soumise à une charge uniformément répartie p et à une charge concentrée P due au poids du garde-corps et appliquée à l'extrémité libre.



• - valeur de p :

$$p = (G + 1,2S) \times 6,90 = 1073 \times 6,90 = 7404 \text{ Kg/ml.}$$

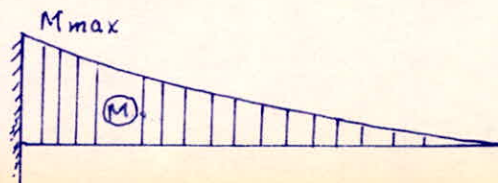
- valeur de P .

$$P = 1 \times 0,1 \times 2500 \times 6,90 = 1725 \text{ Kg.}$$

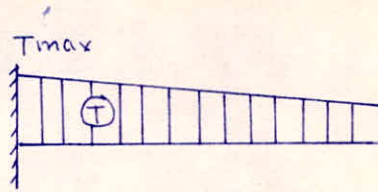
4. Calcul des efforts.

$$M_{\max} = \frac{pL^2}{2} + PL$$

$$= 7404 \times \frac{1,80^2}{2} + 1725 \times 1,80$$



$$\underline{M_{\max} = 15099 \text{ Kgm.}}$$



$$T_{\max} = P + pL = 7404 \times 1,80 + 1725 = 15052 \text{ Kg}$$

$$\underline{T_{\max} = 15052 \text{ Kg.}}$$

5. Section des armatures principales: A_p .

$$N = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \quad \left\{ \begin{array}{l} b = 690 \text{ cm} \\ h = h_t - d = 13 - 3 = 10 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$N = \frac{15 \times 1509900}{2800 \times 690 \times 10^2} = 0,1172 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 22,3 \\ \varepsilon = 0,8660 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{P \bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1509900}{2800 \times 0,8660 \times 10} = 62,27 \text{ cm}^2$$

Prenons $A = 63,14 \text{ cm}^2 \rightarrow 41T14$ espacés de 17 cm.

5. Section des armatures de répartition: A_r .

$A_r \geq \frac{1}{4} A_p = \frac{1}{4} \times 63,14 = 15,79 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 16,94 \text{ cm}^2 \rightarrow 11T14$,
espacés de 17 cm.

6. Vérification de la condition de non fragilité

$$\frac{A_p}{bh} = \frac{63,14}{10 \times 690} = 0,00915$$

$$44 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \times \left(\frac{13}{10} \right)^2 = 0,00192$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_p}{bh} > 44 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 \\ \frac{A_p}{bh} > 0,00192 \end{array} \right\} \text{cdc de non fragilité vérifiée.}$$

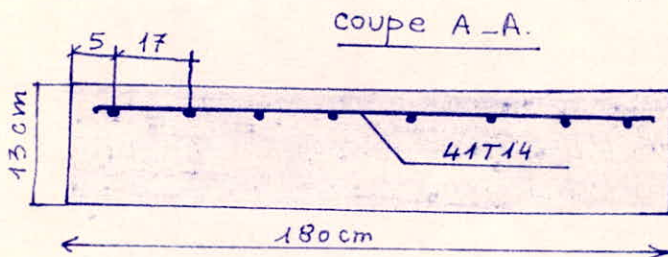
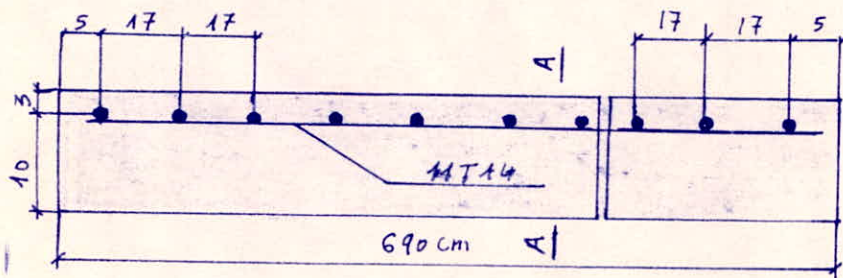
7- Contrainte de cisaillement.

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} T_{\max} = 15052 \text{ Kg.} \\ b = 690 \text{ cm} \\ z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 10. \end{cases}$$

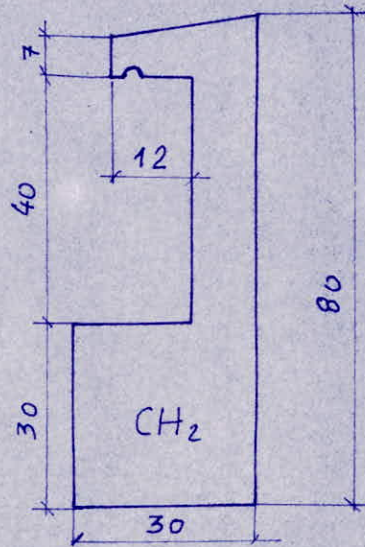
$$\tau_b = \frac{15052 \times 8}{690 \times 7 \times 10} = 2,49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,785 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$ pas d'armatures transversales.



B. CALCUL DE L'ACROTÈRE



1. Principe de calcul.

Prenons une bande de 1 m de largeur et de 45 cm de hauteur.

Nous assimilons cette bande ainsi définie à une poutre encastree dans le chaînage CH2.

2. Armatures principales A_p .

La section A_p des armatures principales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_p}{b_0 h} \geq \varphi_4 \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 \quad \text{avec} \quad \begin{cases} b_0 = 100 \text{ cm} \\ h = h_t - d = 10 - 2 = 8 \text{ cm} \\ \varphi_4 = 0,54. \end{cases}$$

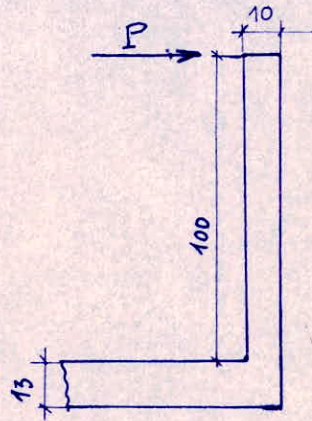
$$\text{d'où : } A_p \geq b_0 h \times \varphi_4 \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 100 \times 8 \times 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \times \left(\frac{10}{8} \right)^2 = 1,4 \text{ cm}^2$$

Prenons $A_p = 1,70 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ TG } | \text{ ml. } , t = 16 \text{ cm}$

3. Armatures de répartition : A_r .

$$A_r \geq \frac{1}{4} A_p = \frac{1}{4} \times 1,70 = 0,35 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } A_r = 0,56 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ TG.}$$

C. CALCUL DU GARDE-CORPS

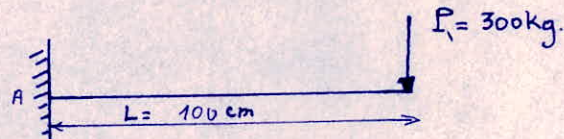


1. Principe de calcul.

Nous considérons le garde-corps comme une console soumise à son extrémité libre à une force concentrée P .

2. Calcul des efforts.

Soit une bande de 1m de largeur d'acrotère et soit $P = 300\text{kg}$. Nous avons alors le schéma suivant:



$$-M_B = PL = 30000 \text{ kg.cm.}$$

$$T_B = 300 \text{ kg.}$$

3. Section d'armatures à l'encastrement: A.

Elle est déterminée par la méthode approchée, soit $A = \frac{M_B}{\sigma_s z}$, $z = \frac{7}{8} h$.

$$A = \frac{30000}{2800 \times \frac{7}{8} \cdot 8} = 1,53 \text{ cm}^2; \text{ Prenons } A = 1,70 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ T6/ml.}$$

3. Armatures de répartition : Ar.

Prenons $A_r = 0,85 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ TG/ml}$, espacés de 25 cm.

4. Condition de non fragilité.

$$- \frac{A}{bh} = \frac{1,70}{100 \times 8} = 0,002.$$

$$- \eta_u \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 0,5 \times \frac{5,9}{2800} \times \left(\frac{10}{8} \right)^2 = 1,77 \cdot 10^{-3}$$

} condition de non fragilité vérifiée.

5. Contrainte de cisaillement.

$$\tau = \frac{T}{b z} = \frac{300}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 8} = 0,43 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2.$$

\rightarrow Pas d'armatures transversales.

6. Influence de l'effort tranchant à l'appui.

$$T_B + \frac{M_B}{z} = 300 - \frac{30000}{\frac{7}{8} \cdot 8} < 0 \Rightarrow T_B + \frac{M_B}{z} < A \bar{\sigma}_a.$$

VI - ÉTUDE DE L'EFFET DU VENT SUR LA CONSTRUCTION

Cette étude se fait en respectant les prescriptions définies par les règles N.V. 65.

1. Forme d'ensemble de la construction .

Il s'agit d'une construction prismatique à base quadrangulaire.

2. Position dans l'espace.

La construction repose directement sur le sol.

3. Perméabilité des parois

« Une paroi a une perméabilité au vent de $\mu\%$ si elle comporte des ouvertures de dimensions quelconques dont la somme des aires représente $\mu\%$ de son aire totale ».

Nous considérons que notre construction est fermée, c'est à dire que $\mu \leq 5\%$.

4. Pressions dynamiques de base.

« Les pressions dynamiques de base normale et extrême sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10m au dessus du sol, pour un site normal, sans effet de masque, sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0,50m. »

Pour la région de Hassi-Messaoud, le tableau des valeurs des surcharges climatiques en Algérie donne:

$$q_{10n} = 71 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_{10e} = 1,75 q_{10n} = 82 \text{ Kg/m}^2$$

5. Effet de la hauteur.

soit q_H la pression dynamique agissant à la hauteur H au dessus du sol, exprimée en mètres.

Pour $0 \leq H \leq 500\text{m}$, nous avons: $\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \frac{H+18}{H+60}$.

Pour $H = 7,50\text{m}$ (hauteur maximale de notre construction), il vient:

$$\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \frac{7,50 + 18}{7,5 + 60} \Rightarrow \begin{cases} q_{H \text{ normale}} = 67 \text{ Kg/m}^2 \\ q_{H \text{ extrême}} = 117 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

6. Effet de site.

La construction étant implantée dans un site exposé, prenons $K_s = 1,35$.

7. Effet de la hauteur.

le coefficient S de réduction de la pression dynamique est pris égal à $0,70$ en fonction des dimensions de la surface offerte au vent.

8. Valeur de la pression dynamique corrigée.

Cette valeur q de la pression dynamique corrigée s'exprime par la relation:

$$q = q_H \cdot S \cdot K_s \Rightarrow \begin{cases} q_{\text{normal}} = 67 \times 0,70 \times 1,35 = 63,5 \text{ Kg/m}^2 \\ q_{\text{extrême}} = 117 \times 0,70 \times 1,35 = 110 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

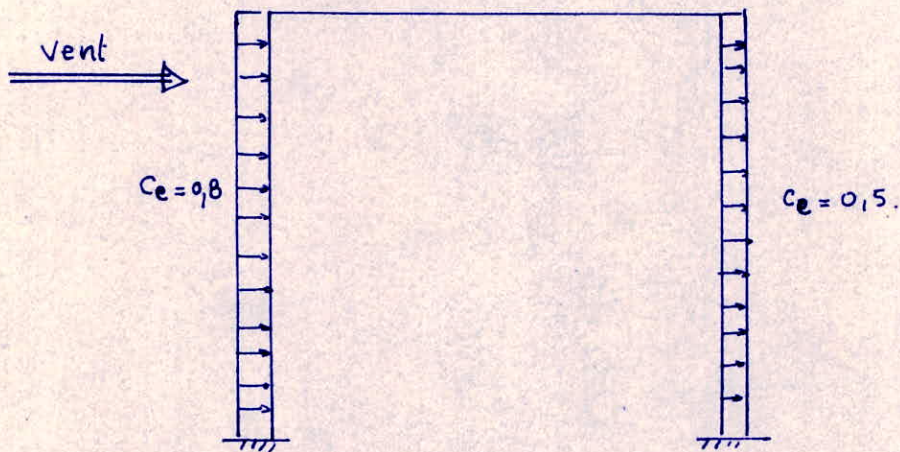
$$q_n = 63,5 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_e = 110 \text{ Kg/m}^2$$

9. Actions statiques exercées par le vent.a. Actions extérieures.

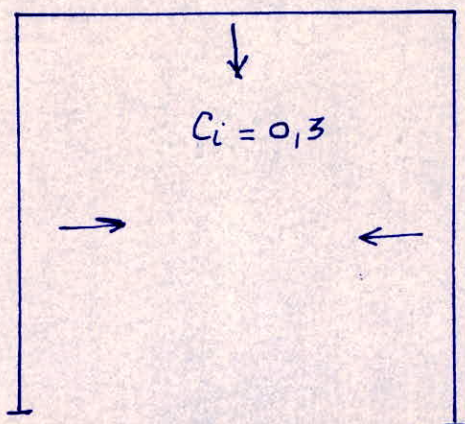
Elles sont caractérisées par le coefficient C_e .

Dans notre étude, nous adoptons les valeurs de C_e données sur le schéma suivant :

b. Actions intérieures

Elles sont caractérisées par le coefficient C_i .

Nous prenons pour C_i la valeur donnée sur le schéma ci-après :

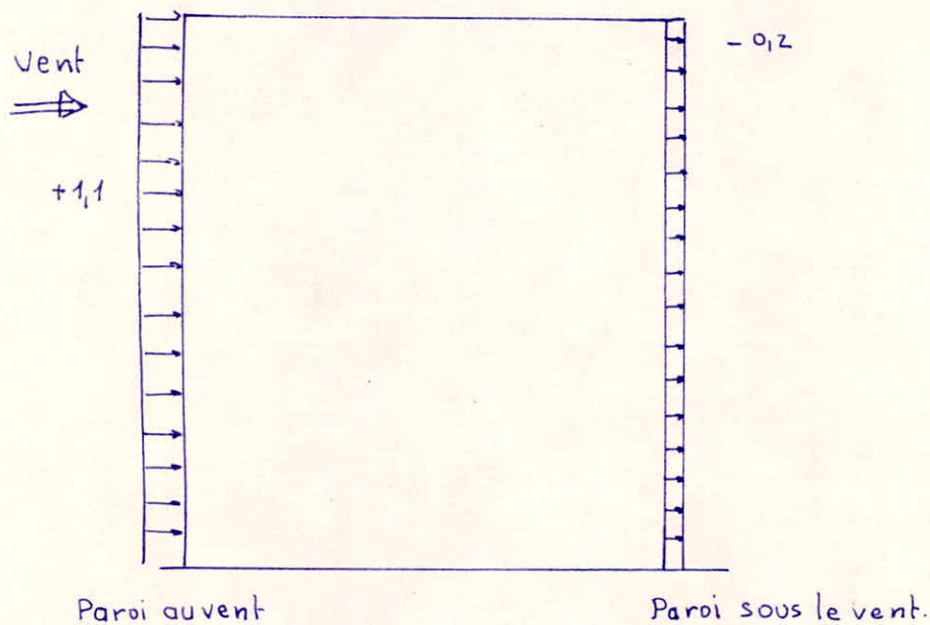


10. Actions résultantes du vent.

Nous les déterminons en combinant de la façon la plus défavorable les actions intérieures et les actions extérieures.

Elles s'expriment par $(C_e - C_i) q$.

Le schéma suivant montre la combinaison des actions intérieures et des actions extérieures.



$$\text{- Pari au vent} \begin{cases} \text{- Vent normal: } q_1 = 63,5 \times 1,1 = 70 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{- Vent extrême: } q'_1 = 110 \times 1,1 = 121 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{- Pari sous le vent} \begin{cases} \text{Vent normal: } q_2 = 63,5 \times 0,2 = 12,7 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{- Vent extrême: } q'_2 = 110 \times 0,2 = 22 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

VII. CALCUL DES PORTIQUES.

A. GÉNÉRALITES :

Nous calculons les portiques à l'aide de la méthode de Cross.

1. BUT DE CETTE MÉTHODE :

Détermination à l'aide de calculs simples, des efforts qui s'exercent dans un "système hyperstatique" à nœuds rigides sous l'action des forces extérieures.

Car dans les systèmes hyperstatiques complexes, les méthodes de résistance des matériaux (équation des trois moments, formules de Bresse, et.c..) aboutissent très souvent à des calculs inextricables.

2. PRINCIPE DE CETTE MÉTHODE :

Elle consiste à déterminer au moyen d'approximations successives (approximations qui se réalisent automatiquement au cours du calcul et qui ne résultent nullement d'une série de tâtonnements) des moments de flexion aux extrémités des barres.

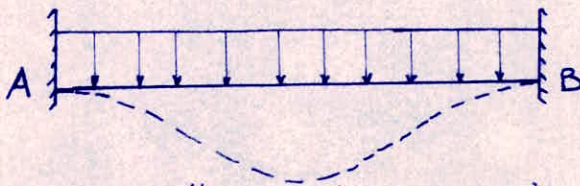
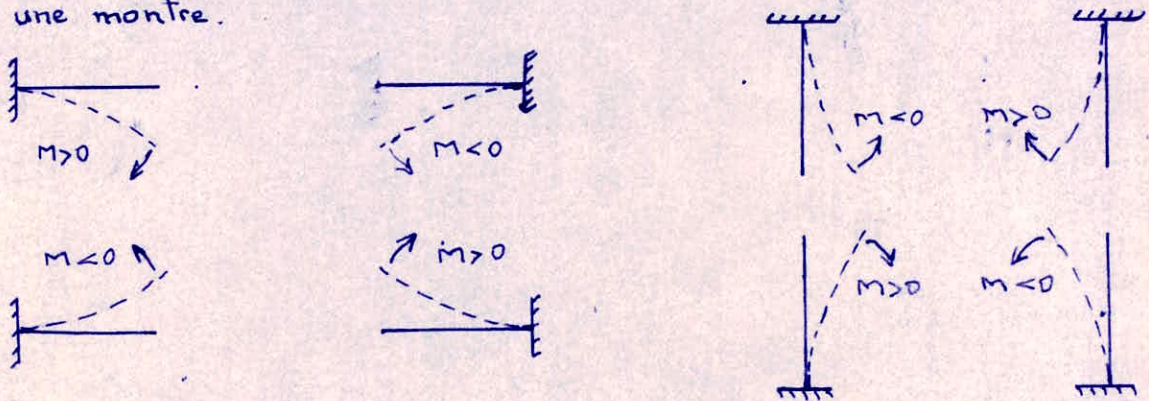
La méthode de Cross ne calcule pas exactement le moment de flexion agissant aux extrémités de barres comme en R.D.M., mais le moment transmis par le nœud à la barre.

3. CONVENTION DES SIGNES.

La convention du signe de Cross diffère de celle habituellement considérée en R.D.M.

Dans cette méthode, nous dirons qu'un moment transmis

par un nœud à une barre, est positif s'il tend à faire tourner la fibre moyenne de la barre dans le sens des aiguilles d'une montre.



nous avons, d'après la convention de:

- Résistance des matériaux: $M_A = -\frac{P l^2}{12}$; $M_B = -\frac{P l^2}{12}$

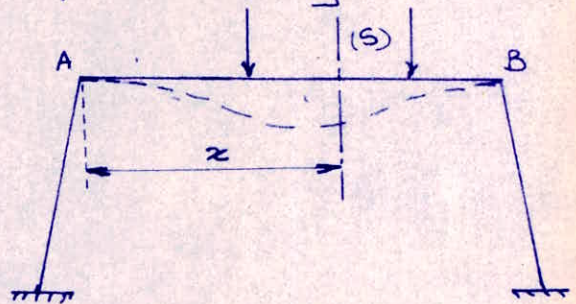
- Cross: $M_{AB} = +\frac{P l^2}{12}$; $M_{BA} = -\frac{P l^2}{12}$

4. Expression du moment de flexion dans une section quelconque de la poutre en fonction des moments transmis par les nœuds à la barre:

Soit une barre AB, de portée L faisant partie d'une construction hyperstatique quelconque et chargée d'une manière quelconque.

On établit en R.D.M que le moment en une section (S) d'abscisse x est:

$$M_x = \mu + M_A + \frac{M_B - M_A}{L} \cdot x$$



μ = moment en un point quelconque de la poutre droite de même portée reposant sur deux appuis simples et supportant les mêmes charges.

M_A et M_B sont les moments de flexion aux extrémités de la barre en R.D.M.

En tenant compte des conventions de signe adoptées, nous avons $M_A = -M_{AB}$ et $M_B = M_{BA}$.

M_{AB} et M_{BA} sont les moments transmis par les nœuds aux barres.

Par analogie, nous avons:

$$M(x) = \mu - M_{AB} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} x$$

5. Expression de l'effort tranchant dans une section de la poutre en fonction des moments transmis par les nœuds à la barre :

Nous savons que $T = \frac{dM(x)}{dx}$. En tenant compte du fait que $\frac{d\mu}{dx} = 0$, θ étant l'effort tranchant dans la poutre droite de même portée reposant sur deux appuis simples et supportant les mêmes charges, nous avons :

$$T_x = \theta + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l}$$

6. Raideur d'une poutre :

Nous appelons raideur R d'une poutre encastree à ses deux extrémités, la quantité :

$$R = \frac{I}{l}$$

7. Coefficients de répartition:

$$C = \frac{R}{\sum R}$$

R = raideur de la barre considérée.

$\sum R$ = somme des raideurs des barres aboutissant au nœud considéré.

8. Méthode pratique de calcul:

Pour opérer commodément, nous calculons le portique sous :

- les charges verticales uniquement : M_{CV} .
- les charges horizontales uniquement : M_{CH} .
- le premier déplacement des nœuds : $K_1 M_1$.
- le deuxième déplacement des nœuds : $K_2 M_2$.

B - PORTIQUE DE RIVE

1. Prédimensionnement

- hauteur de la poutre de la terrasse: soit h_t la hauteur de cette poutre. Nous prenons : $\frac{1}{10} \geq \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15}$, l étant la portée ($l = 7,50\text{m}$).

Nous avons alors :

$$\frac{1}{10} \geq \frac{h_t}{7,5} \geq \frac{1}{15}, \text{ soit } 0,75\text{m} > h_t > 0,5\text{m} \rightarrow \underline{h_t = 0,70\text{m}}$$

- Largeur de la poutre de la terrasse: soit b_0 cette largeur.

Nous prenons :

$$0,3h_t \leq b_0 \leq 0,5h_t \rightarrow 0,21\text{m} \leq b_0 \leq 0,35\text{m} \rightarrow \underline{b_0 = 30\text{cm}}$$

La poutre du plancher de la salle de spectacle a la même portée que la poutre de la terrasse. Nous prenons donc pour les deux poutres :

$$h_t = 0,70\text{m}$$

$$b_0 = 0,30\text{m}$$

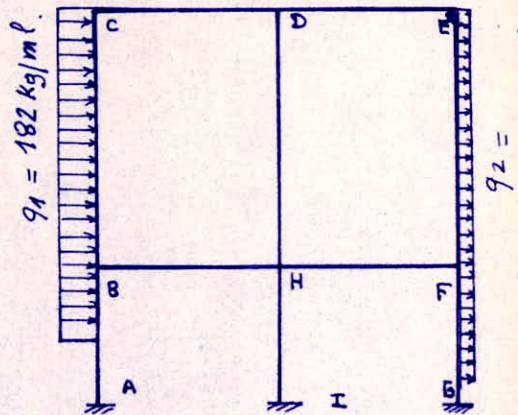
2. Évaluation des charges et surcharges.

a - charges horizontales.

$q_1 = q'_1 \times l$, q'_1 étant la charge par m^2 de surface verticale (due à l'action du vent), et l la largeur du mur revenant au poteau ABC.

$$\text{en prenant } \begin{cases} q'_1 = 121 \text{ kg/m}^2 \\ l = 1,50\text{m} \end{cases}$$

Nous avons : $q_1 = 121 \times 1,50 = 181,5 \text{ kg/ml}$, soit $\underline{q_1 = 182 \text{ kg/ml}}$.



$$q_2 = q'_2 \times l \text{ avec } \begin{cases} q'_2 = 22 \text{ Kg/m}^2 \\ l = 1,50 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\text{d'où: } q_2 = 22 \times 1,50, \text{ soit } \underline{q_2 = 33 \text{ Kg/ml.}}$$

b) évaluation des charges verticales.

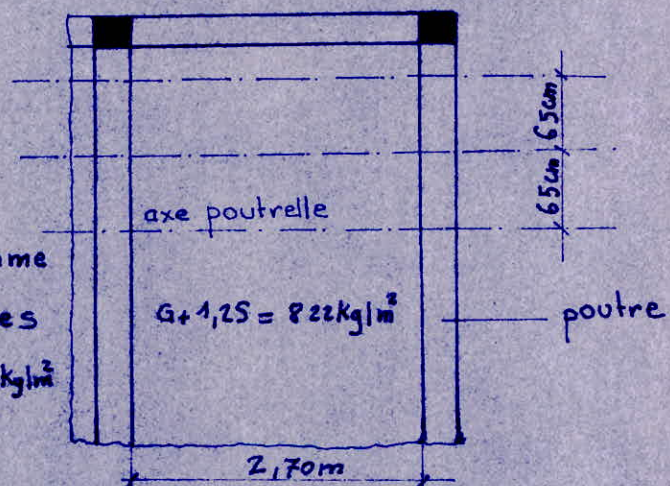
Nous assimilons les charges concentrées ramenées par les poutrelles sur les poutres à des charges uniformément réparties.

a) Poutre de la terrasse.

Il y a 23 poutrelles qui aboutissent sur la poutre du portique de rive.

En sachant que la somme des charges permanentes et des surcharges vaut 822 Kg/m^2 sur la terrasse, nous pouvons évaluer les

charges concentrées ramenées sur les poutres par les poutrelles.



- Soit donc f la force concentrée ramenée par chaque poutrelle sur la poutre du portique de rive.

Nous avons :

$$f = (G+1,2S) \times 0,65 \times \frac{2,70}{2} = 822 \times 0,65 \times \frac{2,70}{2} = 721 \text{ Kg.}$$

Posons $F = 22 f$ et ramenons cette charge F à une charge uniformément répartie sur la poutre considérée.

Nous avons, en tenant compte de ce qui précède :

- charge/ml de poutre due à F:

$$22 \times 0,65 \times \frac{2,70}{2} \times \frac{1}{14,50} \cdot 822 = 1109,7 \text{ kg/ml.}$$

- Surcharge sur la poutre:

$$1,2 \times (100+50) \times 0,30 = 54 \text{ kg/ml.}$$

- Poids propre de la poutre:

$$0,30 \times 0,70 \times 2500 = 525 \text{ kg/ml.}$$

soit p_1 la charge totale/ml sur la poutre :

$$p_1 = 1109,7 + 54 + 525 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{soit } p_1 = 1689 \text{ kg/ml.}$$

φ. Poutre du plancher de la salle de spectacles.

- Poids propre de la poutre:

$$0,30 \times 0,70 \times 2500 = 525 \text{ kg/ml.}$$

- Charge/ml venant des poutrelles:

$$1160 \times 23 \times 0,65 \times \frac{2,70}{2} \times \frac{1}{14,50} = 1566 \text{ kg/ml.}$$

- charge/ml (revêtements et cloisons):

$$0,30 \times (40 + 40 + 12 + 32 + 36 + 75) = 70,5 \text{ kg/ml.}$$

- surcharge/ml:

$$1,2 \times 500 \times 0,30 = 180 \text{ kg/ml.}$$

soit p_2 la charge totale /mlP sur la poutre :

$$p_2 = 525 + 1566 + 70,5 + 180 \quad \text{Kg/ml.}$$

$$p_2 = 2342 \text{ Kg/ml.}$$

- soit p_3 la charge/mlP de poutre, venant du palier.

- Poids du garde corps revenant à 1 ml de poutre:

$$0,10 \times 1 \times 2500 = 250 \text{ Kg/ml.}$$

- Poids du palier revenant à 1 ml de poutre:

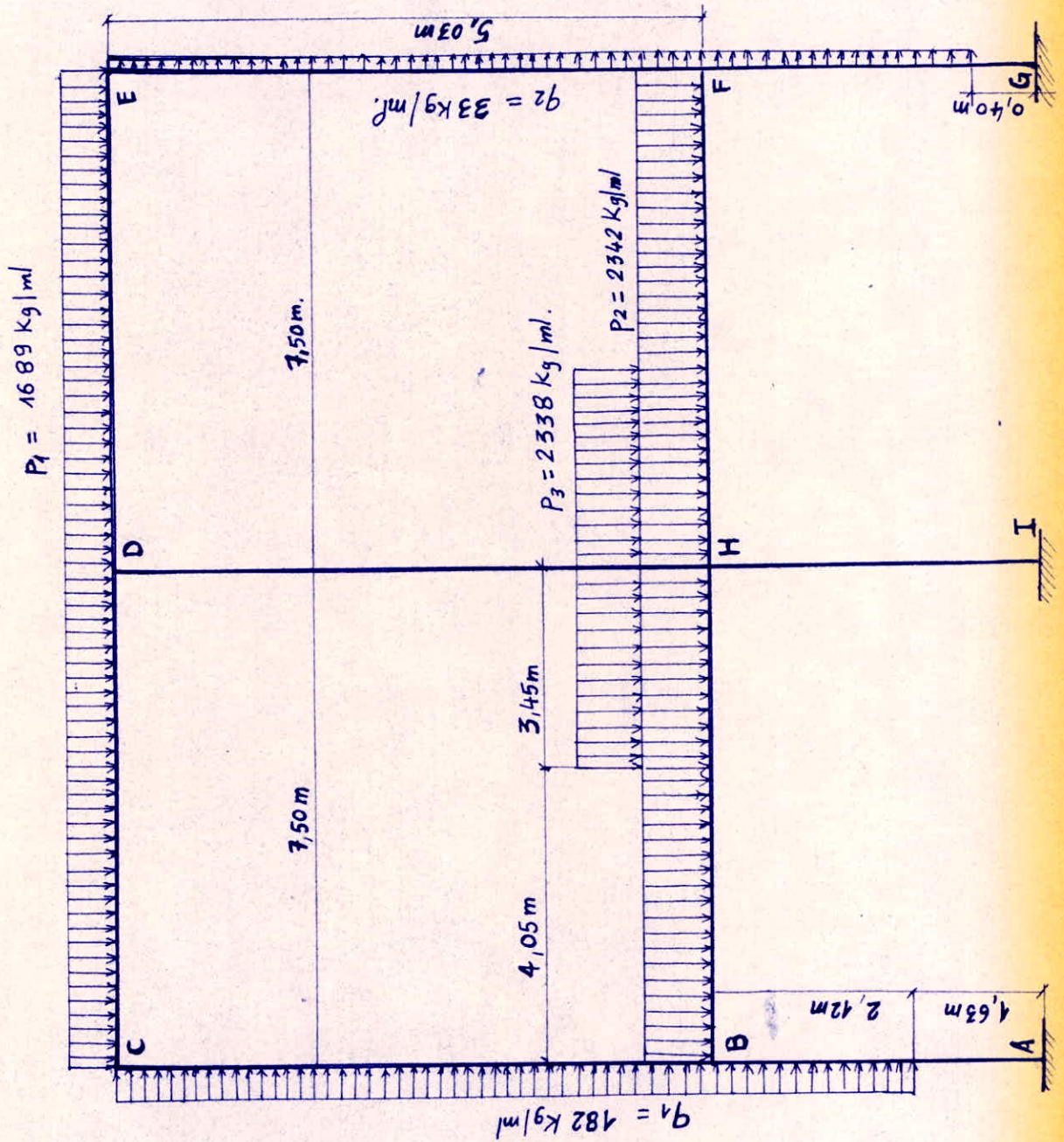
$$1160 \times 1,80 = 2088 \text{ Kg/ml.}$$

Nous avons alors:

$$p_3 = 250 + 2088, \text{ soit } p_3 = 2338 \text{ Kg/ml.}$$

C- schéma statique

Voir page suivante.



3. Calcul des coefficients de raideur :

$$R_{ij} = \frac{I_{ij}}{l_{ij}}$$

- Barres AB, BC, GF, FE :

$$I_{AB} = I_{GF} = \frac{0,3 \times (0,5)^3}{12} = 31,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$R_{AB} = R_{GF} = \frac{I_{AB}}{l_{AB}} = \frac{31,25 \cdot 10^{-4}}{3,75} = \underline{\underline{8,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3}}$$

$$R_{BC} = R_{FE} = \frac{I_{BC}}{l_{BC}} = \frac{31,25 \cdot 10^{-4}}{5,03} = \underline{\underline{6,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3}}$$

- Barres CD, DE, BH, HF :

$$I_{CD} = I_{DE} = I_{BH} = I_{HF} = \frac{0,3 \times 0,70^3}{12} = \underline{\underline{85,80 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4}}$$

$$R_{CD} = R_{DE} = R_{BH} = R_{HF} = \frac{I_{CD}}{l_{CD}} = \frac{85,8 \cdot 10^{-4}}{7,5} = \underline{\underline{11,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3}}$$

- Barres IH, HD :

$$I_{IH} = I_{HD} = \frac{0,5 \times 0,3^3}{12} = 11,3 \text{ m}^4$$

$$R_{IH} = \frac{I_{IH}}{l_{IH}} = \frac{11,3 \cdot 10^{-4}}{3,75} = \underline{\underline{3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3}}$$

$$R_{HD} = \frac{I_{HD}}{l_{HD}} = \frac{11,3 \cdot 10^{-4}}{5,03} = \underline{\underline{2,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3}}$$

4. Calcul des coefficients de répartition:

$$C_{ij} = \frac{R_{ij}}{\sum R_i}$$

- Nœud B:

$$C_{BA} = \frac{R_{BA}}{\sum R_B} = \frac{R_{BA}}{R_{BA} + R_{BC} + R_{BH}} = \frac{8,3 \cdot 10^{-4}}{(8,3 + 6,2 + 11,5) 10^{-4}} = 0,319$$

$$C_{BC} = \frac{R_{BC}}{\sum R_B} = \frac{6,2 \cdot 10^{-4}}{(8,3 + 6,2 + 11,5) 10^{-4}} = 0,238$$

$$C_{BH} = \frac{R_{BH}}{\sum R_B} = \frac{R_{BH}}{R_{BA} + R_{BC} + R_{BH}} = \frac{6,2 \cdot 10^{-4}}{(8,3 + 6,2 + 11,5) 10^{-4}} = 0,443$$

- Nœud C:

$$C_{CB} = \frac{R_{CB}}{\sum R_C} = \frac{R_{CB}}{R_{CB} + R_{CD}} = \frac{6,2 \cdot 10^{-4}}{(6,2 + 11,5) 10^{-4}} = 0,350$$

$$C_{CD} = \frac{R_{CD}}{\sum R_C} = \frac{R_{CD}}{R_{CB} + R_{CD}} = \frac{11,5 \cdot 10^{-4}}{(6,2 + 11,5) 10^{-4}} = 0,650$$

- Nœud D:

$$C_{DC} = \frac{R_{DC}}{\sum R_D} = \frac{R_{DC}}{R_{DC} + R_{DE} + R_{DH}} = \frac{11,5 \cdot 10^{-4}}{(11,5 + 11,5 + 2,2) 10^{-4}} = 0,456$$

$$C_{DC} = C_{DE} = 0,456$$

$$C_{DH} = \frac{R_{DH}}{\sum R_D} = \frac{2,2 \cdot 10^{-4}}{(11,5 + 11,5 + 2,2) 10^{-4}} = 0,088$$

- Nœud H :

$$C_{HB} = \frac{R_{HB}}{\sum R_H} = \frac{R_{HB}}{R_{HB} + R_{HF} + R_{HD} + R_{HI}} = \frac{11,5 \cdot 10^4}{(11,5 + 11,5 + 2,2 + 3) 10^4} = 0,408$$

$$C_{HB} = C_{HF} = 0,408$$

$$C_{HD} = \frac{R_{HD}}{\sum R_H} = \frac{11,5 \cdot 10^4}{(11,5 + 11,5 + 2,2 + 3) 10^4} = 0,078$$

$$C_{HI} = \frac{R_{HI}}{\sum R_H} = \frac{3 \cdot 10^4}{(11,5 + 11,5 + 2,2 + 3) 10^4} = 0,106$$

- Nœud E :

le nœud E est le symétrique du nœud C →

$$C_{ED} = C_{CD} = 0,650$$

$$C_{EF} = C_{CF} = 0,350$$

- Nœud F :

$$C_{FE} = C_{BC} = 0,238$$

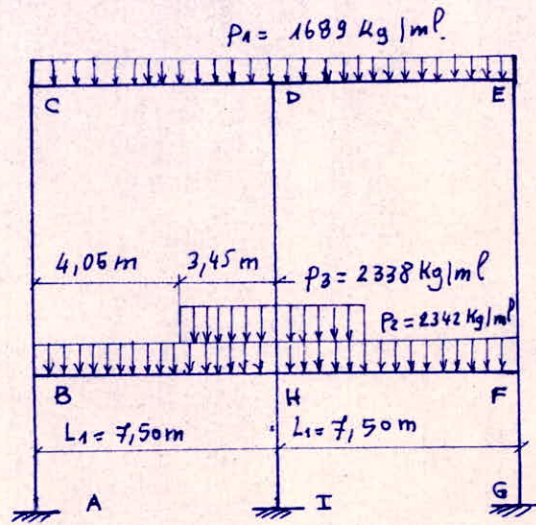
$$C_{FG} = C_{BA} = 0,319$$

$$C_{FH} = C_{BH} = 0,443$$

- Résumé :

Nœuds	Barres	Coeff. de repartition	Barres	Nœuds
B	BA	0,319	FG	F
	BC	0,238	FE	
	BH	0,443	FH	
C	CB	0,350	EF	E
	CD	0,650	ED	
D	DC	0,456		D
	DE	0,456		
	DH	0,088		
H	HB	0,408		
	HF	0,408		
	HD	0,078		
	HI	0,106		

5. Calcul du portique sous les charges verticales



calcul des moments d'encastrement parfaits.

Nous considérons tous les nœuds comme des encastrements et calculons les moments de flexion aux extrémités des barres à l'aide des formules usuelles de la résistance des matériaux. Il faut évidemment tenir compte de la convention de signe de Cross dans ces calculs.

- Moments dus à la charge p_1 :

$$M_{CD} = M_{DE} = \frac{p_1 L_1^2}{12} = \frac{1689 \times 7,5^2}{12} = 7917,188 \text{ Kg.m.}$$

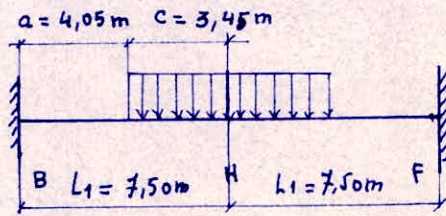
$$M_{DC} = M_{ED} = - \frac{p_1 L_1^2}{12} = - 7917,188 \text{ Kg.m.}$$

- Moments dus à la charge p_2

$$M_{BH} = M_{HF} = \frac{p_2 L_1^2}{12} = \frac{2342 \times 7,5^2}{12} = 10970,125 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{HB} = M_{FH} = - M_{BH} = - 10970,125 \text{ Kg.m.}$$

- Moments dûs à la charge p_3 .



$$M_{BH} = -M_{FH} = \frac{p_3}{L_1^2} \left(L_1^2 \frac{(a+c)^2 - a^2}{2} - 2L_1 \frac{(a+c)^3 - a^3}{3} + \frac{(a+c)^4 - a^4}{4} \right)$$

$$= \frac{2338}{7,5^2} \left(7,5^2 \cdot \frac{7,5^2 - 4,05^2}{2} - 2 \times 7,5 \cdot \frac{7,5^3 - 4,05^3}{3} + \frac{7,5^4 - 4,05^4}{4} \right)$$

d'où : $M_{BH} = -M_{FH} = 2794,857 \text{ Kg.m.}$

$$M_{HB} = -M_{HF} = -\frac{p_2}{L_1^2} \left(L_1 \frac{(a+c)^3 - a^3}{3} - \frac{(a+c)^4 - a^4}{4} \right)$$

$$= -\frac{2338}{7,5^2} \left(7,5 \cdot \frac{7,5^3 - 4,05^3}{3} - \frac{7,5^4 - 4,05^4}{4} \right)$$

sont $M_{HB} = -M_{HF} = -6852,193 \text{ Kg.m.}$

- Moments dûs à p_2 et $\bar{a}p_3$.

$$M_{BH} = 10978,125 + 2794,857 = \underline{\underline{13772,982 \text{ Kg.m.}}}$$

$$M_{FH} = -M_{BH} = -\underline{\underline{13772,982 \text{ Kg.m.}}}$$

$$M_{HB} = -10978,125 - 6852,193 = -\underline{\underline{17830,318 \text{ Kg.m.}}}$$

$$M_{HF} = 10978,125 + 6852,193 = +\underline{\underline{17830,318 \text{ Kg.m.}}}$$

- Cycles de Cross.

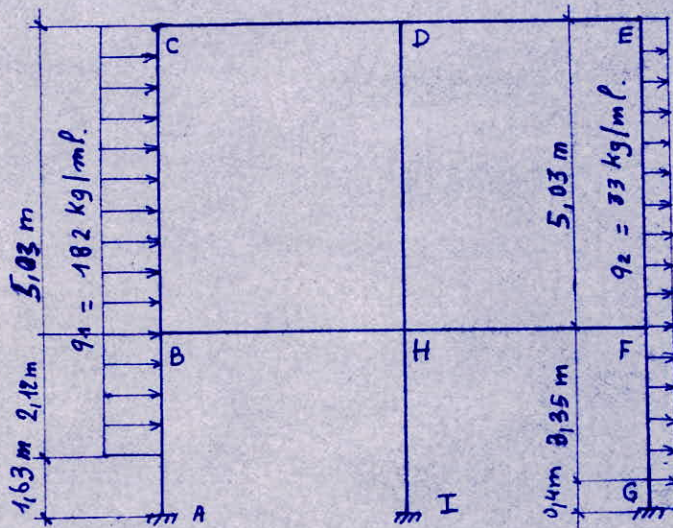
Nauds	Barres	C	MC	B Libras	F Libras	C Libras
A	AB	—		-2196,791		
B	BA	0,319		-4393,581		
	BC	0,238		-3277,970		-1098,686
	BH	0,443	+13772,982	-6101,431		
C	CB	0,350		-1638,985		-2197,371
	CD	0,650	+7917,188			-4080,832
	DC	0,456	-7917,188			-2040,416
D	DE	0,456	+7917,188			
	DH	0,088				
	ED	0,650	-7917,188			
E	EF	0,350			+1638,985	
	FE	0,238			+3277,970	
	FG	0,319			+4393,581	
F	FH	0,443	-13772,982		+6101,431	
	GF	—			+2196,791	
	HB	0,408	-17830,318	-3050,716		
H	HD	0,078				
	HF	0,408	+17830,318		+3050,716	
	HI	0,106				
I	IH	—				

Nodes	Pairs		E Libre	H Libre	D Libre	B Libre	F Libre
	AB	BA					
A						+175,240	
B	BA					+350,481	
	BC					+261,487	
	BH		0			+486,718	
	CB					+130,744	
C	CD			0			
	DC			0			
	DE		+2040,416	0			
	DH		0	0			
E	ED		+4080,832		0		
	EF		+2197,371				-130,744
	FE		+1098,686				-261,487
F	FG						-350,481
	FH						-486,718
	GF						-175,240
	HB				0	+243,359	
H	HD			0	0		
	HF			0	0		-243,359
	HI			0	0		
	IH			0	0		

Nº de la barra	A		B				C		D		E		F			G		H		I	
	AB	BA	BC	BH	CB	CD	DC	DE	DH	ED	EF	FE	FG	FH	GF	HB	HD	HF	HI	IH	

Armas	AB	BA	BC	BH	CB	CD	DC	DE	DH	ED	EF	FE	FG	FH	GF	HB	HD	HF	HI	IH	
B Libre	+0,076	-0,477	+0,152	+0,114	+0,211	+0,057															
E Libre																					
C Libre																					
E Libre																					

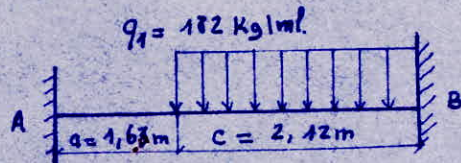
M	E Libre	C Libre	F Libre	B Libre	Barres	Nuds
-2017,824				+0,002	AB	A
-4035,646				+0,003	BA	B
-4132,975		0		+0,002	BC	
+8168,621				+0,004	BH	
-3749,565		0	+0,001	+0,001	CB	C
+3749,565		0			CD	
-10001,000		0			DC	D
+10001,000					DE	
0	0				DH	
-3749,565	0	+0,001			ED	E
+3749,564	0		-0,001		EF	
+4132,975	0		-0,002	+0,0010	FE	F
+4035,646			-0,003		FG	
-8168,621			-0,004		FH	
+2017,824			-0,002		GF	G
-20632,499				+0,002	HB	H
0					HD	
+20632,499			-0,002		HF	
0					HI	I
0					IH	

6. calcul du portique sous les charges horizontalesa. Calcul des moments d'encastrement par faits.

$$\cdot M_{BC} = -M_{CB} = \frac{q_1 l^2}{12} = \frac{182 \times 5.03^2}{12} = \underline{383,730 \text{ Kg.m.}}$$

$$\cdot M_{FE} = -M_{EF} = \frac{q_2 l^2}{12} = \frac{33 \times 5.03^2}{12} = \underline{69,577 \text{ kg m.}}$$

$$l = a + c = 3,75 \text{ m}$$

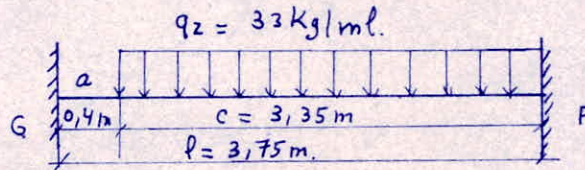


$$\begin{aligned} -M_{AB} &= \frac{q_1}{l^2} \left(l^2 \frac{(a+c)^2 - a^2}{2} - 2l \frac{(a+c)^3 - a^3}{3} + \frac{(a+c)^4 - a^4}{4} \right) \\ &= \frac{182}{3.75^2} \left(3.75^2 \frac{3.75^2 - 1.63^2}{2} - 2 \times 3.75 \frac{3.75^3 - 1.63^3}{3} + \frac{3.75^4 - 1.63^4}{4} \right) \end{aligned}$$

$$M_{AB} = \underline{88,787 \text{ Kg m.}}$$

$$M_{BA} = -\frac{qz}{l} \left(l \frac{(a+c)^3 - a^3}{3} - \frac{(a+c)^2 - a^2}{4} \right)$$

$$= -\frac{182}{3,75^2} \left(3,75 \frac{3,75^3 - 1,63^3}{3} - \frac{3,75^2 - 1,63^2}{4} \right) = \underline{\underline{-166,060 \text{ Kg m.}}}$$



$$M_{GF} = \frac{qz}{l^2} \left(l^2 \frac{(a+c)^2 - a^2}{2} - 2l \frac{(a+c)^3 - a^3}{3} + \frac{(a+c)^4 - a^4}{4} \right)$$

$$= \frac{33}{3,75^2} \left(3,75^2 \frac{3,75^2 - 0,4^2}{2} - 7,50 \frac{3,75^3 - 0,4^3}{3} + \frac{3,75^4 - 0,4^4}{4} \right)$$

$$M_{GF} = \underline{\underline{36,392 \text{ Kg m.}}}$$

$$M_{FG} = -\frac{qz}{l^2} \left(l \frac{(a+c)^3 - a^3}{3} - \frac{(a+c)^2 - a^2}{4} \right) = \frac{-33}{3,75^2} \left(3,75 \frac{3,75^3 - 0,4^3}{3} - \frac{3,75^2 - 0,4^2}{4} \right)$$

$$M_{FG} = \underline{\underline{-38,499 \text{ Kg m.}}}$$

b - Tableaux de Cross.

	D	B	C	Net	C	Parts	Hands
		<u>-45,429</u>		+88,787		AB	A
		-90,859		-166,060	0,319	BA	B
		-67,788	<u>+67,153</u>	+383,730	0,238	BC	
		-126,177			0,443	BH	
		<u>-33,834</u>	+134,306	-383,730	0,350	CB	C
	<u>-28,434</u>		+249,425		0,650	CD	D
	-56,869		<u>+124,712</u>		0,456	DC	
	-56,869				0,456	DE	
	-10,975				0,088	DH	E
	<u>-28,434</u>				0,650	ED	
				-69,577	0,350	EF	
				+69,577	0,238	FE	F
				-38,499	0,319	FG	
					0,443	FH	
				+36,392		GF	G
		<u>-63,088</u>			0,408	HS	H
					0,078	HD	
					0,408	HF	
					0,106	HI	
						IH	I

Nœuds	A			B			C			D			E			F			G			H			I		
	AB	BA	BC	BH	CB	CD	DC	DE	DH	ED	EF	FE	FG	FH	GF	HB	HD	HF	HI	IH							
C Libre																											
F Libre																											
H Libre																											
E Libre																											
D Libre																											
A Nœuds																											

Nodes	Barres					
B <small>libre</small>	A	AB	-1,138			
	B	BA	-2,275	+1,132		
		BC	-1,697			
		BH	-3,159			+0,790
C	CB	-0,849				
D <small>libre</small>	C	CD	-2,808			
	D	DC	-5,616	+12,316		
		DE	-5,616			+1,218
DH	DH	-1,084			+0,151	
E <small>libre</small>	E	ED	-2,808	-3,749		
	EF	EF	+1,312			+2,437
	FE	FE	+0,656			+1,312
F <small>libre</small>	F	FG		+4,46		
	FH	FH				+0,790
	GF	GF				
H <small>libre</small>	H	HB	-1,580	-3,874		
	HD	HD				+1,581
	HF	HF				+0,302
	HI	HI				+1,581
	IH	IH				+0,411
I <small>libre</small>	I					+0,205
	G	GH				
		IG				
F <small>libre</small>	F	FG		+4,46		
	FH	FH				-0,344
	GH	GH				-0,461
E <small>libre</small>	E	ED		-3,749		
	EF	EF				-0,172
	FE	FE				
D <small>libre</small>	D	DC		+12,316		
	DE	DE				
	DH	DH				
B <small>libre</small>	B	BA		+1,132		
	BC	BC				
	BH	BH				
A <small>libre</small>	A	AB		-1,138		
	BA	BA				
	CA	CA				

Words	A	B			C		D			E		F			G	H			I	
Barres	AB	BA	BC	BH	CB	CD	DC	DE	DH	ED	EF	FE	FG	FH	GF	HB	HD	HF	HI	IH
E Libre																				
D Libre						<u>-0,118</u>				<u>-0,118</u>							<u>-0,023</u>			
B Libre																<u>-0,063</u>				
C Libre																				
F Libre																				

Normal	Barres	M	M	F libre	H libre	F libre	
A	AB	+37,967	+37,967				
	BA	-267,705	-267,701				
B	BC	+389,461	+389,461				
	BH	-121,756	-121,753				
C	CA	-258,520	-258,520		+0,006		
	CD	+258,520	+258,490				
D	DC	+62,558	+62,558				
	DE	-49,086	-49,075			+0,010	
	DH	-13,472	-13,452		<u>0,001</u>		
E	ED	+35,229	+35,228			+0,020	
	EF	-35,229	-35,229	<u>-0,001</u>		+0,011	
F	FE	+73,911	+73,911	-0,003	+0,011	+0,005	
	FG	-61,445	-61,444	-0,004			
	FH	-12,466	-12,464	-0,005		<u>+0,006</u>	
G	GF	+24,919	+24,919	<u>-0,002</u>			
H	HB	-31,779	-31,779		+0,013	-0,031	
	HD	-1,165	-1,164		+0,002		
	HF	+22,864	+22,864	<u>-0,002</u>	+0,013		
	HI	+10,080	+10,080		+0,003		
	IH	+5,039	+5,039		<u>+0,002</u>		

c - Calcul de l'effort tranchant dû aux charges horizontales.

d) Réactions horizontales au niveau BHF.

- Barre Bc.

$$T_{Bc} = \theta + \frac{M_{Bc} + M_{cB}}{l} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} M_{Bc} = 389,461 \text{ Kg.m.} \\ M_{cB} = -258,520 \text{ Kg.m.} \\ \theta = \frac{q_1 l}{2} = \frac{182 \times 5,03}{2} = 457,73 \text{ Kg.} \end{cases}$$

$$T_{Bc} = 457,73 + \frac{389,461 - 258,520}{5,03} = \underline{\underline{483,762 \text{ Kg.}}}$$

- Barre HD.

$$T_{HD} = \frac{M_{HD} + M_{DH}}{l} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} M_{HD} = -1,165 \text{ Kg.m.} \\ M_{DH} = -13,472 \text{ Kg.m.} \\ l = 5,03 \text{ m.} \end{cases}$$

$$T_{HD} = \frac{-1,165 - 13,472}{5,03} = \underline{\underline{-2,910 \text{ Kg.}}}$$

- Barre FE.

$$T_{FE} = \theta + \frac{M_{FE} + M_{EF}}{l} \quad \begin{cases} M_{FE} = 73,911 \text{ Kg.m.} \\ M_{EF} = -35,229 \text{ Kg.m.} \\ \theta = \frac{q_2 l}{2} = \frac{33 \times 5,03}{2} \end{cases}$$

$$T_{FE} = \frac{33 \times 5,03}{2} + \frac{73,911 - 35,229}{5,03} = \underline{\underline{90,685 \text{ Kg.}}}$$

soit T_{BHF} la réaction totale horizontale s'exerçant au niveau BHF.

Nous avons alors:

$$T_{BHF} = 483,762 - 2,910 + 90,685 = \underline{\underline{571,537 \text{ Kg.}}}$$

Calculons la somme des forces extérieures agissant au niveau supérieur du portique.

$$\Sigma F_{\text{extérieures}} = 182 \times 5,03 + 33 \times 5,03 = 1081,45 \text{ Kg.}$$

Nous voyons que $T_{\text{BHF}} \neq \Sigma F_{\text{ext.}} \Rightarrow$ il se produit un déplacement des nœuds.

β) Réactions horizontales au niveau AIG.

- Barre AB.

$$T_{AB} = \theta + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{AB} = +37,967 \text{ Kgm.} \\ M_{BA} = -267,705 \text{ Kgm.} \\ \theta = \frac{q_1 l^2}{2l} = \frac{182 \times 2,12^2}{2 \times 3,75} = 109,065 \text{ Kg.} \end{array} \right.$$

$$T_{AB} = 109,064 + \frac{37,967 - 267,705}{3,75} = \underline{\underline{47,801 \text{ Kg.}}}$$

- Barre IH.

$$T_{IH} = \frac{M_{IH} + M_{HI}}{l} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{IH} = 5,039 \text{ Kgm} \\ M_{HI} = 10,080 \text{ Kgm.} \end{array} \right.$$

$$T_{IH} = \frac{5,039 + 10,080}{3,75} = \underline{\underline{4,032 \text{ Kg.}}}$$

- Barre GF.

$$T_{GF} = \theta + \frac{M_{GF} + M_{FG}}{l} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{GF} = +24,919 \text{ Kgm.} \\ M_{FG} = -61,445 \text{ Kgm.} \\ \theta = \frac{q_2 l^2}{2l} = \frac{33 \times 3,35^2}{2 \times 3,75} = 49,379 \text{ Kg.} \end{array} \right.$$

$$T_{GF} = 49,379 + \frac{24,919 - 61,445}{3,75} = \underline{\underline{39,639 \text{ Kg.}}}$$

6

soit T_{AIG} la somme des réactions horizontales au niveau AIG.

$$T_{AIG} = T_{AB} + T_{IH} + T_{GF} = 47,801 + 4,032 + 39,639 = \underline{\underline{91,472 \text{ Kg.}}}$$

$\Sigma F_{\text{extérieures}}$ appliquées au dessus du niveau AIG :

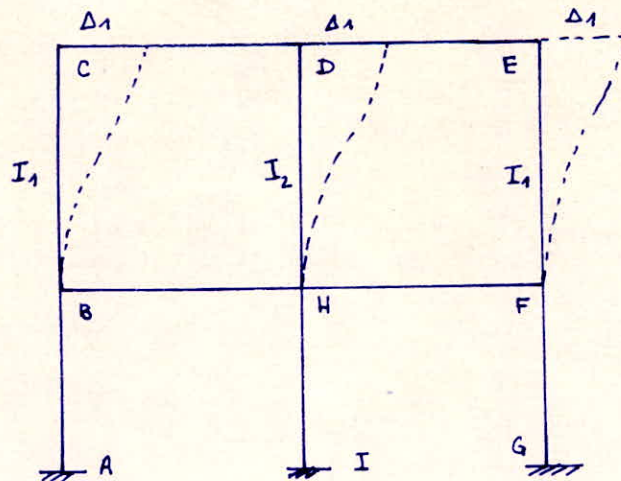
$$\Sigma F_{\text{ext}} = 182 (2,12 + 5,03) + 33 (3,35 + 5,03) = \underline{\underline{1577,87 \text{ Kg.}}}$$

T_{AIG} n'équilibre pas la somme des forces extérieures, par conséquent les nœuds B, H et F subissent un déplacement.

$$T_{BHF} = 571,537 \text{ Kg.}$$

$$T_{AIG} = 91,472 \text{ Kg.}$$

7 - Calcul du portique sous le 1^{er} déplacement des nœuds.



a - Calcul des moments d'encastrement parfaits.

$$\text{Nous avons: } M_{BC} = M_{CB} = M_{DE} = M_{ED} = \frac{6I_1 E \Delta_1}{l^2}$$

$$M_{HD} = M_{DH} = \frac{6I_2 \Delta_1 E}{l^2}$$

Δ_1 étant un déplacement arbitraire, prenons: $M_{HD} = M_{DH} = 1 \text{ kgm}$

$$\frac{I_1}{I_2} = \frac{0,003125}{0,00113} = 2,766$$

$$\text{Nous avons alors: } M_{BC} = M_{CB} = M_{DE} = M_{ED} = 2,766 \text{ kg.m.}$$

b. Tableaux de Cross.

8

Needs	Barres	C	M_t	B Libre	E Libre	F Libre
A	AB	—		<u>-0,441</u>		
B	BA	+0,319		-0,882		
	BC	0,238	+2,766	-0,658		
	BH	0,443		-1,225		
C	CB	0,350	+2,766	<u>-0,329</u>		
	CD	0,650				
D	DC	0,456				
	DE	0,456				
E	DH	0,088	+ 1		<u>-0,272</u>	
	ED	0,650			-1,798	
F	EF	0,350	+2,766		<u>-0,968</u>	
	FE	0,238	+2,766		<u>-0,484</u>	
G	FG	0,319				
	FH	0,443				
	GF	—				<u>-0,364</u>
H	HB	0,408		<u>-0,613</u>		
	HD	0,078	1			
	HF	0,408				
	HI	0,106				
I	IH	—				

Arrounde	M	M	Parres	Head
-0,385	-0,385	-0,385	AB	A
-0,737	-0,737	-0,737	BA	B
+1,756	+1,752	+1,752	BC	
-1,019	-1,019	-1,019	BH	
+1,563	+1,563	+1,563	CB	C
-1,563	-1,563	-1,563	CD	
-0,536	-0,536	-0,536	DC	D
-0,536	-0,535	-0,535	DE	
+1,078	+1,069	+1,069	DH	
-1,564	-1,562	-1,562	ED	E
+1,564	+1,564	+1,564	EF	
+1,756	+1,753	+1,753	FE	F
-0,737	-0,737	-0,737	FG	
-1,019	-1,018	-1,018	FH	
-0,385	-0,368	-0,368	GF	G
-0,518	-0,504	-0,504	HB	H
+1,033	+1,033	+1,033	HD	
-0,518	-0,503	-0,503	HF	
+0,003	+0,003	+0,003	HI	
+0,001	+0,001	+0,001	IH	I

c- Calcul de l'effort tranchant dû au déplacement du niveau supérieur du portique.

α) Réactions horizontales au niveau BHF.

- Barre BC.

$$T_{BC} = \frac{M_{BC} + M_{CB}}{l} \quad \begin{cases} M_{BC} = 1,756 \text{ Kgm} \\ M_{CB} = 1,563 \text{ "} \end{cases}$$

$$T_{BC} = \frac{1,756 + 1,563}{5,03} = \underline{\underline{0,660 \text{ Kg.}}}$$

- Barre HD.

$$T_{HD} = \frac{M_{DH} + M_{HD}}{l} = \frac{1,033 + 1,071}{5,03} = 0,418 \text{ Kg.}$$

- Barre FE.

$$T_{FE} = \frac{M_{FE} + M_{EF}}{l} = \frac{1,755 + 1,564}{5,03} = 0,660 \text{ kg.}$$

Appelons T_{BHF} la somme des réactions horizontales au niveau BHF.

$$T_{BHF} = T_{BC} + T_{HD} + T_{FE} = 0,660 + 0,418 + 0,660 ; \text{ soit } \boxed{T_{BHF} = 1,738 \text{ Kg.}}$$

β) Réactions horizontales au niveau AIG.

- Barre AB.

$$T_{AB} = \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} = - \frac{0,385 + 0,737}{3,75} = - 0,299 \text{ Kg.}$$

- Barre IH.

$$T_{IH} = \frac{M_{IH} + M_{HI}}{l} = \frac{0,001 + 0,003}{3,75} = 0,001 \text{ Kg.}$$

- Barre GF.

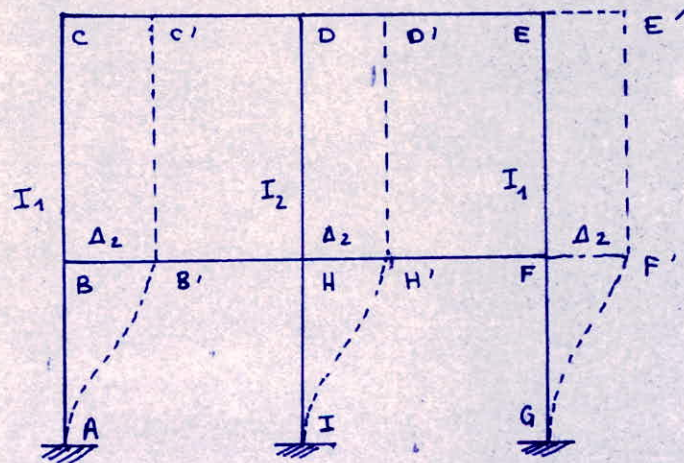
$$T_{GF} = \frac{M_{GF} + M_{FG}}{l} = \frac{-0,368 - 0,737}{3,75} = -0,295 \text{ Kg.}$$

soit T_{AIG} la somme des réactions horizontales au niveau AIG.

$$T_{AIG} = T_{AB} + T_{IH} + T_{GF} = -0,299 + 0,001 - 0,295 = -0,593 \text{ Kg.}$$

$$T_{AIG} = -0,593 \text{ Kg.}$$

8. Calcul du portique sous le déplacement des nœuds B, H et F.



a. Calcul des moments d'encastrement parfaits

$$M_{AB} = M_{BA} = M_{GF} = M_{FG} = \frac{6EI_1 \Delta_2}{l^2}$$

$$M_{IH} = M_{HI} = \frac{6EI_2 \Delta_2}{l^2}$$

Δ_2 étant arbitraire, prenons $M_{IH} = \frac{6EI_2 \Delta_2}{l^2} = 1 \text{ kgm.}$

Comme $\frac{I_1}{I_2} = 2,766$, nous avons:

$$M_{AB} = \frac{6EI_1 \Delta_2}{l^2} = 2,766 \text{ kg.m.}$$

6. Tableaux de Cross.

Barres	Arrows	C	Net	B Libre	F Libre	H Libre
AB	A	—	+ 2,766	<u>-0,441</u>		
BA	B	0,319	+ 2,766	-0,882		
BC		0,238		-0,658		
BH		0,443		-1,225		<u>+ 0,046</u>
CB	C	0,350		<u>-0,329</u>		
CD		0,650				
DC	D	0,456				
DE		0,456				
DH		0,088				<u>+ 0,009</u>
ED	E	0,650			<u>-0,329</u>	
EF		0,350				
FE	F	0,238			-0,658	
FG		0,319	2,766		-0,882	
FH		0,443			-1,225	<u>+ 0,046</u>
GF	G	—	2,766		<u>-0,441</u>	
HB	H	0,408		<u>-0,613</u>		<u>+ 0,092</u>
HD		0,078				<u>+ 0,018</u>
HF		0,408			<u>-0,618</u>	<u>+ 0,092</u>
HI		0,106		1		<u>+ 0,024</u>
IH		I	—	1		

Mheads	Barres	M	M
A	AB	+2,304	+2,304
	BA	+1,844	+1,844
B	BC	-0,617	-0,617
	BH	-1,227	-1,222
C	CB	-0,202	-0,202
	CD	+0,202	+0,200
D	DC	+0,007	+0,006
	DE	+0,007	+0,006
	DH	-0,014	-0,014
E	ED	+0,202	+0,200
	EF	-0,202	-0,202
F	FE	-0,617	-0,617
	FG	+1,844	+1,844
	FH	-1,227	-1,222
G	GF	+2,304	+2,304
	HB	-0,521	-0,521
H	HD	+0,011	+0,011
	HF	-0,521	-0,521
	HI	+1,031	+1,031
I	IH	+1,016	+1,016

c. Calcul de l'effort tranchant dû au déplacement des nœuds B, H et F.

d) Réactions horizontales au niveau BHF.

- Barre BC.

$$T_{BC} = \frac{M_{BC} + M_{CB}}{l} = - \frac{0,617 - 0,203}{5,03} = - 0,163 \text{ Kg.}$$

- Barre HD.

$$T_{HD} = \frac{M_{HD} + M_{DH}}{l} = \frac{-0,04 + 0,011}{5,03} \approx 0.$$

- Barre FE.

$$T_{FE} = \frac{M_{FE} + M_{EF}}{l} = \frac{-0,617 - 0,202}{5,03} = - 0,163 \text{ Kg.}$$

$$\rightarrow T_{BHF} = T_{BC} + T_{HD} + T_{FE} = - 0,163 - 0,163 ; \text{ soit } T_{BHF} = - 0,326 \text{ kg.}$$

e) Réactions horizontales au niveau AIG.

- Barre AB.

$$T_{AB} = \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} = \frac{2,304 + 1,844}{3,75} = 1,106 \text{ Kg.}$$

- Barre IH.

$$T_{IH} = \frac{M_{IH} + M_{HI}}{l} = \frac{1,016 + 1,031}{3,75} = 0,546 \text{ Kg.}$$

- Barre GF.

$$T_{GF} = \frac{M_{GF} + M_{FG}}{l} = \frac{2,304 + 1,844}{3,75} = 1,106 \text{ Kg.}$$

soit T_{AIG} la somme des réactions horizontales au niveau AIG.

$$T_{AIG} = T_{AB} + T_{IH} + T_{GF} = 0,546 + 2 \times 1,106$$

$$\text{soit } \boxed{T_{AIG} = 2,758 \text{ kg.}}$$

9 - Calcul de K_1 et de K_2 .

soient $K_1 \Delta_1$ et $K_2 \Delta_2$ les déplacements réels respectifs des nœuds C, D, E et des nœuds B, H et F. Le système étant en équilibre, nous écrivons: Σ forces extérieures = 0. Ceci donne:

- Au niveau BHF:

$$T_{BHF} + T_{BHF} \cdot K_1 + T_{BHF} \cdot K_2 = \Sigma f \text{ ext.}$$

(C.H.) (Δ_1) (Δ_2)

soit :

$$571,537 + 1,738K_1 - 0,326 K_2 = 1081,45.$$

- Au niveau AIG.

$$T_{AIG} + T_{AIG} \cdot K_1 + T_{AIG} \cdot K_2 = \Sigma f \text{ ext.}$$

(CH) (Δ_1) (Δ_2)

soit :

$$91,472 - 0,593K_1 + 2,758K_2 = 1577,84.$$

Nous avons alors le système suivant:

$$\begin{cases} 1,738 K_1 - 0,326 K_2 = 509,913 \\ -0,593 K_1 + 2,758 K_2 = 1486,368. \end{cases}$$

La résolution de ce système donne :

$$\boxed{\begin{matrix} K_1 = 411 \\ K_2 = 627. \end{matrix}}$$

10 - Tableau des moments totaux aux nœuds.

Ce tableau est obtenu en additionnant algébriquement les moments sous les CV, les moments sous les CH et les moments sous les dép. des nœuds.

M	K_2M_2	K_1M_1	MCH	MCV	Barrels	Normals
-693,484	+1444,608	-158,235	+37,967	-2017,824	AB	A
-3450,070	+1156,188	-302,907	-267,705	-4035,646	BA	B
-3408,657	-386,859	+721,716	+389,461	-4132,975	BC	
+6858,727	-769,329	-418,809	-121,756	+8168,621	BH	
-3492,345	-126,654	+642,393	-258,520	-3749,564	CB	
+3492,345	+126,654	-642,393	+258,520	+3749,564	CD	
-10154,349	+4,389	-220,296	+62,558	-10001,000	DC	D
+9736,007	+4,389	-220,296	-49,086	+10001,000	DE	
+418,342	-8,778	+440,592	-13,472	0	DH	
-4230,485	+126,654	-642,804	+35,229	-3749,564	ED	E
+4230,485	-126,654	+642,804	-35,229	+3749,564	EF	
+4541,743	-386,859	+721,716	+73,911	+4132,975	FE	F
+4827,482	+1156,188	-302,907	-61,445	+4035,646	FG	
-9369,225	-769,329	-418,809	-12,466	-8168,621	FH	
+3329,116	+1444,608	-158,235	+24,919	+2017,824	GF	G
-21203,843	-326,667	-212,898	-31,779	-20632,499	HB	H
+430,295	+6897	+424,563	-1,165	0	HD	
+20115,798	-326,667	-212,898	+22,864	+20632,499	HF	
+657,750	+646,437	+1233	+10,080	0	HI	
+642,482	+637,032	+0411	+5,039	0	IH	

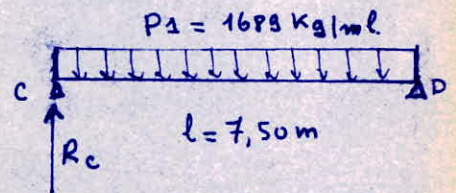
11 - Calcul des moments entravés.

- Principe: soit une poutre AB, encastree à ses extrémités A et B.

En désignant par M_{AB} et M_{BA} les moments de Cross (en A et en B), le moment $M(x)$ dans une section quelconque d'abscisse x , comptée à partir de A, s'exprime par:

$$M(x) = N - M_{AB} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} x$$
, N étant le moment dans la poutre isostatique et l la portée.

Pour évaluer le moment maximal entravé, nous faisons $\frac{dM(x)}{dx} = 0$.

a) Poutre CD.

$$M(x) = N - M_{CD} + \frac{M_{CD} + M_{DC}}{l} x$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dN}{dx} + \frac{M_{CD} + M_{DC}}{l} = 0$$

$$N(x) = R_c \cdot x - p_1 \cdot \frac{x^2}{2} = \frac{p_1 l}{2} x - p_1 \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 1689 \times \frac{7,5}{2} - 1689x + \frac{3492,345 - 10154,349}{7,5} = 0$$

$$\rightarrow x = 3,22 \text{ m.} \quad \rightarrow M_{t \max} = 5286,010 \text{ Kg.m.}$$

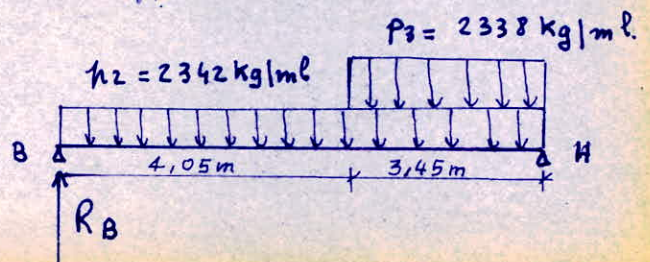
b) Poutre DE.

$$M(x) = \frac{p_1 l}{2} x - p_1 \frac{x^2}{2} - M_{DE} + \frac{M_{DE} + M_{ED}}{l} x$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 1689 \times \frac{7,5}{2} - 1689x + \frac{9736,007 - 4230,485}{7,5} = 0$$

$$\rightarrow x = 4,19 \text{ m, d'où:}$$

$$M_{t \max} = 5052,055 \text{ Kg.m.}$$

c) Poutre BH.

$$M(x) = R_B \cdot x - p_2 \frac{x^2}{2} - M_{BH} + \frac{M_{BH} + M_{HB}}{l} x.$$

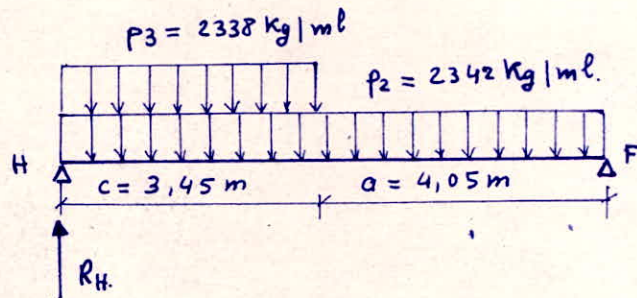
$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow R_B - p_2 x + \frac{M_{HB} + M_{BH}}{l} = 0$$

$$\text{Soit } R_B = \frac{1}{7,5 \times 2} \left(2342 \times 7,5^2 + 2338 \times 3,45^2 \right) = \underline{10637,702 \text{ kg.}}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 10637,702 - 2342 x + \frac{6858,727 - 21203,843}{7,5} = 0$$

$$\rightarrow x = 3,72 \text{ m} \rightarrow \boxed{M_{t \max} = 9393,616 \text{ kg.m.}}$$

d) Poutre HF.



$$R_H = \frac{1}{(a+c)} \left(p_2 \frac{(a+c)^2}{2} + p_3 \cdot c \left(\frac{c}{2} + a \right) \right)$$

$$= \frac{1}{7,5} \left[2342 \times \frac{7,5^2}{2} + 2338 \times 3,45 \left(\frac{3,45}{2} + 4,05 \right) \right] = \underline{14993,396 \text{ kg.}}$$

$$M(x) = R_H x - p_2 \frac{x^2}{2} - p_3 c \left(x - \frac{c}{2} \right) - M_{HF} + \frac{M_{HF} + M_{FH}}{l} x.$$

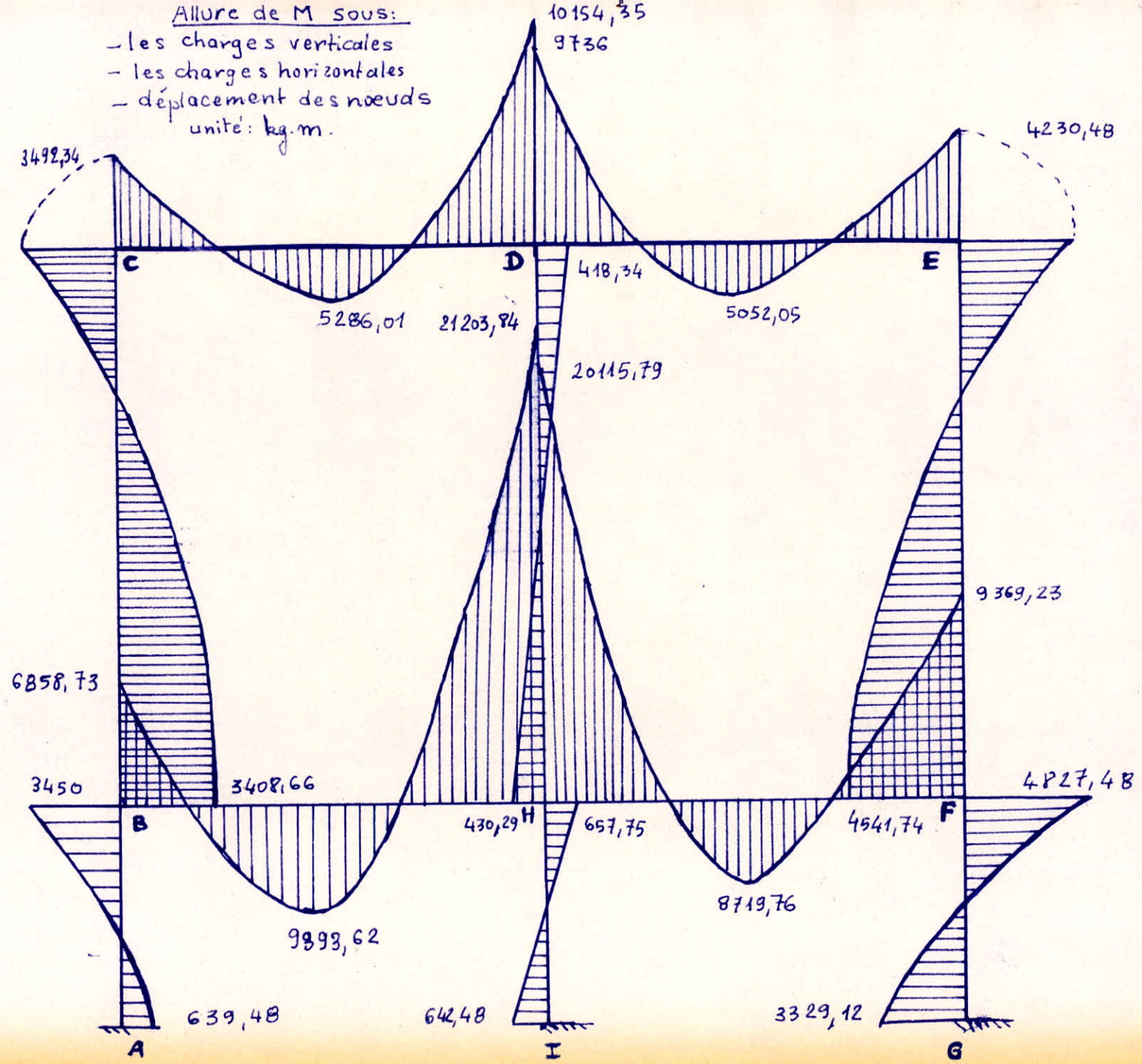
$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow R_H \cdot x - p_2 x - p_3 c + \frac{M_{HF} + M_{FH}}{l} = 0, \text{ soit:}$$

$$14993,396 - 2342 x - 2338 \times 3,45 + \frac{20115,798 - 9369,225}{7,5} = 0$$

$$\rightarrow x = 3,57 \text{ m et } \boxed{M_{t \max} = 8719,763 \text{ kg.m.}}$$

12. Diagramme de M.

Allure de M sous:
 - les charges verticales
 - les charges horizontales
 - déplacement des nœuds
 unité: kg.m.



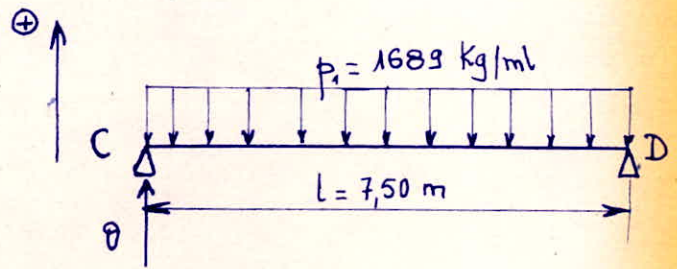
13. Calcul des efforts tranchants:

a. Barre CD:

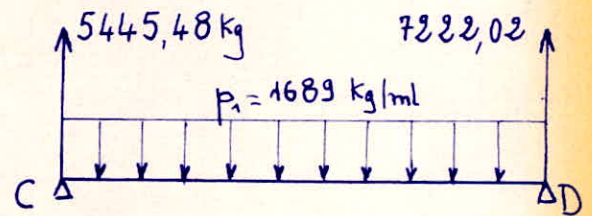
$$T_{CD} = \theta + \frac{M_{CD} + M_{DC}}{l} =$$

$$= q \frac{l}{2} + \frac{M_{CD} + M_{DC}}{l} =$$

$$= 1689 \times \frac{7,5}{2} + \frac{3492,35 - 10154,35}{7,5} = \underline{5445,48 \text{ kg}}$$



$$T_{DC} = p_1 l - T_{CD} = 1689 \times 7,5 - 5445,48 = \underline{7222,02 \text{ kg}}$$

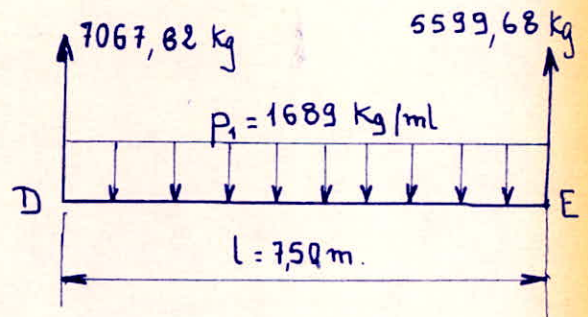


b. Barre DE:

$$T_{DE} = \theta + \frac{M_{DE} + M_{ED}}{l} =$$

$$= q \frac{l}{2} + \frac{M_{DE} + M_{ED}}{l} =$$

$$= 1689 \times \frac{7,5}{2} + \frac{9736,01 - 4230,49}{7,5} = \underline{7067,82 \text{ kg}}$$



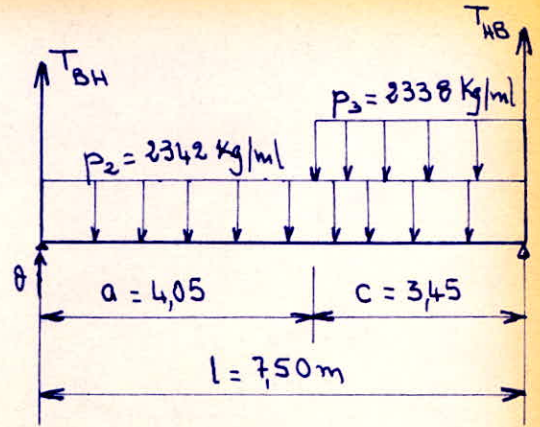
$$T_{ED} = p_1 l - T_{DE} = 1689 \times 7,5 - 7067,82 = \underline{5599,68 \text{ kg}}$$

c. Barre BH:

$$T_{BH} = \theta + \frac{M_{BH} + M_{HB}}{l}$$

- Calcul de θ :

$$\begin{aligned}\theta &= \frac{1}{l} \left[p_2 \times \frac{l^2}{2} + p_3 \times \frac{c^2}{2} \right] = \\ &= \frac{1}{7,5} \left[2342 \times \frac{7,5^2}{2} + 2338 \times \frac{3,45^2}{2} \right] = \\ &= 10637,70 \text{ Kg}.\end{aligned}$$



- Calcul de T_{BH} et T_{HB} :

$$T_{BH} = 10637,70 + \frac{6858,73 - 21203,84}{7,5} = \underline{\underline{8725,02 \text{ Kg}}}.$$

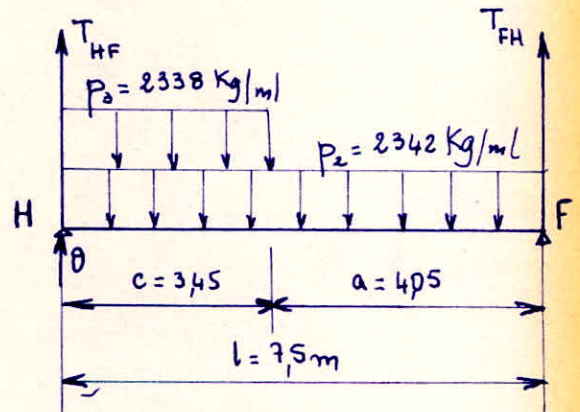
$$T_{HB} = p_2 l + p_3 c - T_{BH} = 2342 \times 7,5 + 2338 \times 3,45 - 8725,02 = \underline{\underline{16906,08 \text{ Kg}}}.$$

d. Barre HF :

$$T_{HF} = \theta + \frac{M_{HF} + M_{FH}}{l}$$

- Calcul de θ :

$$\begin{aligned}\theta &= \frac{1}{l} \left[p_2 \frac{l^2}{2} + p_3 c \left(\frac{c}{2} + 4,05 \right) \right] = \\ &= \frac{1}{7,5} \left[2342 \times \frac{7,5^2}{2} + 2338 \times 3,45 \left(\frac{3,45}{2} + 4,05 \right) \right] = 14993,40 \text{ Kg}.\end{aligned}$$



- Calcul de T_{HF} et T_{FH} :

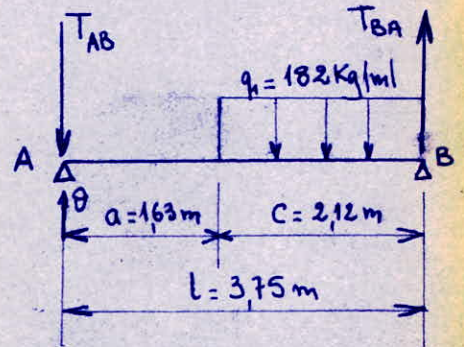
$$T_{HF} = 14993,40 + \frac{20115,80 - 9369,23}{7,5} = \underline{\underline{16426,27 \text{ Kg}}}.$$

$$T_{FH} = p_2 l + p_3 c - T_{HF} = 2342 \times 7,5 + 2338 \times 3,45 - 16426,27 = \underline{\underline{9204,83 \text{ Kg}}}$$

e. Barre AB:

- Calcul de θ :

$$\theta = \frac{1}{l} q_1 \frac{c^2}{2} = \frac{1}{3,75} \left[182 \times \frac{2,12^2}{2} \right] = 109,06 \text{ Kg}$$



- Calcul de T_{AB} et T_{BA} :

$$T_{AB} = \theta + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} = 109,06 - \frac{693,48 + 3450,07}{3,75} = \underline{\underline{-995,88 \text{ Kg}}}$$

$$T_{AB} = q_1 l - T_{AB} = 182 \times 2,12 + 995,88 = \underline{\underline{1678,38 \text{ Kg}}}$$

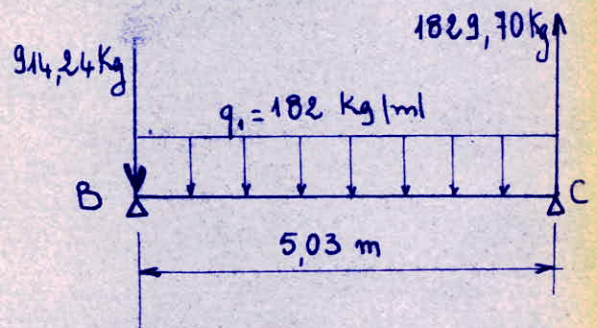
f. Barre BC:

$$T_{BC} = \theta + \frac{M_{BC} + M_{CB}}{l} =$$

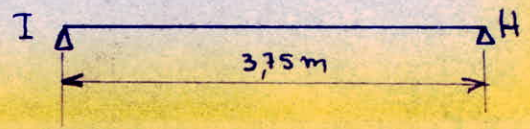
$$= q_1 \frac{l}{2} + \frac{M_{BC} + M_{CB}}{l} =$$

$$= 182 \times \frac{5,03}{2} - \frac{3408,66 - 3492,35}{5,03} = \underline{\underline{-914,24 \text{ Kg}}}$$

$$T_{CB} = q_1 l - T_{BC} = 182 \times 5,03 + 914,24 = \underline{\underline{1829,70 \text{ Kg}}}$$



g. Barre IH:



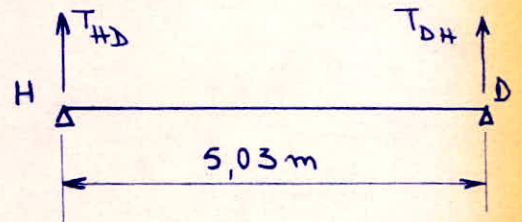
$$T_{IH} = \frac{M_{IH} + M_{HI}}{l} = \frac{642,48 + 657,75}{3,75} = \underline{\underline{346,73 \text{ Kg}}}$$

$$T_{HI} = -T_{IH} = \underline{\underline{-346,73 \text{ Kg}}}$$

h. Barre HD:

$$T_{HD} = \frac{M_{HD} + M_{DH}}{l} = \frac{430,30 + 418,34}{5,03} = \underline{\underline{168,72 \text{ Kg}}}$$

$$T_{DH} = -T_{HD} = \underline{\underline{-168,72 \text{ Kg}}}$$



i. Barre GF:

$$T_{GF} = \theta + \frac{M_{GF} + M_{FG}}{l}$$

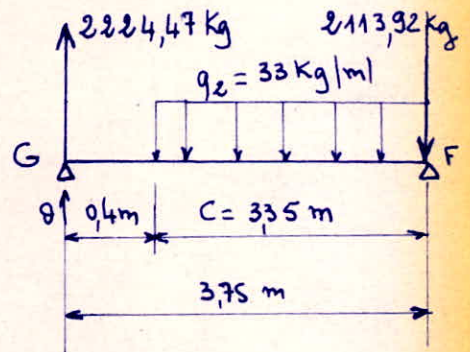
- Calcul de θ :

$$\theta = \frac{1}{l} \cdot q_2 \cdot \frac{c^2}{2} = \frac{1}{3,75} \times 33 \times \frac{3,35^2}{2} = 49,38 \text{ Kg}$$

- Calcul de T_{GF} et T_{FG} :

$$T_{GF} = 49,38 + \frac{3329,12 + 4827,48}{3,75} = \underline{\underline{2224,47 \text{ Kg}}}$$

$$T_{FG} = q_2 \cdot c - T_{GF} = 33 \times 3,35 - 2224,47 = \underline{\underline{-2113,92 \text{ Kg}}}$$



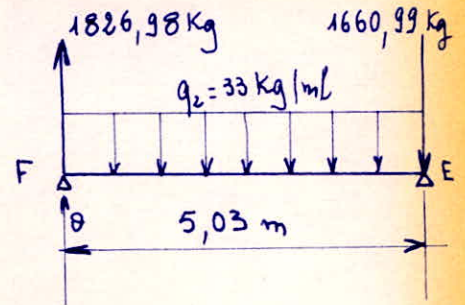
j. Barre FE:

$$T_{FE} = \theta + \frac{M_{FE} + M_{EF}}{l} =$$

$$= q_2 \frac{l}{2} + \frac{M_{FE} + M_{EF}}{l} =$$

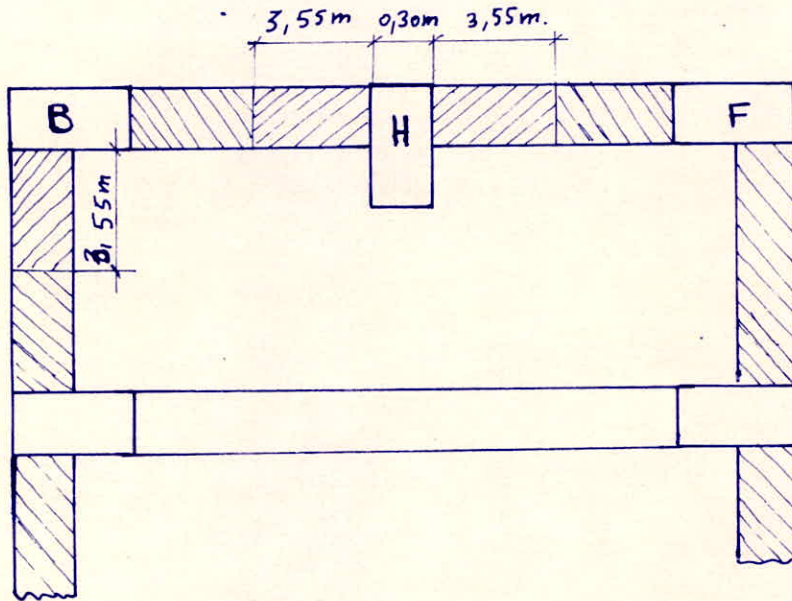
$$= \frac{33 \times 5,03}{2} + \frac{4541,74 + 4230,49}{5,03} = \underline{\underline{1826,98 \text{ Kg}}}$$

$$T_{EF} = q_2 l - T_{FE} = 33 \times 5,03 - 1826,98 = \underline{\underline{-1660,99 \text{ Kg}}}$$



14 - Poids des murs revenant aux poteaux.

Les murs sont en briques, de densité $d = 1500 \text{ kg/m}^3$. Ils apportent aux nœuds B, H et F des efforts concentrés verticaux.



Épaisseur du mur : 20 cm.

hauteur " " : 4,33 m.

soit P_B le poids du mur revenant au poteau AB, P_B étant appliqué en B.

Nous avons : $P_B = P_F = 1500 \times 0,20 \times 3,55 \times 4,33 + 1500 \times 0,20 \times 1,35 \times 4,33$.

$$\text{soit } \boxed{P_B = P_F = 6365 \text{ kg.}}$$

de même nous avons : $P_H = 1500 \times (3,55 + 3,55) \times 0,20 \times 4,33$

$$\text{soit } \boxed{P_H = 9223 \text{ kg.}}$$

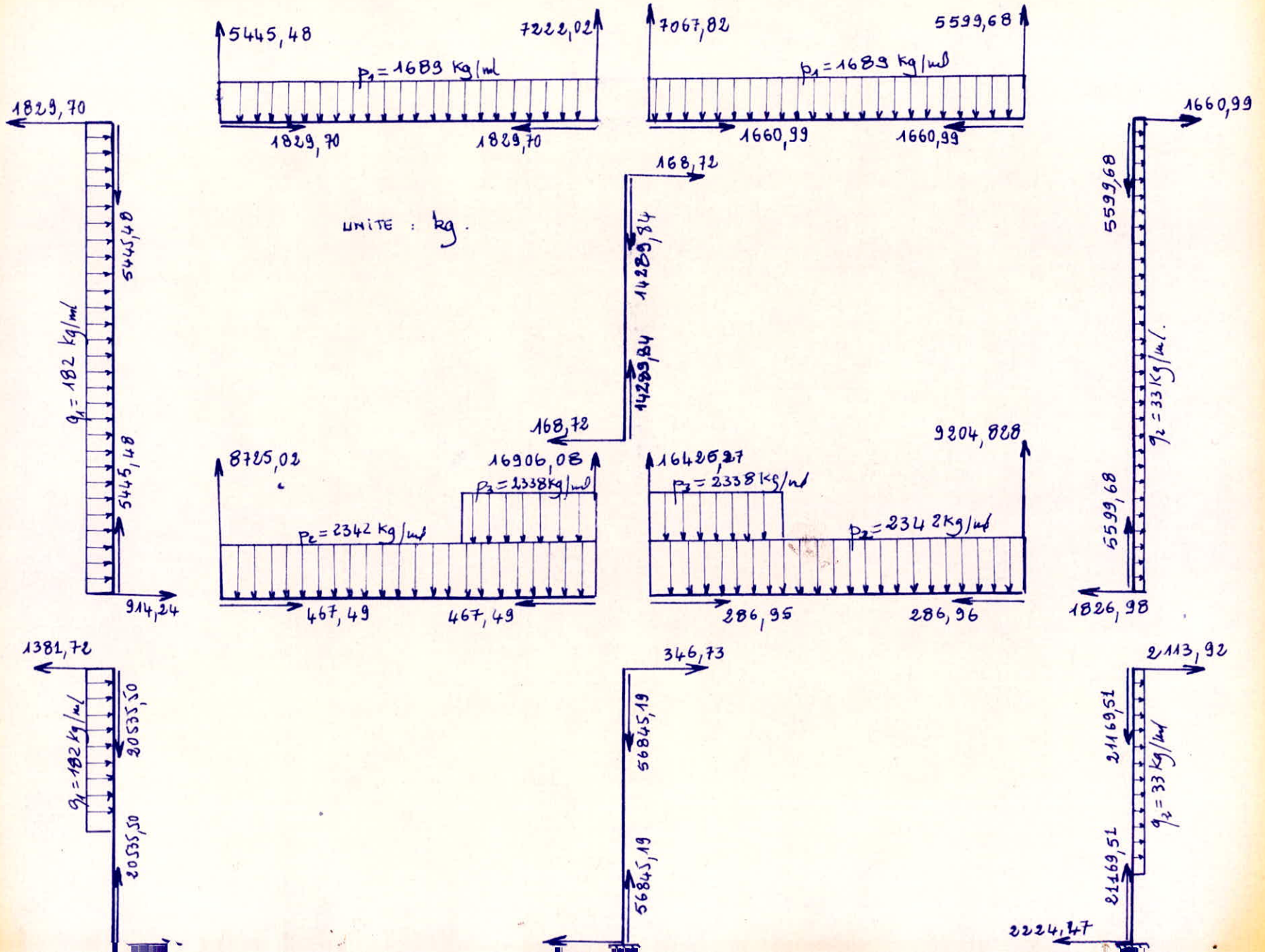
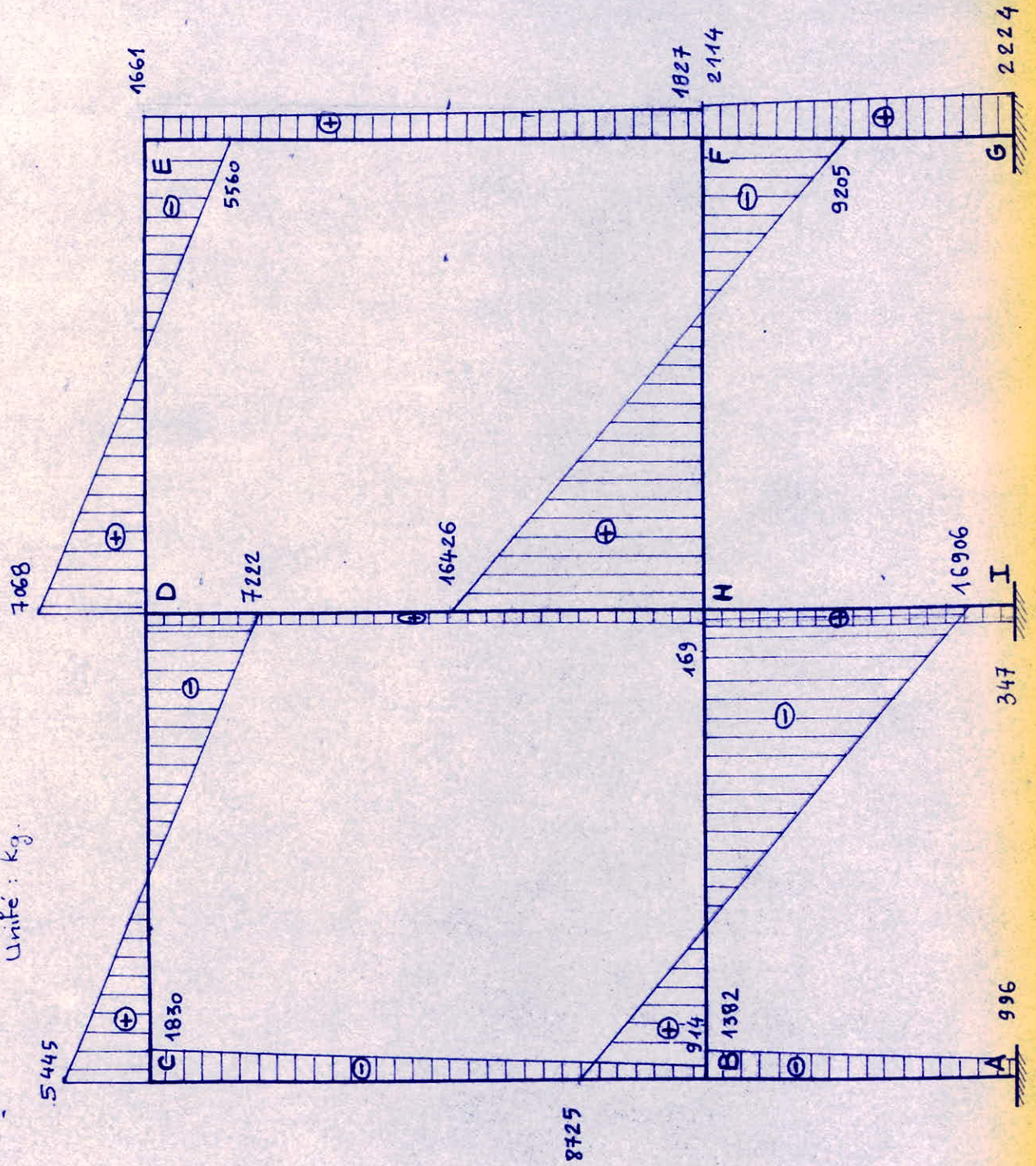
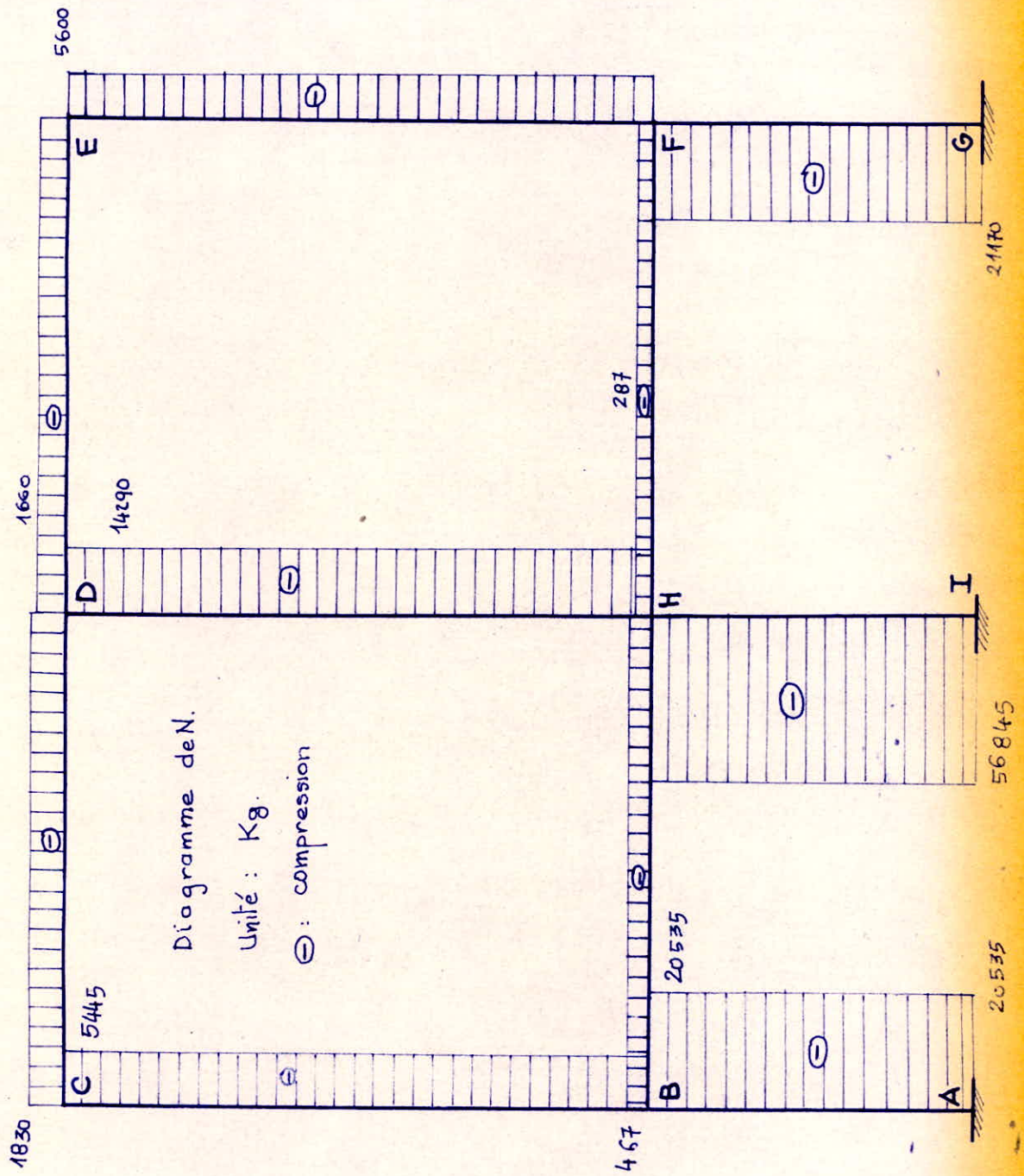


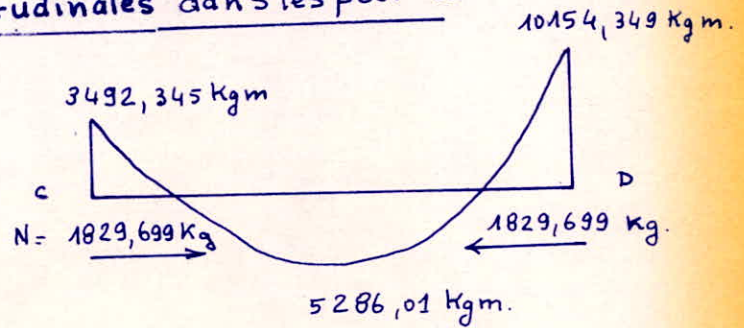
Diagramme de T.
Unité : kg.





- 18. Armatures longitudinales dans les poutres.

a. Poutre CD.



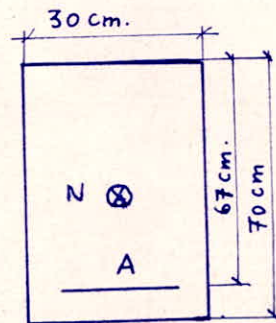
- Section médiane:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{528601}{1829,699} = 288 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{70}{6} = 11,66 \text{ cm.}$$

$$e_0 > e_1$$

N: compression } Section partiellement comprimée.



$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) = 68,5 \left(1 + \frac{288}{3 \times 11,66}\right) = 668 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \boxed{\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2}$$

soit M_b le moment par rapport aux aciers tendus.

$$M_b = 528601 + 1829,699 \times 32 = 587151 \text{ Kg cm.}$$

Nous ramenons la section soumise à la flexion composée à une section soumise à la flexion simple et nous ferrillons avec la méthode de Charon.

$$\text{soit alors } \eta = \frac{15M_b}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 587151}{2800 \times 30 \times 67^2} = 0,0233 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9334 \\ k = 60. \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{60} = 46,67 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{Puisons: } A_1 = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{587151}{2800 \times 0,9334 \times 67} = 3,35 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 3,35 - \frac{1629,699}{2800} = 2,77 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{A = 2,77 \text{ cm}^2}.$$

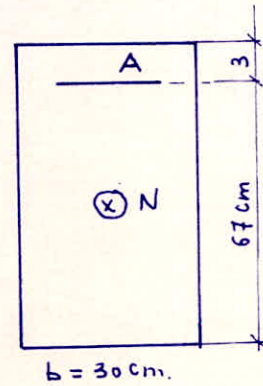
- section sur appui C.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{349235}{1829,699} = 191 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{70}{6} = 11,66 \text{ cm.}$$

$$e_0 > e_1$$

N: Compression } Section partiellement
Comprimée



$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) = 68,5 \left(1 + \frac{191}{3 \times 11,66}\right) = 464 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

soit \mathcal{M} le moment par rapport aux axes tendus:

$$\mathcal{M}'_0 = 349235 + 1829,699 \times 32 = 407785 \text{ Kgcm.}$$

$$N = \frac{15\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 407785}{2800 \times 30 \times 67^2} = 0,0162 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9435 \\ K = 73,5. \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{73,5} = 38 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = \frac{\mathcal{M}'_0}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{407785}{2800 \times 0,9435 \times 67} = 2,30 \text{ cm}^2$$

$$d'où : A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 2,30 - \frac{1829,699}{2800} = 1,65 \text{ cm}^2$$

soit $A = 1,65 \text{ cm}^2$

- section sur appui D

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1015435}{1829,699} = 555 \text{ cm.}$$

$$e_1 = 11,66 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1$
N: Compression \rightarrow la section est
partiellement comprimée.

$$-M_b = 1015435 + 1829,699 \times 32 = 1073985 \text{ Kgcm.}$$

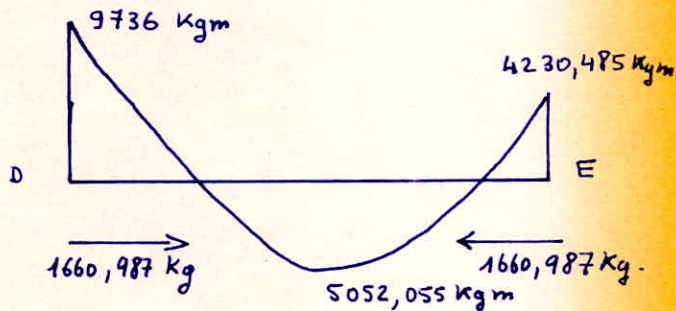
$$N = \frac{15 M_b}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1073985}{2800 \times 30 \times 67^2} = 0,0427 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9126 \\ K = 42,2. \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{42,2} = 66,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A_1 = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{1073985}{2800 \times 0,9126 \times 67} = 6,27 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 6,27 - \frac{1829,699}{2800} = 5,62 \text{ cm}^2 ; \quad \boxed{A = 5,62 \text{ cm}^2.}$$

b- Poutre DE.



- Section entravée.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{505205}{1660,987} = 304 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{70}{6} = 11,66 \text{ cm.}$$

$\left. \begin{array}{l} e_0 > e_1 \\ N : \text{compression} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$

$$\text{Nous prenons } \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$M_b = 505205 + 1660,987 \times 32 = 558357 \text{ Kgcm.}$$

$$N = \frac{15 M_b}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 558357}{2800 \times 30 \times 67^2} = 0,0222 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9346 \\ K = 61,5. \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{61,5} = 45,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

$$A_1 = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{558357}{2800 \times 0,9346 \times 67} = 3,18 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 3,18 - \frac{1660,987}{2800} = 2,59 \text{ cm}^2 ; \quad \boxed{A = 2,59 \text{ cm}^2}$$

- Section sur appui D. ($h_t = 70 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 3 \text{ cm}$).

La section au droit de D est partiellement comprimée, avec $\bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$.

$$M_0 = 973600 + 1660,987 \times 32 = 1026752 \text{ Kg cm.}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1026752}{2800 \times 30 \times 67^2} = 0,0408 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9141 \\ k = 43,2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{43,2} = 65 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b.$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1026752}{2800 \times 0,9141 \times 67} = 5,99 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 5,99 - \frac{1660,987}{2800} = 5,40 \text{ cm}^2 ; \quad \boxed{A = 5,40 \text{ cm}^2}$$

- Section sur appui E. ($h_t = 70 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 3 \text{ cm}$).

La section de la poutre au droit de E est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$M_0 = 423048 + 1660,987 \times 32 = 476200 \text{ Kg cm.}$$

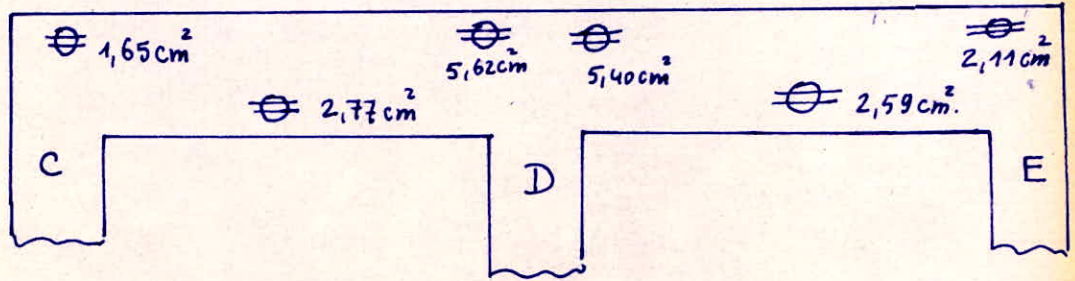
$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 476200}{2800 \times 30 \times 67^2} = 0,0189 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9394 \\ k = 67,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{67,5} = 42 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{476200}{2800 \times 0,9394 \times 67} = 2,70 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 2,70 - \frac{1660,987}{2800} = 2,11 \text{ cm}^2 ; \quad \boxed{A = 2,11 \text{ cm}^2}$$

- le schéma suivant montre les valeurs des sections d'acier calculées dans les poutres CD et DE.



Les poutres CD et DE sont ferrillées symétriquement car le vent peut changer de sens.

• Vérification de la condition de non fragilité.

- Section au droit de C : $\frac{A}{bh} = \frac{1,65}{30 \times 67} = 82 \cdot 10^{-5}$

$$44 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{ht}{h} \right)^2 = 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \times \left(\frac{70}{67} \right)^2 = 124 \cdot 10^{-5}$$

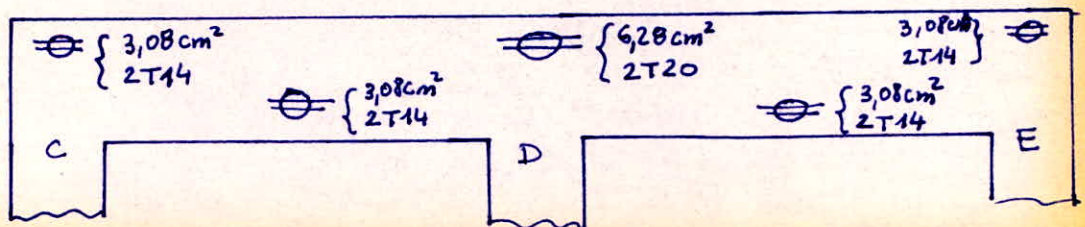
$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{bh} = 82 \cdot 10^{-5} \\ \frac{A}{bh} < 44 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{ht}{h} \right)^2 \end{array} \right\}$$

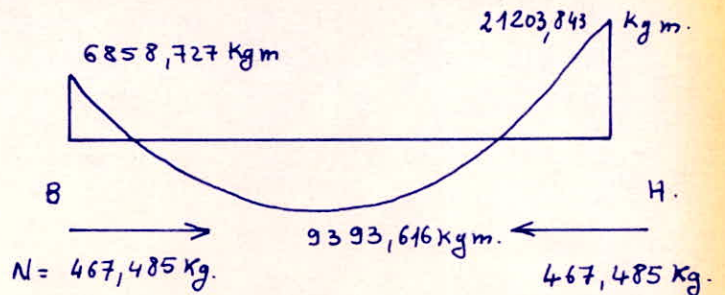
La condition de non fragilité n'est pas vérifiée. Nous mettons le pourcentage minimal d'acier dans les sections au droit de C et au droit de E :

$$\frac{A}{bh} \geq 44 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{ht}{h} \right)^2 = 124 \cdot 10^{-5} \Rightarrow A \geq 124 \cdot 10^{-5} \times bh = 124 \cdot 10^{-5} \times 30 \times 70$$

soit $A \geq 2,61 \text{ cm}^2$.

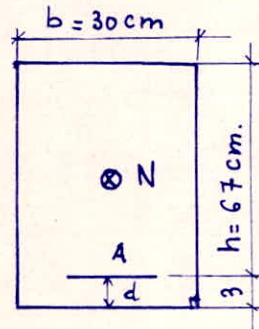
Les sections définitives d'acier dans les poutres CD et DE sont :



c) Poutre BH.- Section d'acier en travée.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{939362}{467,48} = 2009 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{70}{6} = 11,66 \text{ cm.}$$

 $e_0 > e_1$

N: compression } La section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_{b0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) = 68,5 \left(1 + \frac{2009}{3 \times 11,66}\right) = 4023 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \boxed{\bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2}$$

soit M Le moment de flexion par rapport aux aciers tendus.

$$M_b = 939362 + 467,485 \times 32 = 954321 \text{ Kgcm.}$$

$$N = \frac{15 M_b}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 954321}{2800 \times 30 \times 67^2} = 0,0379 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9169 \\ K = 45,2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{45,2} = 62 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{954321}{2800 \times 0,9169 \times 67} = 5,55 \text{ cm}^2$$

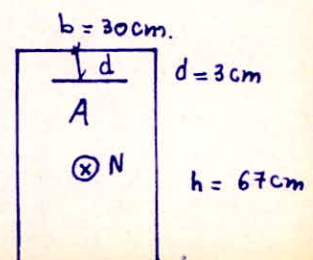
$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 5,55 - \frac{467,485}{2800}, \text{ soit } \boxed{A = 5,38 \text{ cm}^2}$$

- Section d'acier sur appui B.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{685873}{467,485} = 1467 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = 11,66 \text{ cm.}$$

N: compression \rightarrow Sect. part. comprimée.

$$\text{et } \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$



$$M_0 = 685872,7 + 467,485 \times 32 = 700832 \text{ Kgcm.}$$

$$N = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 700832}{2800 \times 30 \times 67^2} = 0,0279 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9275 \\ K = 54. \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{54} = 52 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

$$A_1 = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{700832}{2800 \times 0,9275 \times 67} = 4,03 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 4,03 - \frac{467,485}{2800}, \text{ soit } A = 3,86 \text{ cm}^2.$$

- Section d'acier sur appui H ($b = 30 \text{ cm}$; $h = 67 \text{ cm}$; $d = 3 \text{ cm}$).

La section de la poutre au droit de l'appui H est partiellement comprimée, avec $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$.

$$M_0 = 2120384 + 467,485 \times 32 = 2135343 \text{ kgcm.}$$

$$N = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 2135343}{2800 \times 30 \times 67^2} = 0,0849 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8824 \\ K = 27,5. \end{cases}$$

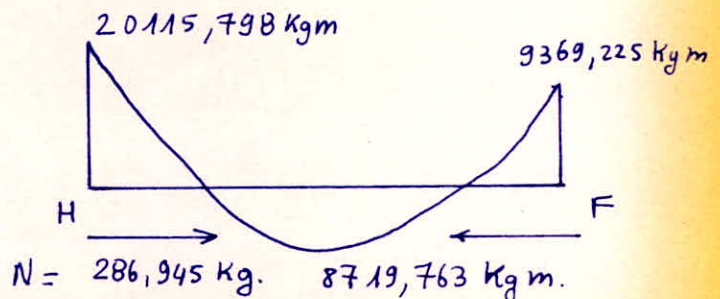
$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{27,5} = 102 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

$$A_1 = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{2135343}{2800 \times 0,8824 \times 67} = 12,9 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 12,9 - \frac{467,485}{2800}, \text{ soit } A = 12,73 \text{ cm}^2.$$

d) Poutre HF.

- Section en travée.



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{871976}{286,945} = 3039 > \frac{h}{6} = \frac{70}{6} = 11,66 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$M_b = 871976 + 286,945 \times 32 = 881158 \text{ Kg cm.}$$

$$\mu = \frac{15M_b}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 881158}{2800 \times 30 \times 67^2} = 0,0350 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9199 \\ K = 47,4. \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{47,4} = 59 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

$$A_1 = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{881158}{2800 \times 0,9199 \times 67} = 5,11 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 5,11 - \frac{286,945}{2800} = 5 \text{ cm}^2;$$

$$A = 5 \text{ cm}^2.$$

- section sur appui H. (h = 67 cm; b = 30 cm).

$$M_b = 2011579,8 + 286,945 \times 32 = 2020762 \text{ Kg cm.}$$

$$\mu = \frac{15M_b}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 2020762}{2800 \times 30 \times 67^2} = 0,0804 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8851 \\ K = 28,5. \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{28,5} = 98 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A_1 = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{2020762}{2800 \times 0,8851 \times 67} = 12,17 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 12,17 - \frac{286,945}{2800}, \text{ soit } A = 12,07 \text{ cm}^2.$$

- section sur appui F.

$$M_b = 936922 + 286,945 \times 32 = 946105 \text{ Kg cm.}$$

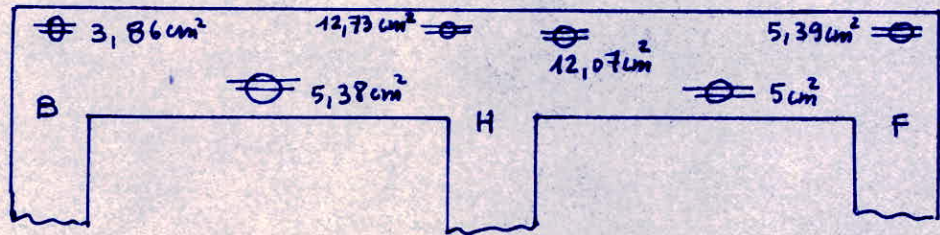
$$\mu = \frac{15 \times 946105}{2800 \times 30 \times 67^2} = 0,0376 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9172 \\ K = 45,4. \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{45,4} = 62 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

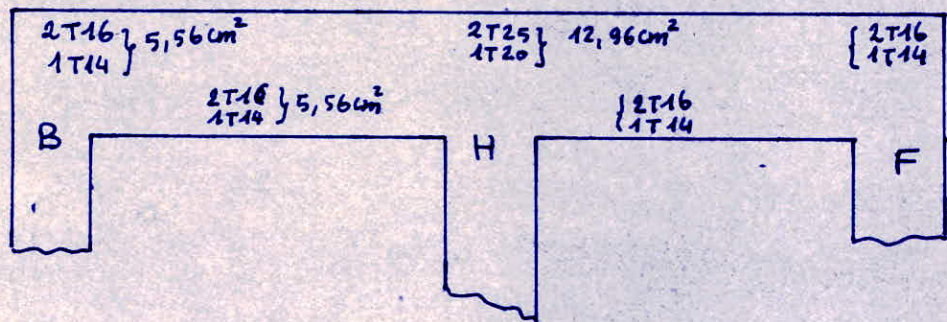
$$A_1 = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{946105}{2800 \times 0,9172 \times 67} = 5,5 \text{ cm}^2.$$

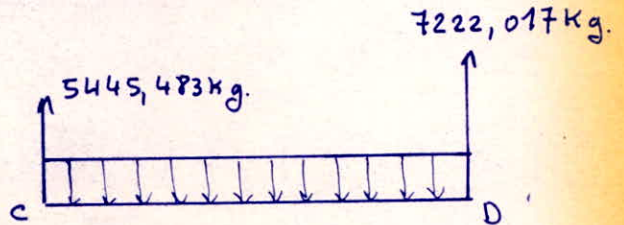
$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 5,5 - \frac{286,945}{2800} \text{ ; soit } \boxed{A = 5,39 \text{ cm}^2}.$$

Les valeurs des sections calculées sont représentées sur le schéma suivant :



Les poutres sont ferrillées symétriquement. Les valeurs des sections définitives à prendre en compte sont les suivantes :



19. Étude de l'effort tranchant dans les poutres.a - Poutre CD.

- contrainte de cisaillement maximale:

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b z} = \frac{7222,017}{30 \times \frac{7}{8} \times 67} = 4,106 \text{ Kg/cm}^2$$

dans la section au droit de D nous avons:

$$- \sigma'_b = 66,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$- \tau_{b\max} < 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$$

Nous utiliserons des cadres \perp ligne moyenne., $\phi 8$; $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ Kg/cm}^2$.

- Espacement admissible entre les cadres:

$$\bar{t} = \max \left(0,2h ; h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \right)$$

$$0,2h = 13,4 \text{ cm.}$$

$$h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 67 \left(1 - 0,3 \times \frac{4,106}{5,9} \right) = 53 \text{ cm} \quad \left. \vphantom{h} \right\} \bar{t} = 53 \text{ cm}$$

- Valeur de $\bar{\sigma}_{at}$.

$$\cdot \rho_{at} = \max \left(\frac{2}{3} ; 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right) = \max (0,666 ; 0,923) = 0,923$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} = 0,923 \times 2400 = 2215 \text{ Kg/cm}^2$$

- Espacement \bar{a} à l'appui D.

$$t = \frac{At \cdot \bar{\sigma}_{at} z}{T} = \frac{2 \times 0,5 \times 2215 \times \frac{7}{8} \times 67}{7222,017} = 17,98 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm.}$$

- Espacements pratiques entre les aciers transversaux :

$$5 + 5 \times 16 + 4 \times 20 + 4 \times 25 + 2 \times 35 + 20 \quad (\text{Répartition symétrique}).$$

• Vérification des conditions aux appuis.

• Appui E.

$$A\bar{\sigma}_a = 3,08 \times 2800 = 8624 \text{ Kg.}$$

$$T + \frac{M}{z} = 5599,680 - \frac{423048,5 \times 8}{7 \times 67} = -1616 \text{ Kg.}$$

$$\rightarrow A\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z} \quad ; \text{ condition vérifiée.}$$

• Appui C.

$$A\bar{\sigma}_a = 3,08 \times 2800 = 8624 \text{ Kg.}$$

$$T + \frac{M}{z} = 5445,483 - \frac{349245 \times 8}{7 \times 67} < 0 \quad \left. \vphantom{T + \frac{M}{z}} \right\} A\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}.$$

Calcul de c (distance comptée à partir du nu de l'appui, à laquelle commence l'ancrage):

$$c = \frac{5599 \times 2}{68,5 \times 36} = 5,4 \text{ cm} \rightarrow c = 6 \text{ cm.}$$

• Vérification de la contrainte d'adhérence.

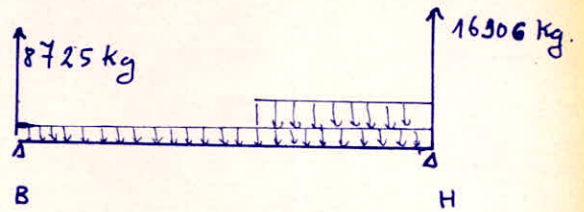
$$\bar{\tau}_d = 24d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,15 \times 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2.$$

Appui E :

$$\tau_d = \frac{T}{z n p} = \frac{5599,680 \times 8}{7 \times 67 \times 8,8} = 10,85 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d.$$

Appui D :

$$\tau_d = \frac{7222,017 \times 8}{7 \times 67 \times 12,56} = 9,81 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d.$$

b - Poutre BH.

contrainte de cisaillement maximale:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b z} = \frac{16906}{30 \times \frac{7}{8} \cdot 67} = 9,62 \text{ kg/cm}^2.$$

Dans la section au droit de H nous avons :

$$\begin{aligned} - \sigma'_b &= 109 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \overline{\sigma'_b} < \sigma'_b < 2\overline{\sigma'_b}. \\ - \tau_b &< \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\overline{\sigma'_b}}\right) \overline{\sigma_b} = \left(4,5 - \frac{109}{68,5}\right) 5,9 = 17,79 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

⇒ les armatures transversales seront des cadres et des épingles perpendiculaires à la ligne moyenne. Aier Fe E24.

- Espacement admissible entre les cadres:

$$\overline{t} = \max\left(0,2h; h\left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\overline{\sigma_b}}\right)\right) = \max(13,4; 34,23).$$

$$\text{soit } \overline{t} = 34 \text{ cm.}$$

- Valeur de $\overline{\sigma_{at}}$.

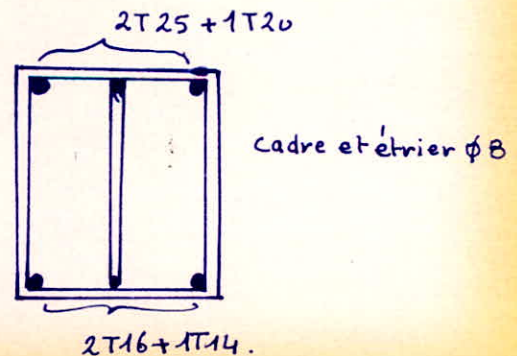
$$f_{at} = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{9\overline{\sigma_b}}\right) = \max(0,666; 0,819) \rightarrow f_{at} = 0,819.$$

$$\rightarrow \overline{\sigma_{at}} = f_{at} \overline{\sigma_{en}} = 0,819 \times 2400 = 1966 \text{ kg/cm}^2.$$

- Espacement à l'appui H.

$$A_t = 4 \times 0,5 = 2 \text{ cm}^2.$$

$$t = \frac{A_t \overline{\sigma_{at}}}{T} = \frac{2 \times 1966 \times \frac{7}{8} \times 67}{16906}$$



soit $t = 14 \text{ cm}$.

Disposition des cadres et étriers:

$$6 + 5 \times 13 + 4 \times 16 + 4 \times 20 + 5 \times 25 + 15 \text{ (Répartition symétrique)}.$$

• Vérification des conditions aux appuis.

Appui B :

$$\left. \begin{aligned} A\bar{\sigma}_a &= 5,56 \times 2800 = 15568 \text{ Kg.} \\ \frac{M}{Z} + T &= 8725,52 - \frac{685872,7}{\frac{7}{8} \cdot 67} < 0 \end{aligned} \right\} A\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{Z}.$$

M étant grand devant T en valeur absolue, la condition $A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{Z}$ est également vérifiée aux appuis H et F.

Calcul de c :

$$c \geq \frac{2T}{\bar{\sigma}'_{bo} \times b} = \frac{2 \times 9204,828}{68,5 \times 30} = 8,96 \text{ cm} \rightarrow c = 9 \text{ cm}.$$

→ l'ancrage des armatures commence à 9 cm à partir du nu des appuis B et F.

• Vérification de la contrainte d'adhérence.

$$\tau_d = \frac{T_{\max}}{Z_{\text{pui.}}} \frac{A_i}{A} ; \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

Appuis B et F:

$$\tau_{d,16} = \frac{9204,828}{\frac{7}{8} \cdot 67 \times 5,03} \times \frac{2,01}{5,56} = 11,28 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d.$$

$$\tau_{d,14} = \frac{9204,828}{\frac{7}{8} \times 67 \times 4,40} \times \frac{1,54}{5,56} = 9,88 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d.$$

Appui H :

$$\sigma_{d25} = \frac{T_{max}}{Z_{puks}} \frac{A_{25}}{A} = \frac{16906}{\frac{7}{8} \cdot 17 \cdot 15,71} \times \frac{9,82}{12,56} < 13,91 \text{ Kg/cm}^2 < \overline{\sigma_d}$$

$$\sigma_{d20} = \frac{16906}{\frac{7}{8} \times 67 \times 6,20} \times \frac{3,14}{12,96} = 11,13 \text{ Kg/cm}^2 < \overline{\sigma_d}$$

20 - Vérification des flèches.

Nous avons des poutres associées à un hourdis. (Art 61,21 CCBA 68).

a- Poutres CD et DE.

Nous vérifions la flèche pour la poutre CD dont le moment en travée st supérieur au moment entravée de la poutre DE.

Il n'est pas utile de donner une justification de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$-\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$-\frac{A}{bh} < \frac{43}{\sigma_{en}}$$

$$-\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{16}$$

Pour la poutre CD, nous avons: $M_t = 5286 \text{ Kg.m}$, $M_0 = \frac{P_1 l^2}{8}$,
soit $M_0 = 1689 \times \frac{7,5^2}{8} = 11875 \text{ Kg.m}$.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{bh} = \frac{3,08}{30 \times 67} = 15 \cdot 10^{-4} \\ \frac{43}{\sigma_{en}} = \frac{43}{4120} = 0,01 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A}{bh} < \frac{43}{\sigma_{en}}$$

$$\frac{ht}{l} = \frac{0,70}{7,50} = 0,093.$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} &= \frac{1}{10} \frac{5286}{11875} = 0,044 \\ \frac{ht}{l} &\geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \end{aligned} \right\}$$

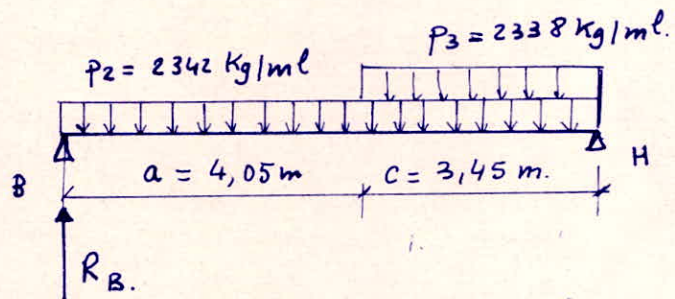
$$\frac{ht}{l} = 0,093 > \frac{1}{16} = 0,0625.$$

Conclusion: Nous admettons qu'il n'est pas utile de donner une justification de la flèche.

b - Poutres BH et HF.

Nous vérifions la flèche pour la poutre BH qui a le + grand moment entravée.

- Calcul de M_0 .



Valeur de R_B .

$$R_B \cdot (a+c) = p_2 \frac{(a+c)^2}{2} + p_3 \cdot \frac{c^2}{2}$$

$$R_B = \frac{1}{(a+c)} \left[p_2 \frac{(a+c)^2}{2} + p_3 c \cdot \frac{c}{2} \right] = \frac{1}{7,5} \left[2342 \times \frac{7,5^2}{2} + 2338 \times \frac{3,45^2}{2} \right]$$

$$\text{soit } R_B = 10637,702 \text{ Kg.}$$

$0 < x < 4,05$:

$$M(x) = R_B x - p_2 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM}{dx} = 0 \Leftrightarrow R_B = p_2 x.$$

$$\rightarrow x = \frac{R_B}{p_2} = \frac{10637,702}{2342} = 4,54 \text{ m.}$$

La valeur $x = 4,54 \text{ m}$ est absurde car elle ne satisfait pas l'hypothèse $x < 4,05 \text{ m}$.

soit alors maintenant $4,05 \leq x \leq 7,5$.

$$M(x) = R_B \cdot x - p_2 \frac{x^2}{2} - p_3 \cdot \frac{(x-a)^2}{2}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow R_B - p_2 \cdot x - p_3(x-a) = 0$$

$$R_B - p_2 x - p_3 x + p_3 a = 0 \Rightarrow x = \frac{R_B + p_3 a}{p_2 + p_3}$$

$$\text{soit } x = \frac{10637,702 + 2338 \times 4,05}{2342 + 2338} = 4,29 \text{ m.}$$

$$M_{\max} = M_0 = 10637,702 \times 4,29 - 2342 \times \frac{4,29^2}{2} - 2338 \left(\frac{4,29 - 4,05}{2} \right)^2$$

$$\text{soit } M_0 = \underline{24017 \text{ kgm.}}$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,70}{7,50} = 0,093$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \cdot \frac{9393}{24017} = 0,039 \\ \frac{h_t}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} ; \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\}$$

$$\frac{A}{bh} = \frac{5,56}{30 \times 67} = 0,0027$$

$$\frac{43}{\sigma_{en}} = \frac{43}{4120} = 0,010$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{bh} < \frac{43}{\sigma_{en}} \end{array} \right\}$$

→ La justification de la flèche est inutile.

21. Armatures longitudinales dans les poteaux.

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

a. Poteau AB.

- Section sur appui A. ($h_t = 50 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$;

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{63948,4}{20536} = 3,11 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{50}{6} = 8,33 \text{ cm}$$

} $e_0 < e_1$: Section entièrement comprimée.

$$\overline{\sigma}'_b = \overline{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 68,5 \left(1 + \frac{3,11}{3 \times 8,33} \right) = 77 \text{ Kg/cm}^2.$$

* Calculons la contrainte maximale de compression dans le béton:

$$\sigma'_{b \max} = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} v = \frac{h_t}{2} = 25 \text{ cm.} \\ I = \frac{bh_t^3}{12} \end{cases}$$

$$\rightarrow \sigma'_{b \max} = \frac{20536}{30 \times 50} + \frac{63948,4 \times 25}{30 \times \frac{50^3}{12}} = 18,81 \text{ Kg/cm}^2 < \overline{\sigma}'_b.$$

\Rightarrow Le béton seul suffit pour reprendre les efforts.

- Section sur appui B.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{345007}{20536} = 16,8 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = 8,33 \text{ cm}$$

} Section partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b_0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) = 68,5 \left(1 + \frac{16,8}{3 \times 1,33}\right) = 114,5 \text{ kg/cm}^2.$$

soit M_b le moment de flexion par rapport aux aciers tendus.

$$M_b = 345007 + 20536 \times 20 = 755727 \text{ kg cm.}$$

$$\nu = \frac{15 M_b}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 755727}{2800 \times 30 \times 45^2} = 0,0666 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8938 \\ k = 32,1. \end{cases}$$

$$A = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{755727}{2800 \times 0,8938 \times 45} - \frac{20536}{2800} = -1,16 \text{ cm}^2.$$

$A < 0 \Rightarrow$ les aciers tendus ne sont pas nécessaires.

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{32,1} = 87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{les aciers comprimés}$$

sont inutiles.

Nous mettons donc le pourcentage minimal d'acier dans ce poteau.

- vérification au flambement.

$$\text{soit } l_c = 0,7 l_0 = 0,7 (3,75 + 0,35) = 2,87.$$

$$\frac{l_c}{a} = \frac{2,87}{0,30} = 9,57$$

$$\frac{l_c}{a} < 14,4 \rightarrow \text{le poteau ne flambe pas.}$$

- Calcul du pourcentage minimal.

$$A_{\min} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\sigma}'_{b_0}}.$$

$$\vartheta_1 = 1,8 \text{ (poteau d'angle).}$$

$$\vartheta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{2,87}{4 \times 0,30 - 2 \times 0,05} = 3,61.$$

$$\vartheta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,514.$$

$$Al_{\min} = 1,8 \times 3,61 \times 1,514 \times \frac{1,25}{1000} \times \frac{20536}{68,5} = 3,69 \text{ cm}^2.$$

b - Poteau G.F.

- Section sur appui G: ($h_T = 50 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$).

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{332900}{21170} = 15,73 \text{ cm} > \frac{h_T}{6} = 8,33 \text{ cm} \rightarrow \text{sect. partiellement comprimée.}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 68,5 \left(1 + \frac{15,73}{3 \times 8,33} \right) = 111 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$M_0 = 332900 + 21170 \times 20 = 756300 \text{ Kg.cm.}$$

$$\mu = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 756300}{2800 \times 30 \times 45^2} = 0,0666 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8938 \\ K = 32,1. \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{32,1} = 87,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés.}$$

$$A = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{756300}{2800 \times 0,8938 \times 0,2938} - \frac{21170}{2800} = -0,84 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

Pas d'aciers de traction.

- Section sur appui F.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{482700}{21170} = 22,80 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 8,33 \text{ cm} \rightarrow \text{Sect. partiellement comprimée.}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_b \left(1 + \frac{e_0}{3 \times e_1}\right) = 68,5 \left(1 + \frac{22,80}{3 \times 8,33}\right) = 131 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$M_b = 482700 + 21170 \times 20 = 906100 \text{ Kg} \cdot \text{cm.}$$

$$N = \frac{15 M_b}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 906100}{2800 \times 30 \times 45^2} = 0,0799 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8853 \\ \kappa = 28,6. \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{28,6} = 98 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b : \text{pas d'aciers comprimés.}$$

$$A = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{906100}{2800 \times 0,8853 \times 45} - \frac{21170}{2800} = 0,57 \text{ cm}^2.$$

- Calcul du pourcentage minimal.

$$A_{\text{min}} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\sigma}'_b}; \theta_1, \theta_2 \text{ et } \theta_3 \text{ sont calculés dans}$$

l'étude du poteau AB.

$$A_{\text{min}} = \frac{1,25}{1000} \times 1,8 \times 3,61 \times 1,514 \times \frac{21170}{68,5} = 3,8 \text{ cm}^2.$$

- les poteaux AB et GF sont ferrillés symétriquement car le vent peut changer de sens.

Nous prenons $A = 6,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T12$ dans les poteaux AB et GF.

c - Poteau IH.

- Section sur appui I.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{64200}{56845} = 1,13 \text{ cm} < e_1 = \frac{h_E}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \rightarrow \text{La section est}$$

entièrement comprimée.

$$\overline{\sigma}'_b = \overline{\sigma}'_{b_0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) = 68,5 \left(1 + \frac{1,13}{3 \times 5}\right) = 73,66 \text{ Kg/cm}^2.$$

soit $\sigma'_{b \max}$ la contrainte de compression maximale dans le béton :

$$\sigma'_{b \max} = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I} = \frac{56845}{30 \times 50} + \frac{64200 \times 15}{50 \times \frac{30^3}{12}} = 46,46 \text{ Kg/cm}^2.$$

le béton seul suffit.

- Section sur appui H: Le moment en H étant très voisin du moment en I, les résultats obtenus dans l'étude de la section du poteau au droit de l'appui I restent valables pour la section au droit de l'appui H.

. Vérification au flambement: mêmes calculs que pour le poteau AB.

. Calcul du pourcentage minimal.

$$A_{l \min} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\overline{\sigma}'_{b_0}} \text{ avec } \begin{cases} \theta_1 = 1,4 : \text{ poteau de rive} \\ \theta_2 = 3,61 \\ \theta_3 = 1,514. \end{cases}$$

$$A_{l \min} = \frac{1,25}{1000} \times 1,4 \times 3,61 \times 1,514 \times \frac{56845}{68,5}$$

$$\text{soit } A_{\text{min}} = 7,94 \text{ cm}^2.$$

$$\text{prenons } A = 9,23 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6T14.$$

d. Poteau BC.

Section sur appuis B etc. ($M_B \approx M_C$).

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{349200}{5445} = 64 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 8,33 \text{ cm} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \sigma'_{b0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) = 68,5 \left(1 + \frac{64}{3 \times 8,33}\right) = 244 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_b = 349200 + 5445 \times 20 = 458100 \text{ Kg cm.}$$

$$N = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 458100}{2800 \times 30 \times 45^2} = 0,0404 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9147 \\ k = 43,6. \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{43,6} = 64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés.}$$

$$A = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{458100}{2800 \times 0,9147 \times 45} - \frac{5445}{2800} = 2,03 \text{ cm}^2.$$

- vérification au flambement.

$$l_c = 0,7l_0 = 0,7 \times 5,03 = 3,52 \text{ m.}$$

$$\frac{l_c}{a} = \frac{3,52}{0,30} = 11,74 < 14,4 \rightarrow \text{le poteau ne flambé pas.}$$

- Calcul du pourcentage minimal.

$$\theta_1 = 1,8; \quad \theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{3,52}{4 \times 0,3 - 2 \times 0,05} = 4,20.$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,514.$$

$$A_{\min} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\sigma'_b} = \frac{1,25}{1000} \times 1,8 \times 4,2 \times 1,514 \times \frac{5445}{68,5} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

e. Poteau FE.

- Sections sur appuis F et E.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{454200}{5600} = 81 \text{ cm} > e_1 = \frac{h}{6} = 8,33 \text{ cm} \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

$$\overline{\sigma'_b} = 68,5 \left(1 + \frac{81}{3 \times 8,33} \right) = 290 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \sigma'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$M_b = 454200 + 5600 \times 20 = 566200 \text{ Kg cm.}$$

$$\nu = \frac{15 \times 566200}{2800 \times 30 \times 45^2} = 0,0499 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9064 \\ \kappa = 38,4. \end{cases}$$

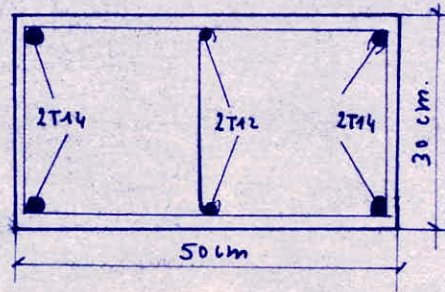
$$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma'_a}}{\kappa} = \frac{2800}{38,4} = 73 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0.$$

$$A = \frac{M_b}{\overline{\sigma'_a} \varepsilon h} - \frac{N}{\overline{\sigma'_a}} = \frac{566200}{2800 \times 0,9064 \times 45} - \frac{5600}{2800} = 2,96 \text{ cm}^2.$$

- Calcul du pourcentage minimal.

$$A_{\min} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\sigma'_b} = \frac{1,25}{1000} \times 1,8 \times 4,2 \times 1,514 \times \frac{5600}{68,5} = 1,17 \text{ cm}^2.$$

Les poteaux BC et FE sont ferrillés symétriquement. Dans toute section transversale de ces poteaux nous avons la section d'armatures longitudinales suivante:



f - Poteau H.D.

- Sections sur appuis H et D.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{43030}{14290} = 3 \text{ cm} < e_1 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\overline{\sigma'_b} = \overline{\sigma'_{b0}} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) = 68,5 \left(1 + \frac{3}{3 \times 5}\right) = 82,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b \max} = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{14290}{30 \times 50} + \frac{43030 \times 15}{50 \times \frac{30^3}{12}} = 15,26 \text{ Kg/cm}^2 < \overline{\sigma'_b}$$

→ le béton seul suffit.

- Vérification au flambement.

$$l_c = 0,7 l_0 = 0,7 \times 5,03 \rightarrow \frac{l_c}{a} = \frac{0,7 \times 5,03}{0,3} = 11,7 < 14,4 \Rightarrow \text{le poteau ne flambe pas.}$$

- Calcul de $A_{l \min}$.

$$A_{l \min} = \frac{1,25}{1000} \times 0,1 \times 0,3 \frac{N}{\overline{\sigma'_{b0}}} = \frac{1,25}{1000} \times 1,4 \times 4,2 \times 1,514 \frac{14290}{68,5} = 1,66 \text{ cm}^2$$

Dans toute section transversale du poteau, prenons $A_T = 6,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T12$.

Tableau de ferrailage (Armatures longitudinales)

Poteaux	Sections calculées	Valeur de A_T (A_T : section totale)	A_{lmin}
AB	au droit de A $\begin{cases} A = 0 \\ A' = 0 \end{cases}$	$6,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T12$	$3,69 \text{ cm}^2$
	au droit de B $\begin{cases} A = 0 \\ A' = 0 \end{cases}$	$6,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T12$	
GF	au droit de G $\begin{cases} A = 0 \\ A' = 0 \end{cases}$	$6,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T12$	$3,8 \text{ cm}^2$
	au droit de F $\begin{cases} A = 0,57 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$	$6,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T12$	
IH	au droit de I $\begin{cases} A = 0 \\ A' = 0 \end{cases}$	$9,23 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T14$	$7,94 \text{ cm}^2$
	au droit de H $\begin{cases} A = 0 \\ A' = 0 \end{cases}$	$9,23 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T14$	
HD	au droit de H $\begin{cases} A = 0 \\ A' = 0 \end{cases}$	$6,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T12$	$1,66 \text{ cm}^2$
	au droit de D $\begin{cases} A = 0 \\ A' = 0 \end{cases}$	$6,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T12$	
BC	au droit de B $\begin{cases} A = 2,03 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$	$8,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} 4T14 \\ 2T12 \end{cases}$	$1,14 \text{ cm}^2$
	au droit de C $\begin{cases} A = 2,03 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$	$8,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} 4T14 \\ 2T12 \end{cases}$	
FE	au droit de F $\begin{cases} A = 2,96 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$	$8,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} 4T14 \\ 2T12 \end{cases}$	$1,17 \text{ cm}^2$
	au droit de E $\begin{cases} A = 2,96 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$	$8,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} 4T14 \\ 2T12 \end{cases}$	

Remarque:

Sur chacune des parois de la poutre (de hauteur $h_t = 70 \text{ cm}$), nous disposons une barre longitudinale $\phi 8$.

Cette barre a un double rôle :

- elle empêche la fissuration du béton
- Elle évite la déformation du ferrailage et permet le maintien des barres dans la position qu'elles doivent occuper dans le béton.

22. Armatures transversales dans les poteaux.

Les armatures transversales sont constituées par des cadres de $\phi 8$. Acier FeE40.

a. Espacement entre les cours en zone courante (Art 32,41 CGBA 68).

Nous prenons $t \leq 15 \phi_{lmin}$, ϕ_{lmin} étant le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_{lmin} = 12 \text{ mm} \rightarrow t \leq 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm.}$$

$$\boxed{t = 18 \text{ cm.}} \quad \text{pour tous les poteaux.}$$

b. Espacement entre les cours en zone de recouvrement.

α - longueur de recouvrement: l_r . (Art 32,25 CGBA 70).

$$l_r \geq \max \left\{ \frac{6}{10} l_d ; 20 \phi \right\}.$$

- Longueur de scellement droit: l_d (Art 30-51):

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} ; \bar{\sigma}_d = 1,25 \sigma_d^2 ; \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 = 16,59 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{pour } \phi = 1,4 \text{ cm, } l_d = \frac{1,4}{4} \times \frac{2800}{16,59} = 59 \text{ cm.}$$

$$\frac{6}{10} l_d = 0,6 \times 59 = 35,4 \text{ cm.}$$

$$20 \phi = 20 \times 1,4 = 28 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{6}{10} l_d = 35,4 \text{ cm.} \\ 20 \phi = 28 \text{ cm.} \end{array} \right\} l_r \geq 35,4 \text{ cm.}$$

$$\text{Nous prenons } \boxed{l_r = 65 \text{ cm.}}$$

β - Nombre de cours dans la zone de recouvrement (Art 32,31 CCB A68).

$$\beta \geq \max \left\{ 3; 0,4 \frac{\phi_p^2}{\phi_t^2} \frac{\sigma_{en,p}}{\sigma_{en,t}} \right\}.$$

$$0,4 \frac{\phi_p^2}{\phi_t^2} \frac{\sigma_{en,p}}{\sigma_{en,t}} = 0,4 \times \frac{1,4^2}{0,8^2} \frac{4200}{4200} = 1,225.$$

Prenons $\beta = 5$.

Espacement entre les cours dans la zone de recouvrement:

$$t = \frac{65}{5} = 13 \text{ cm.}$$

C. PORTIQUE AU DROIT DU JOINT.

Nous avons calculé ce portique de la même manière que le portique de rive. De ce fait nous mettons uniquement les résultats.

1. Prédimensionnement:

- poutres : $h_e = 0,70\text{m}$
 $b_o = 0,30\text{m}$
- poteaux : $0,50 \times 0,30\text{ m}$.

2. Évaluation des charges et surcharges:

a. Charges horizontales:

$$q_1 = 182 \text{ Kg/ml.}$$

$$q_2 = 33 \text{ Kg/ml.}$$

b. Charges Verticales:

↻ Poutre de la terrasse:

$$\begin{aligned} \text{- Poids propre de la poutre:} \\ 0,30 \times 1,45 \times 2500 &= 1087,5 \text{ Kg/ml.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Charge /ml ramenée par le plancher sur la poutre:} \\ 822 \times \frac{2,70}{2} &= 1109,7 \text{ Kg/ml.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Surcharge /ml sur la poutre:} \\ 1,2 \times 150 \times 0,30 &= 54 \text{ Kg/ml.} \end{aligned}$$

Soit p_1 la charge /ml sur la poutre :

$$p_1 = 1087,5 + 1109,7 + 54 = \underline{\underline{2251,2 \text{ Kg/ml}}}$$

β) Poutre du plancher de la salle de spectacle :

- Poids propre de la poutre :

$$0,30 \times 0,70 \times 2500 = 525 \text{ Kg/ml}$$

- Charge /ml ramenée par le plancher sur la poutre :

$$1160 \times \frac{2,70}{2} = 1566 \text{ Kg/ml}$$

- Charge /ml ramenée par le mur porteur et le plancher de la salle de projection sur la poutre :

$$1792,92 + 737 = 2530 \text{ Kg/ml}$$

Soit p_2 la charge totale /ml sur la poutre :

$$p_2 = 525 + 1566 + 2530 = \underline{\underline{4621 \text{ Kg/ml}}}$$

c. schémas statiques :

3. Calcul des coefficients de raideurs: $R_{ij} = \frac{I_{ij}}{l_{ij}}$

Barres (ij)	$I_{ij} (m^4)$	$l_{ij} (m)$	$R_{ij} (m^3)$
AB ; EF	$31,25 \cdot 10^{-4}$	3,38	$9,25 \cdot 10^{-4}$
BC ; DE	$31,25 \cdot 10^{-4}$	5,09	$6,14 \cdot 10^{-4}$
CD	$760 \cdot 10^{-4}$	15	$50 \cdot 10^{-4}$
BG ; GE	$85,75 \cdot 10^{-4}$	7,5	$11,5 \cdot 10^{-4}$

4. Calcul des coefficients de répartition: $C_{ij} = \frac{R_{ij}}{\sum R_i}$

Nœuds	Barres	C_{ij}	Barres	Nœuds
B	BA	0,344	EF	E
	BC	0,228	ED	
	BG	0,428	EG	
C	CD	0,891	DC	D
	CB	0,109	DE	
G	GB	0,357		
	GE	0,357		
	GH	0,286		

5. Tableau des moments (de Cross) totaux aux nœuds:

Ce tableau est obtenu en additionnant algébriquement les moments sous les C.V., sous les C.H et les moments sous les déplacements des nœuds multipliés par les coefficients K_1 et K_2 .

ΣM	K ₂ M ₂	K ₁ M ₁	MCH	MCV	Barres	Nœuds
- 21 95,657	+ 972,356	- 127,424	+ 5,587	- 3046,176	AB	A
- 5781,810	+ 794,416	- 253,440	- 230,164	- 6092,622	BA	B
- 7355,273	- 229,600	+ 513,216	+ 349,101	- 7987,990	BC	
+ 13 137,083	- 564,816	- 259,776	- 118,937	+ 14080,612	BG	
- 9828,726	- 107,912	+ 573,056	- 374,733	- 9919,137	CB	C
+ 9828,726	+ 107,912	- 573,056	+ 374,733	+ 9919,137	CD	
- 10 292,298	+ 107,912	- 573,056	+ 91,983	- 9919,137	DC	D
+ 10292,298	- 107,912	+ 573,056	- 91,983	+ 9919,137	DE	
+ 8324,648	- 229,600	+ 513,216	+ 53,042	+ 7987,990	ED	E
+ 6586,599	+ 794,416	- 253,440	- 46,999	+ 6092,622	EF	
- 14 911,247	- 564,816	- 259,776	- 6,043	- 14080,612	EG	
+ 3 912,397	+ 972,356	- 127,424	+ 21,289	+ 3046,176	FE	F
+ 24 949,881	- 474,124	- 44,352	+ 17,350	+ 25451,007	GE	G
- 26008,199	- 472,976	- 45,056	- 39,111	- 25451,056	GB	
+ 1058,318	+ 947,100	+ 89,408	+ 21,761	+ 0,049	GH	
+ 1102,232	+ 1046,976	+ 44,352	+ 10,880	+ 0,024	HG	H

6. Calcul des moments en travées :

pour une poutre (ij), le moment en travée

$$M_x = \mu - M_{ij} + \frac{M_{ij} + M_{ji}}{L_{ij}} x \text{ est maximal pour la valeur}$$

de x telle que :

$$\frac{dM(x)}{dx} = \frac{d\mu}{dx} + \frac{M_{ij} + M_{ji}}{L_{ij}} = 0. \text{ De ces relations,}$$

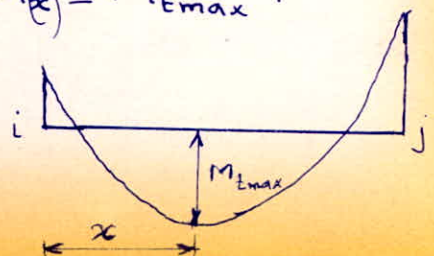
nous déduisons la valeur de x ; puis la valeur de $M(x)_{\max}$.
Nous avons supprimé tous les calculs intermédiaires, afin de résumer tous les résultats dans un tableau.

Poutres (ij)	M_{ij} (Kg m)	M_{ji} (Kg m)	L_{ij} (m)	x_{ij} (m)	$M_{t\max}$ (Kg m)
CD	+9828,73	-10292,30	15	7,49	53249,06
BG	+13137,08	-26008,20	7,5	3,38	13237,43
GE	+24949,88	-14911,25	7,5	4,04	12754,69

M_{ij} et M_{ji} sont les moments aux extrémités de la barre ij . Ils sont lus directement sur le tableau "des moments totaux aux nœuds".

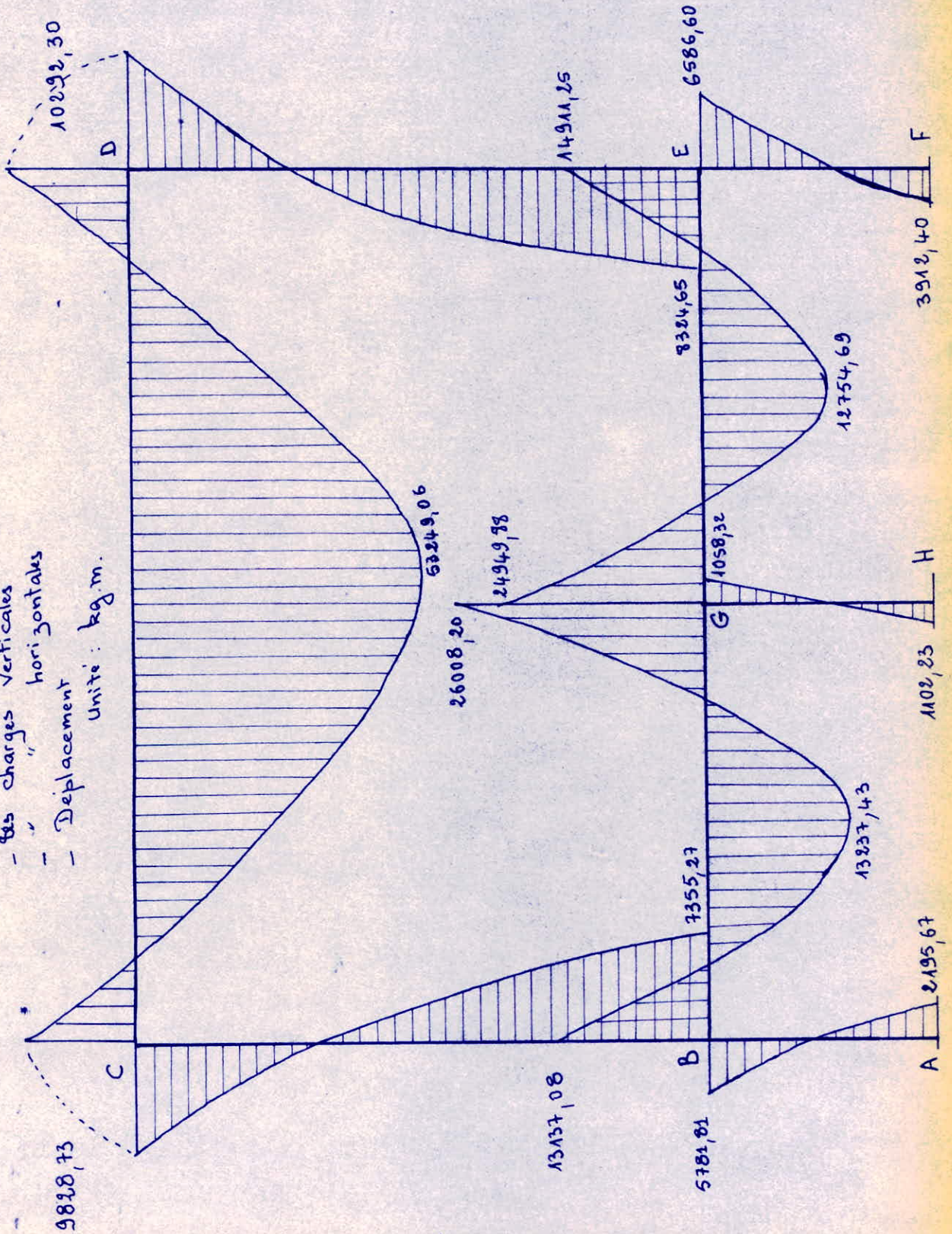
L_{ij} est la longueur de la barre ij .

x_{ij} est la distance à partir de l'extrémité gauche de la barre ij au point où le moment $M(x) = M_{t\max}$.



Allure de M sous :

- les charges verticales
 - " horizontales
 - Déplacement
- Unité : kg.m.



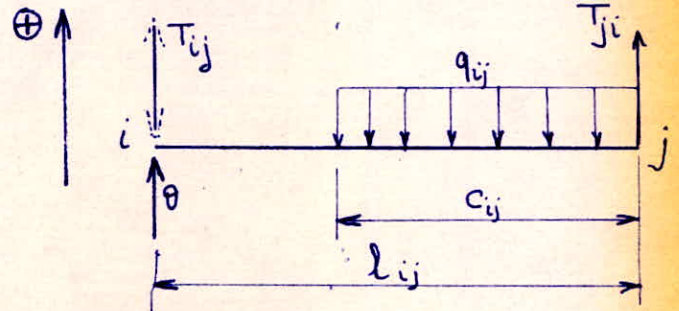
7. Calcul des efforts tranchants:

nous avons pour une barre (ij) de longueur l_{ij} et chargée sur une distance c_{ij} la valeur des efforts tranchants égale à :

$$T_{ij} = \theta + \frac{M_{ij} + M_{ji}}{l_{ij}}$$

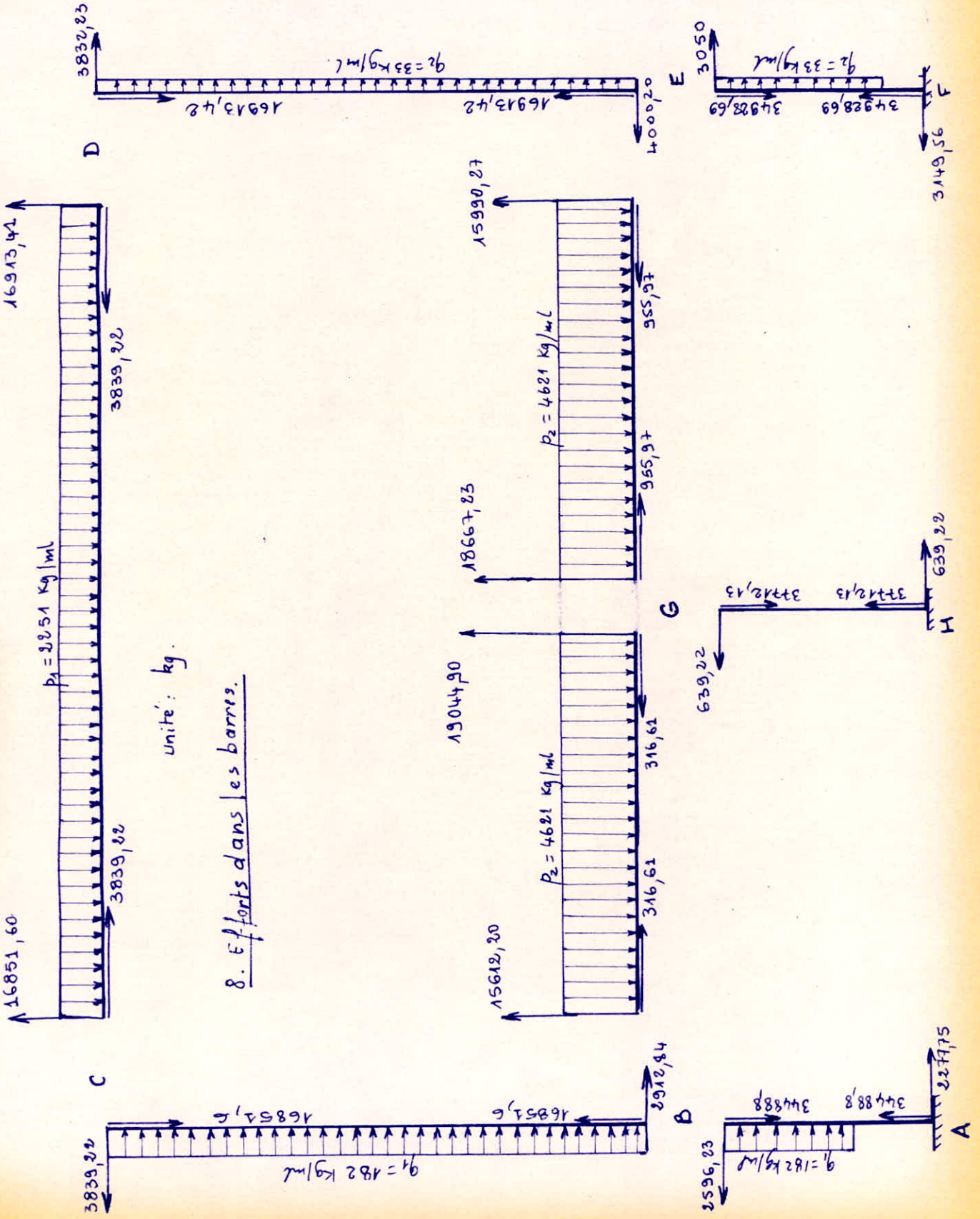
avec : $\theta = \frac{1}{l_{ij}} q \frac{c_{ij}^2}{2}$

$$T_{ji} = q c_{ij} \pm T_{ij}$$



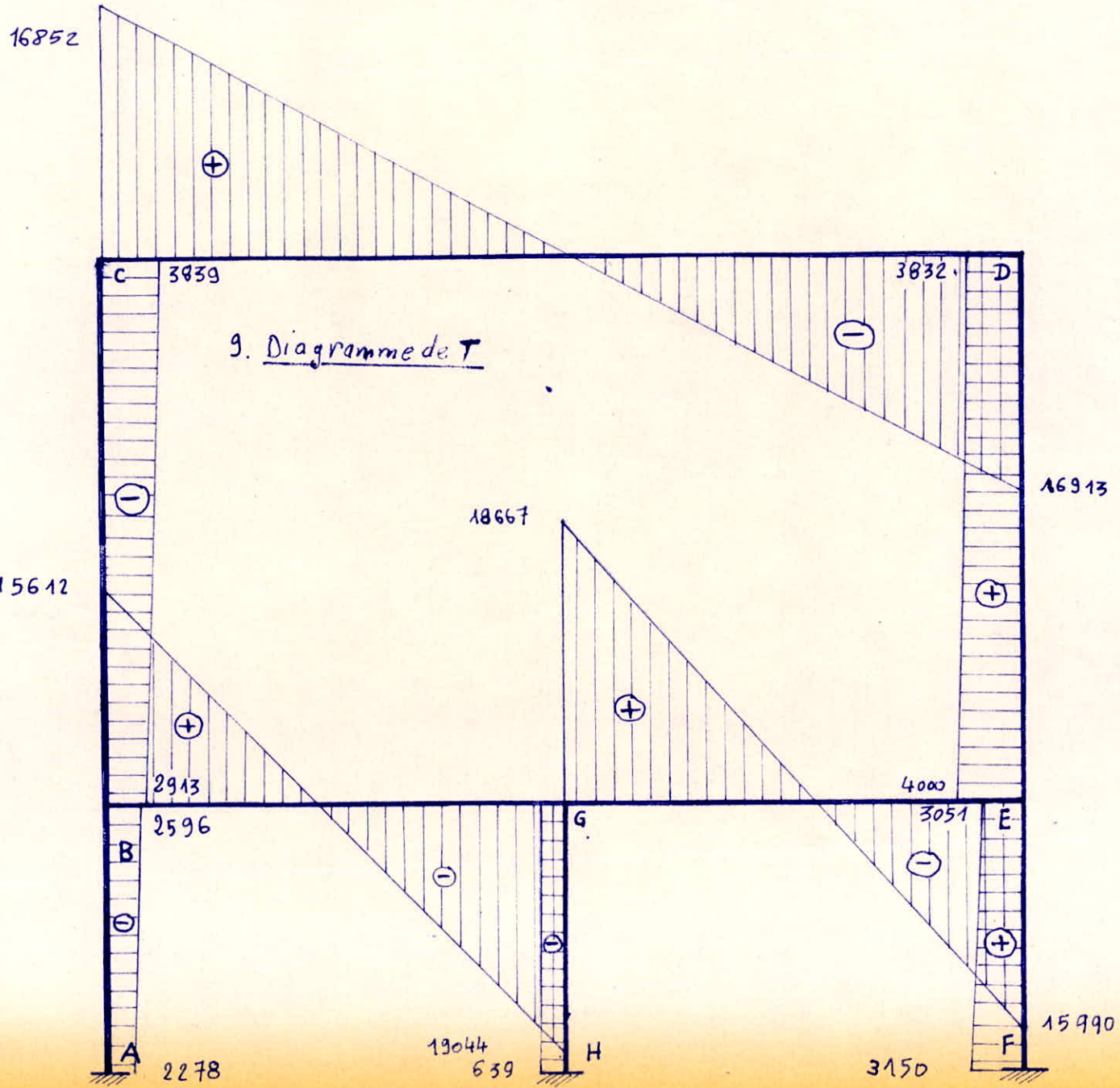
De même que pour les autres points, nous avons résumé toutes les valeurs calculées dans un tableau.

Barres(ij)	M_{ij} (kg m)	M_{ji} (kg m)	l_{ij} (m)	c_{ij} (m)	T_{ij} (kg)	T_{ji} (kg)
AB	-2195,66	-5781,81	3,38	1,75	-2277,75	2596,23
BC	-7355,27	-9828,73	5,09	5,09	-2912,84	+3839,22
DE	+10292,3	+8324,65	5,09	5,09	-3573,57	+3742,54
EF	+6586,6	+3912,40	3,38	2,98	-3051,22	-3149,56
HG	+1102,23	+1058,32	3,38	0	+639,22	-639,22
BG	+13137,08	-26008,2	7,50	7,50	+15612,60	+19044,90
GE	+24949,88	-14911,25	7,5	7,5	+18667,23	+15990,27
CD	9828,73	-10292,3	15	15	+16851,60	+16913,41

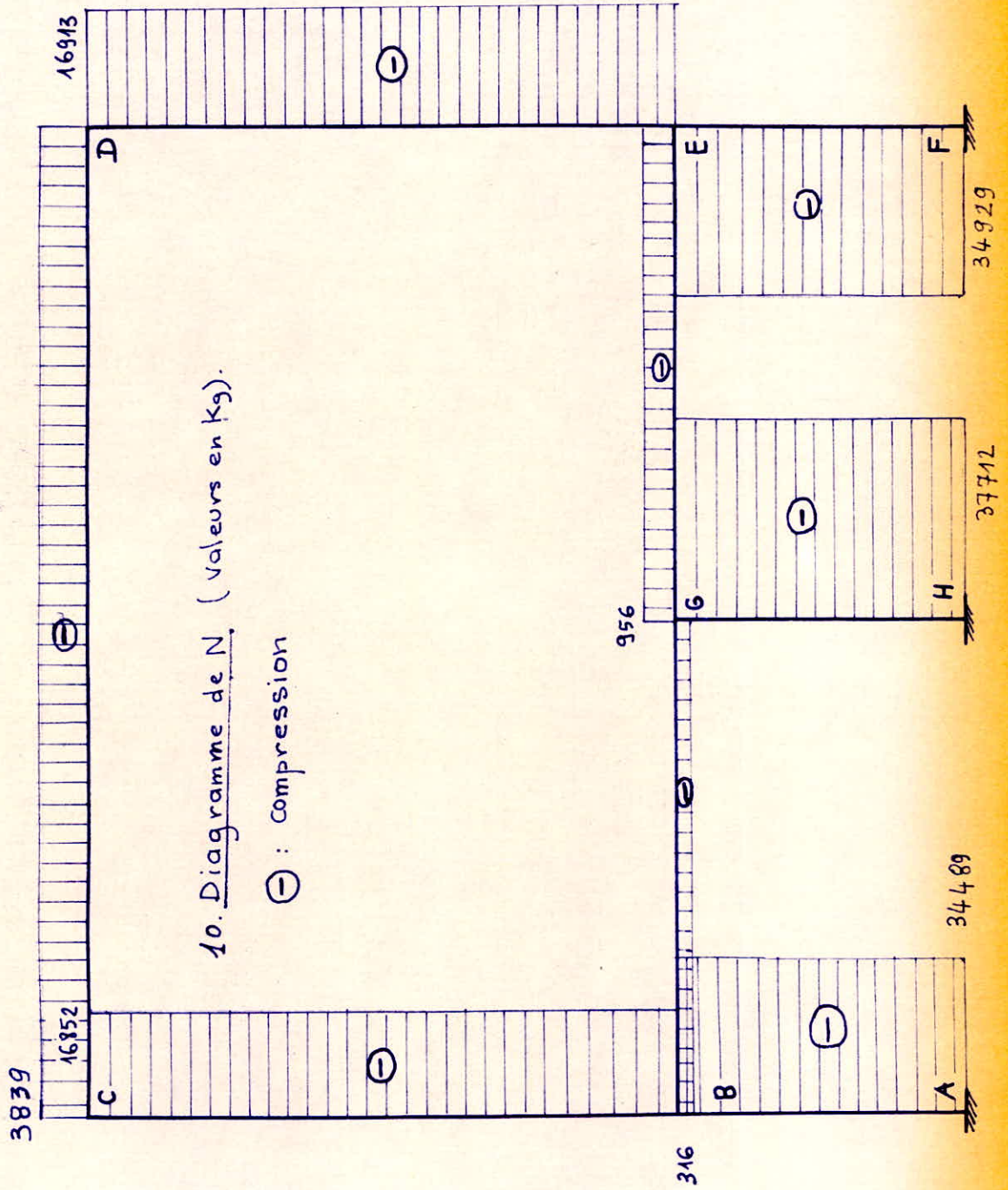


unité: kg.

8. Efforts dans les barres.



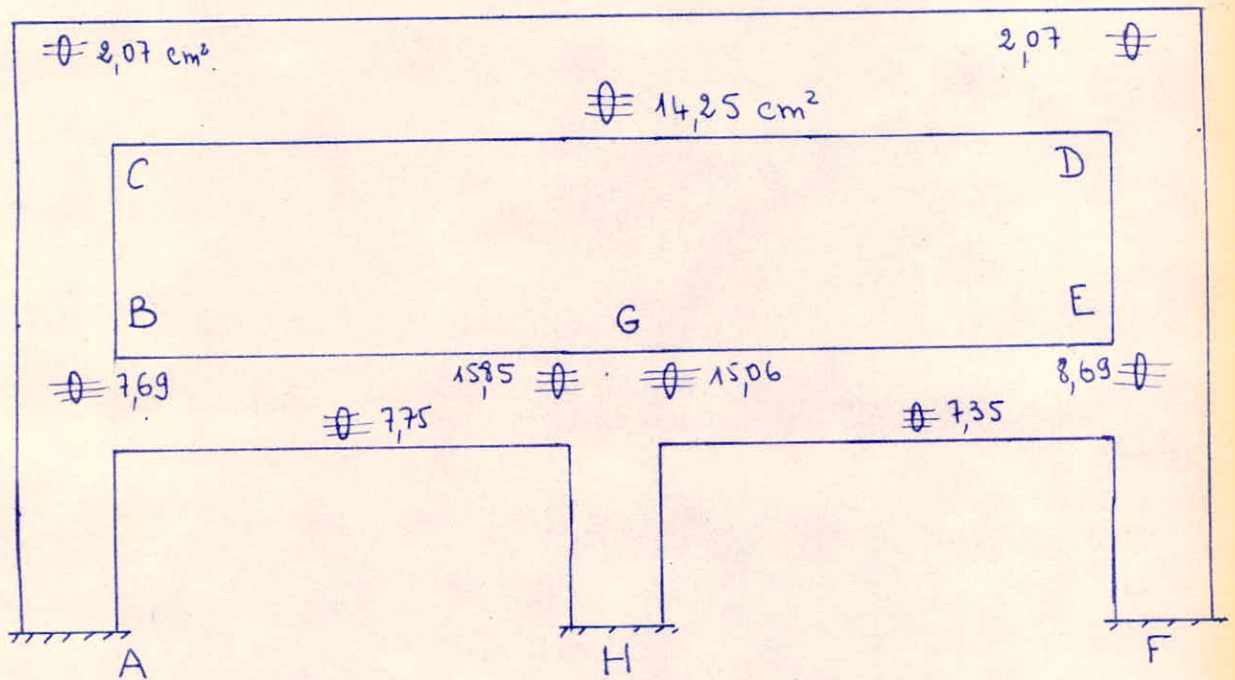
146



11. Ferraillage des poutres:

a. Armatures longitudinales:

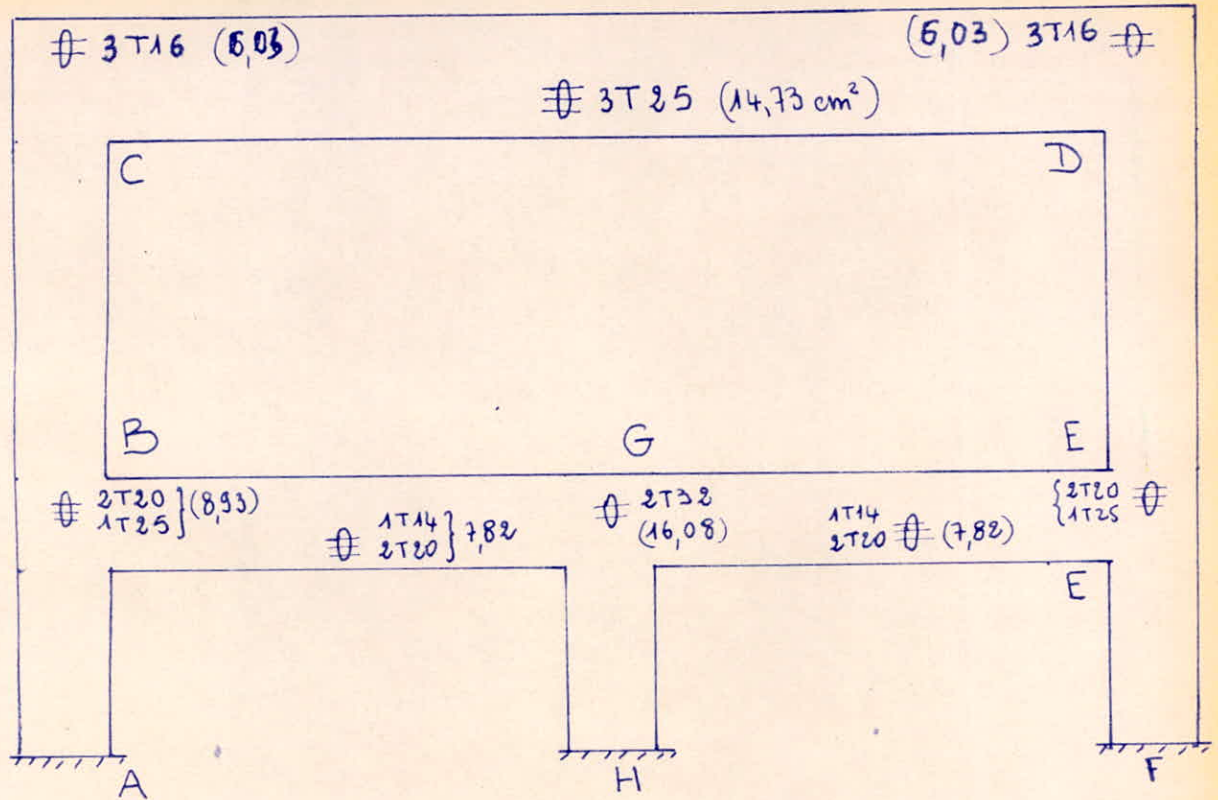
Nous avons calculé de la même manière que pour le portique de rive (avec la méthode Charron); nous aboutissons à des sections égales à (en cm^2):



Nous avons choisi des sections pratiques d'armatures longitudinales qui vérifient :

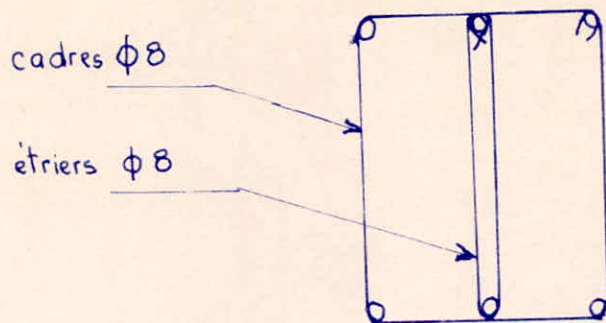
- la condition de non fragilité.
- la condition de flèche.
- la condition de non fissuration.
- ect...

Nous avons omis de rédiger toutes ces vérifications.



b. Armatures transversales :

Nous avons choisi pour les trois poutres (CD; BG; GE) du portique des cadres et des étriers. Les espacements ont été calculés suivant les règles du CCBA 68 (redaction 70) Art. 52,12.



12. Ferraillage des poteaux:

Poteaux	Au droit de :	$\bar{\sigma}'_b$ (Kg/cm ²)	σ'_b (Kg/cm ²)	Section calculée (cm ²)		Section minimale (cm ²)	Sections totales choisies
				A	A'		
AB	A	86	40,5	/	/	5,71	6 T12
	B	114	120	0	1,89	"	6 T12
EF	E	120	126	0	1,63	5,78	6 T12
	F	100	109	0	1,76	"	6 T12
HG	H	76,5	34	-	/	4,86	6 T 12
	G	"	"	/	/	"	6 T 12
BC	B	94	97	2,11	102	3,71	4 T20 + 2 T12
	C	137	122,3	5,94	0	"	4 T20 + 2 T12
DE	D	137	124,7	6,37	0	3,71	4 T20 + 2 T12
	E	137	113	4,51	0	"	4 T20 + 2 T12

D. PORTIQUE DU MILIEU.

Nous avons calculé ce portique de la même manière, avec la même méthode que le portique de rive. De ce fait nous donnons pour celui-ci uniquement les résultats, sans aucune explication.

1. Prédimensionnement:

- poutres :
- . terrasse $h_t = 1,45 \text{ m}$
 - . salle $h_t = 0,70 \text{ m}$
 - $b_o = 0,30 \text{ m}$
- poteaux : $0,30 \times 0,50 \text{ m}^2$.

2. Évaluation des charges et surcharges:

a. Charges horizontales:

$$q_1 = 121 \times \left(\frac{3,00}{2} + \frac{3,00}{2} \right) = 363 \text{ Kg/ml.}$$

$$q_2 = 22 \times \left(\frac{3,00}{2} + \frac{3,00}{2} \right) = 66 \text{ Kg/ml.}$$

b. Charges Verticales:

a) Poutres de la terrasse:

- Poids propre de la poutre:

$$0,30 \times 1,41 \times 2500 = 1087,5 \text{ Kg/ml}$$

- Charge/ml ramenée par le plancher sur la poutre:

$$822 \times \left(\frac{2,70}{2} + \frac{2,70}{2} \right) = 2219,4 \text{ Kg/ml.}$$

- Surcharge sur la poutre:

$$1,2 \times 0,30 \times 150 = 54 \text{ Kg/ml}$$

Soit p_1 la charge totale /ml sur la poutre:

$$p_1 = 1087,5 + 2219,4 + 54 = \underline{\underline{3361}} \text{ Kg/ml}$$

β) Poutre du plancher de la salle de spectacle:

- Poids propre de la poutre:

$$0,30 \times 0,70 \times 2500 = 525 \text{ Kg/ml}$$

- Charge /ml ramenée par le plancher sur la poutre:

$$1050 \times \left(\frac{2,70}{2} + \frac{2,70}{2} \right) = 2835 \text{ Kg/ml}$$

- Charge /ml du revêtement sur la poutre (tapiflex, cloison, enduit...)

$$(40 + 10 + 75) \times 0,30 = 37,5 \text{ Kg/ml}$$

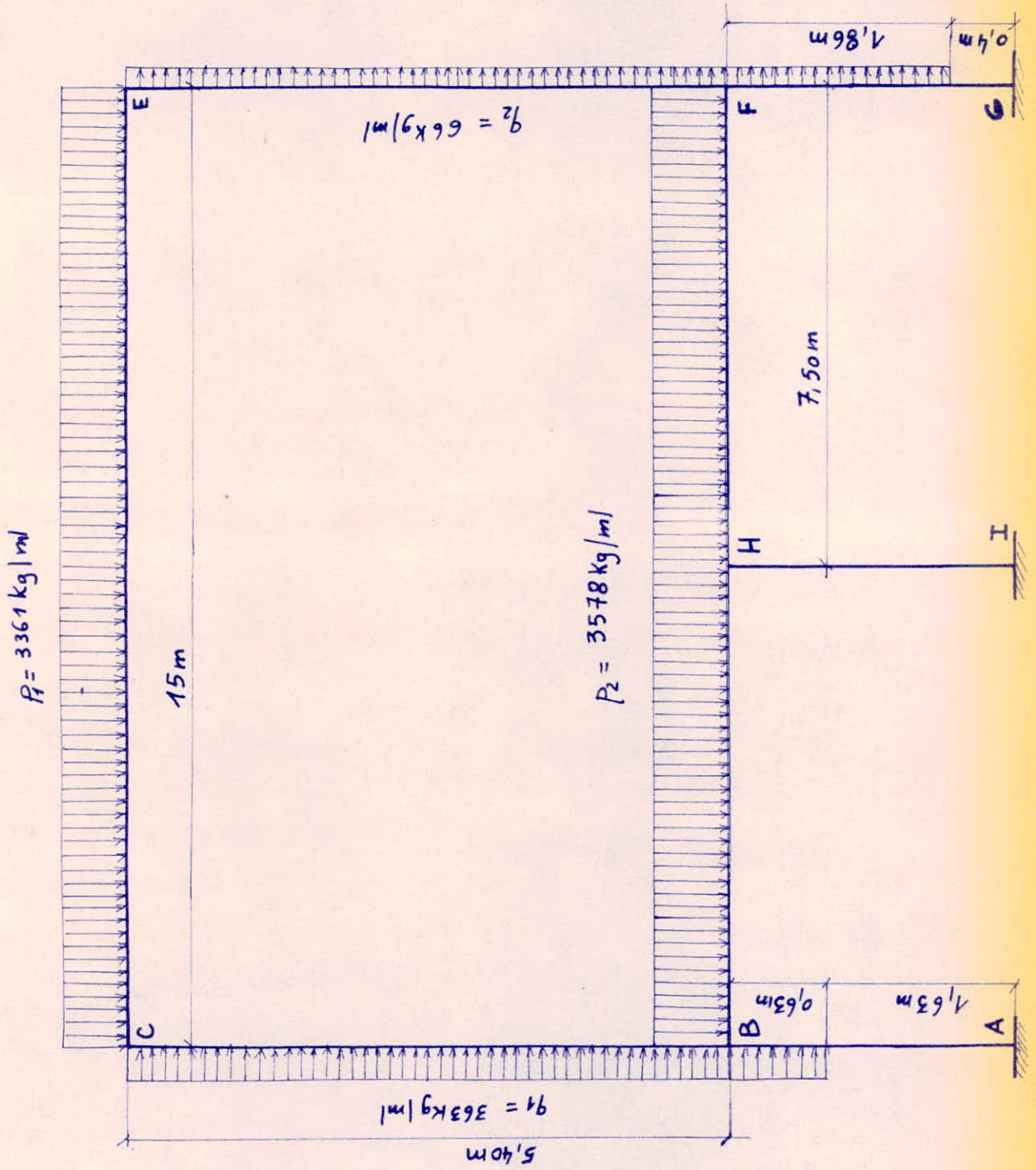
- Surcharge sur la poutre:

$$1,2 \times 0,30 \times 500 = 180 \text{ Kg/ml}$$

Soit p_2 la charge totale /ml sur la poutre:

$$p_2 = 525 + 2835 + 37,5 + 180 = \underline{\underline{3578}} \text{ Kg/ml}$$

c. Schéma statique:



3. Calcul des coefficients de raideur : $R_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}}$

Barres (ij)	I_{ij} (m ⁴)	L_{ij} (m)	R_{ij} (m ³)
AB ; GF ; IH	$31,25 \cdot 10^{-4}$	2,26	$13,8 \cdot 10^{-4}$
BC ; FE	$31,25 \cdot 10^{-4}$	5,4	$5,8 \cdot 10^{-4}$
CE	$762,16 \cdot 10^{-4}$	15	$50,8 \cdot 10^{-4}$
BH ; HF	$85,8 \cdot 10^{-4}$	7,5	$11,4 \cdot 10^{-4}$

4. Calcul des coefficients de répartition : $C_{ij} = \frac{R_{ij}}{\sum R_i}$

Nœuds	Barres	C_{ij}	Barres	Nœuds
B	BA	0,445	FG	F
	BC	0,187	FE	
	BH	0,368	FH	
C	CB	0,102	EF	E
	CE	0,898	EC	
H	HB	0,311	HB	H
	HF	0,311	HF	
	HI	0,377	HI	

5. Tableau des moments (de Cross) totaux aux nœuds :

Ce tableau est obtenu en additionnant algébriquement les moments sous les C.V, sous les C.H et sous les déplacements des nœuds multipliés par les coefficients K_1 et K_2 . Ce tableau semblable à celui du portique de rive n'a pas été explicité.

ΣM	$K_2 M_2$	$K_1 M_1$	MCH	MCV	Barres	Noeuds
-1507,812	+1664,317	-528,532	-188,438	-2455,159	AB	A
-5148,927	+1262,298	-1054,756	-446,152	-4910,317	BA	B
+10741,128	-906,105	-738,560	-325,416	+12711,209	BH	
-5592,201	-356,193	+1793,316	+771,568	-7800,892	BC	
-11601,367	-181,221	+1938,720	-852,207	-12506,659	CB	C
+11601,367	+181,221	-1938,720	+852,207	+12506,659	CE	
-14099,248	+168,723	-1966,416	+205,074	-12506,629	EC	E
+14099,248	-168,723	+1966,416	-205,074	+12506,629	EF	
+9367,483	-345,778	+1791,008	+121,361	+7800,892	FE	F
-14393,727	-908,188	-733,944	-40,387	-12711,208	FH	
+5026,244	+1253,966	-1057,064	-80,974	+4910,316	FG	
+3588,433	+1662,234	-526,224	-2,735	+2455,158	GF	G
-19742,139	-779,042	-166,176	+5,287	-18802,208	HB	H
+17842,732	-781,125	-163,868	-14,482	+18802,207	HF	
+1899,407	+1560,167	+330,044	+9,195	+0,001	HI	
+1991,316	+1820,542	+166,176	+4,597	+0,001	IH	I

6. Calcul des moments en travée :

pour une poutre (ij), le moment en travée :

$$M(x) = \mu - M_{ij} + \frac{M_{ij} + M_{ji}}{L_{ij}} x \text{ est maximal pour la}$$

valeur de x telle que :

$$\frac{dM(x)}{dx} = \frac{d\mu}{dx} + \frac{M_{ij} + M_{ji}}{L_{ij}} = 0, \text{ De ces relations}$$

nous déduisons la valeur x , puis celle de $M(x)$.

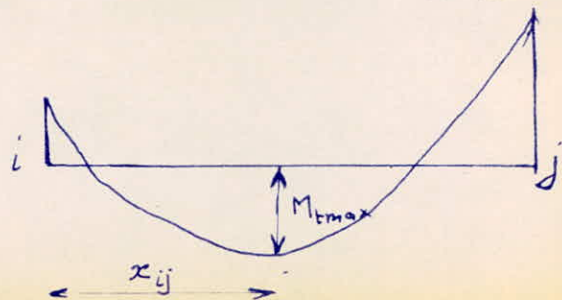
Nous avons résumé tous les calculs dans un tableau.

Poutres (ij)	M_{ij} (kg.m)	M_{ji} (kg.m)	L_{ij} (m)	x_{ij} (m)	M_{tmax} (kg.m)
CE	11601,37	-14099,25	15	7,45	81681,94
BH	10741,13	-19742,14	7,5	3,42	10117,45
HF	17842,73	-14393,73	7,5	3,88	9069,14

M_{ij} et M_{ji} sont les valeurs lues directement sur le tableau des moments totaux aux nœuds.

L_{ij} est la longueur de la poutre ij.

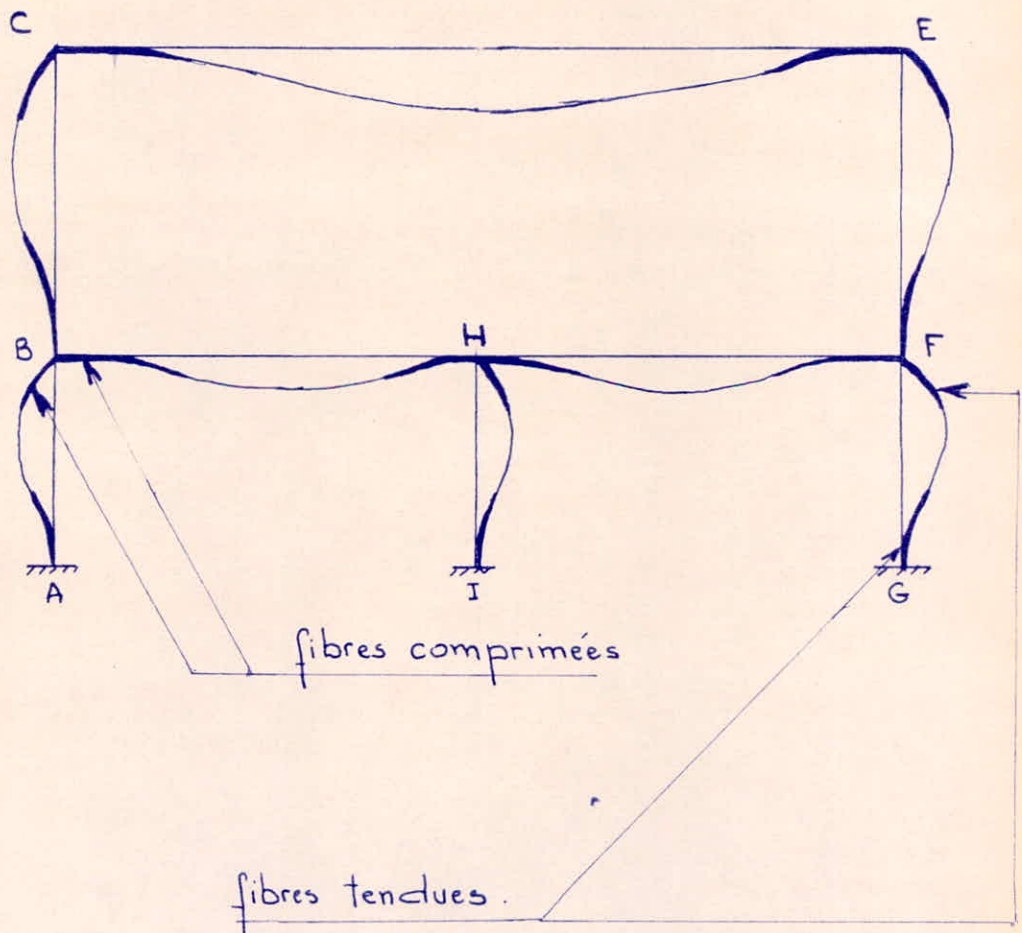
x_{ij} est l'abscisse à partir de l'extrémité gauche de la poutre ij au point où le moment $M_x = M_{tmax}$.



7. Diagramme des moments :

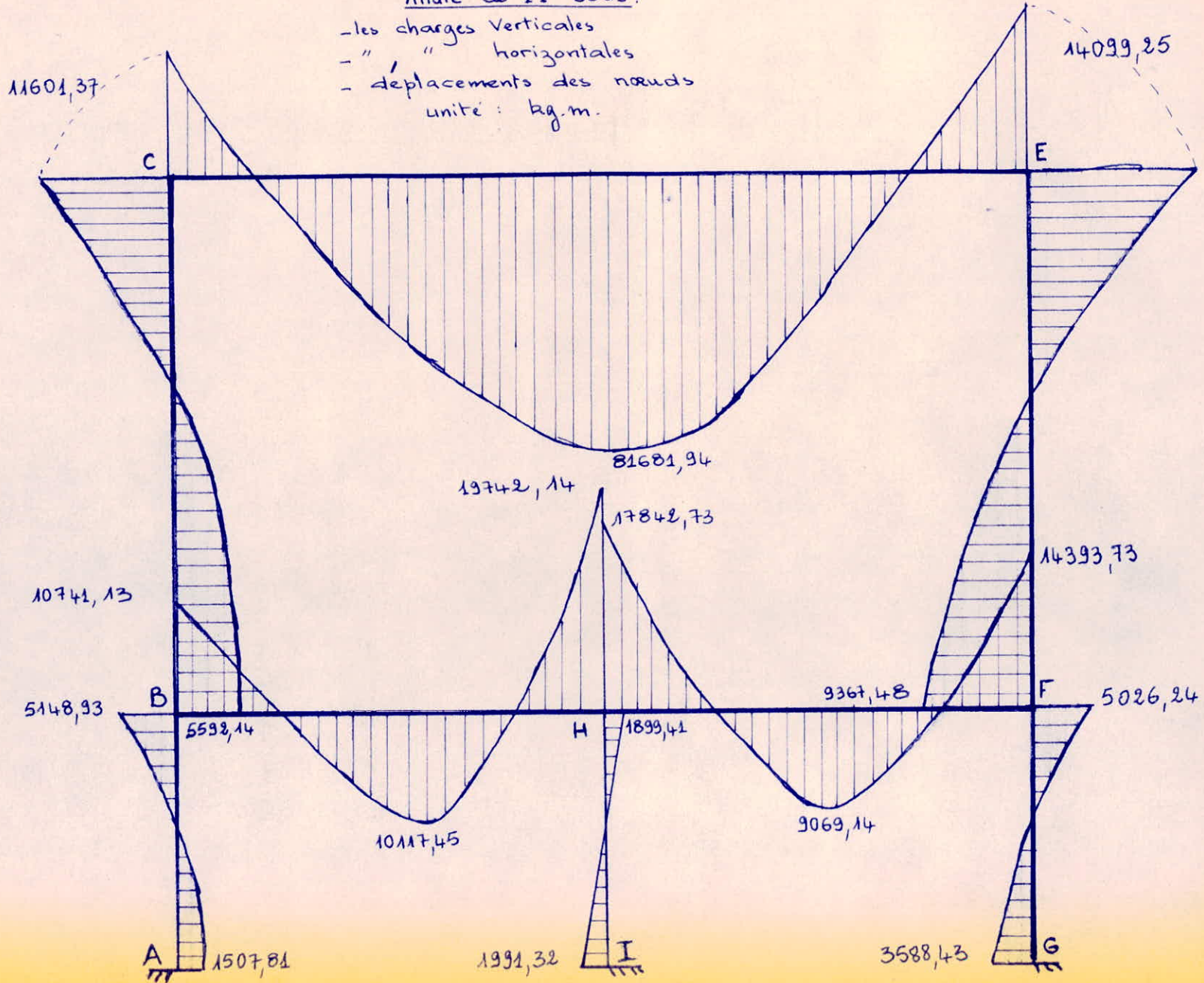
Pour tracer le diagramme des moments avec la convention de résistance des matériaux, nous devons avoir l'allure de la courbe déformée. Car cette dernière nous montre de quel côté sont situées les fibres tendues et comprimées aux extrémités des barres.

Pour tracer l'allure de la courbe déformée, nous avons pris comme sens positif le sens des aiguilles d'une montre.



Allure de M sous:

- les charges Verticales
 - " " horizontales
 - déplacements des nœuds
- unité : kg.m.

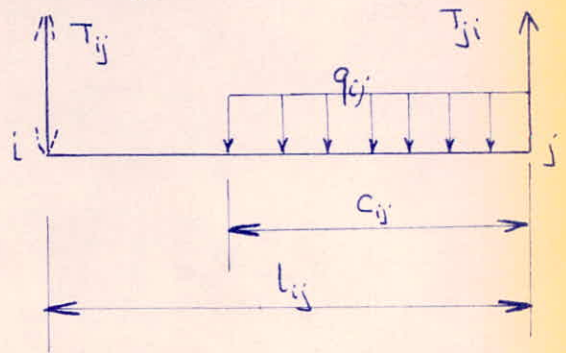


8. Calcul des efforts tranchants:

Soit une barre ij , de longueur l_{ij} et chargée sur une distance c_{ij} ; la valeur de l'effort tranchant est égale à :

$$T_{ij} = \theta + \frac{M_{ij} + M_{ji}}{l_{ij}}$$

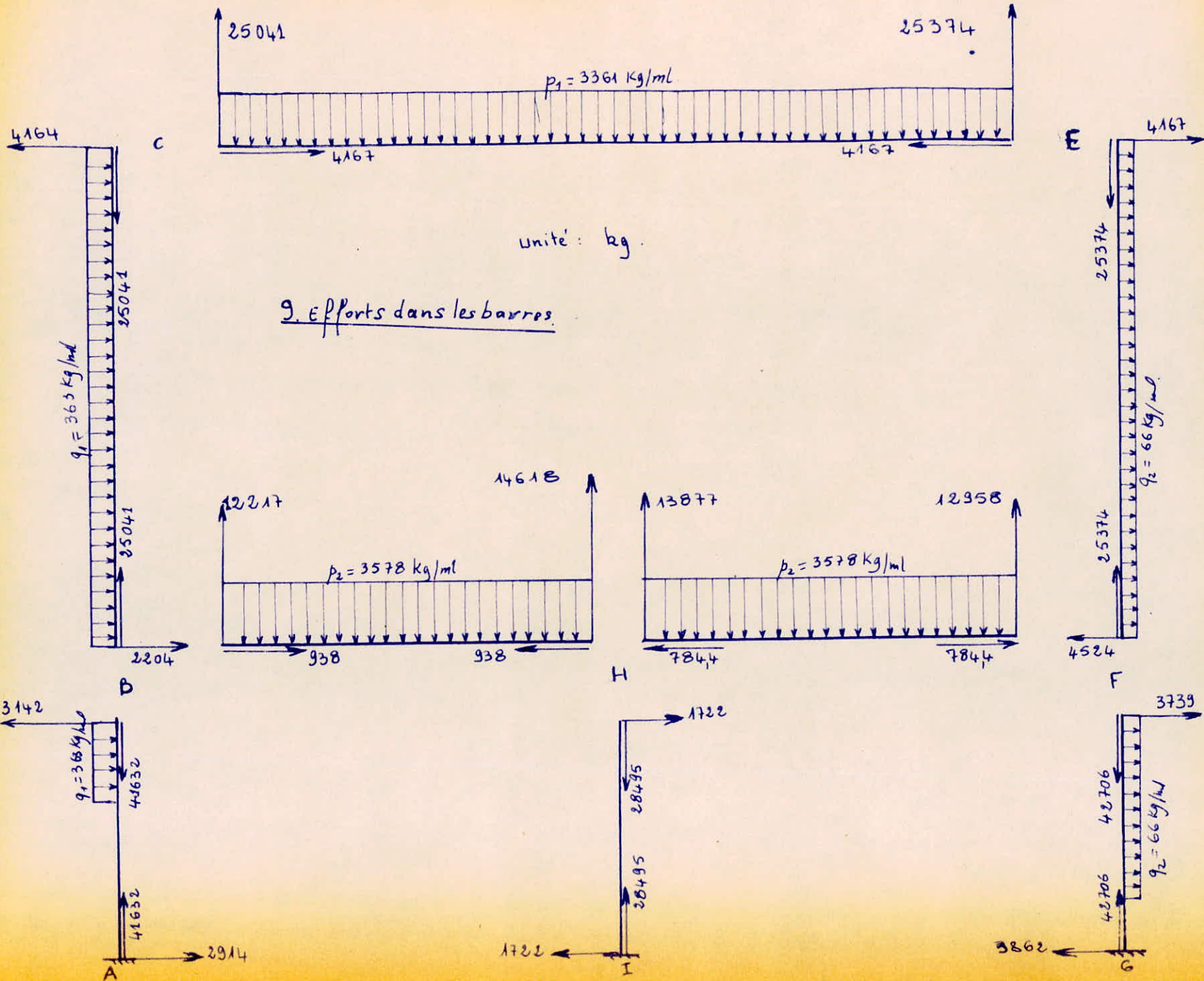
avec : $\theta_{ij} = \frac{1}{l_{ij}} q_{ij} \frac{c_{ij}^2}{2}$



$$T_{ji} = q_{ij} c_{ij} \pm T_{ij}$$

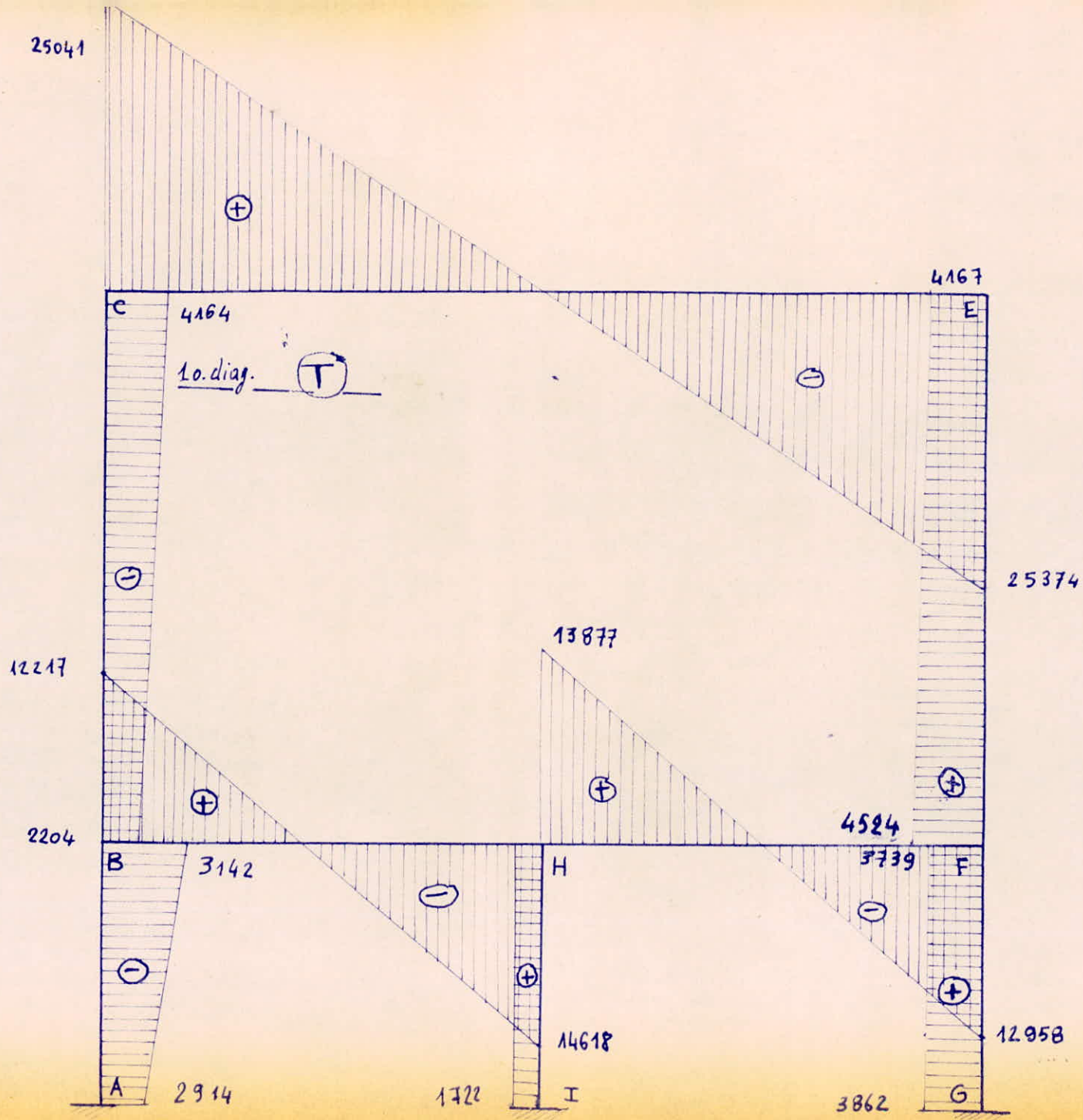
Nous avons résumé toutes les valeurs calculées dans un tableau.

Barres(ij)	M_{ij} (Kg.m)	M_{ji} (Kg.m)	l_{ij} (m)	c_{ij} (m)	T_{ij} (Kg)	T_{ji} (Kg)
CE	11601,37	-14099,25	15	15	25040,97	25375,03
BH	10741,13	-19742,14	7,5	7,5	12217,37	14617,64
HF	17842,73	-14393,73	7,5	7,5	13877,37	12957,63
AB	-1507,81	-5148,97	2,26	0,63	-2913,59	3142,28
BC	-5592,20	-11601,37	5,4	5,4	-2203,89	4164,09
GF	3588,43	5026,24	2,26	1,86	3862,32	-3733,56
FE	9367,48	14099,25	5,4	5,4	4523,89	-4167,49
HI	1991,32	1899,41	2,26	2,26	1721,56	-1721,56

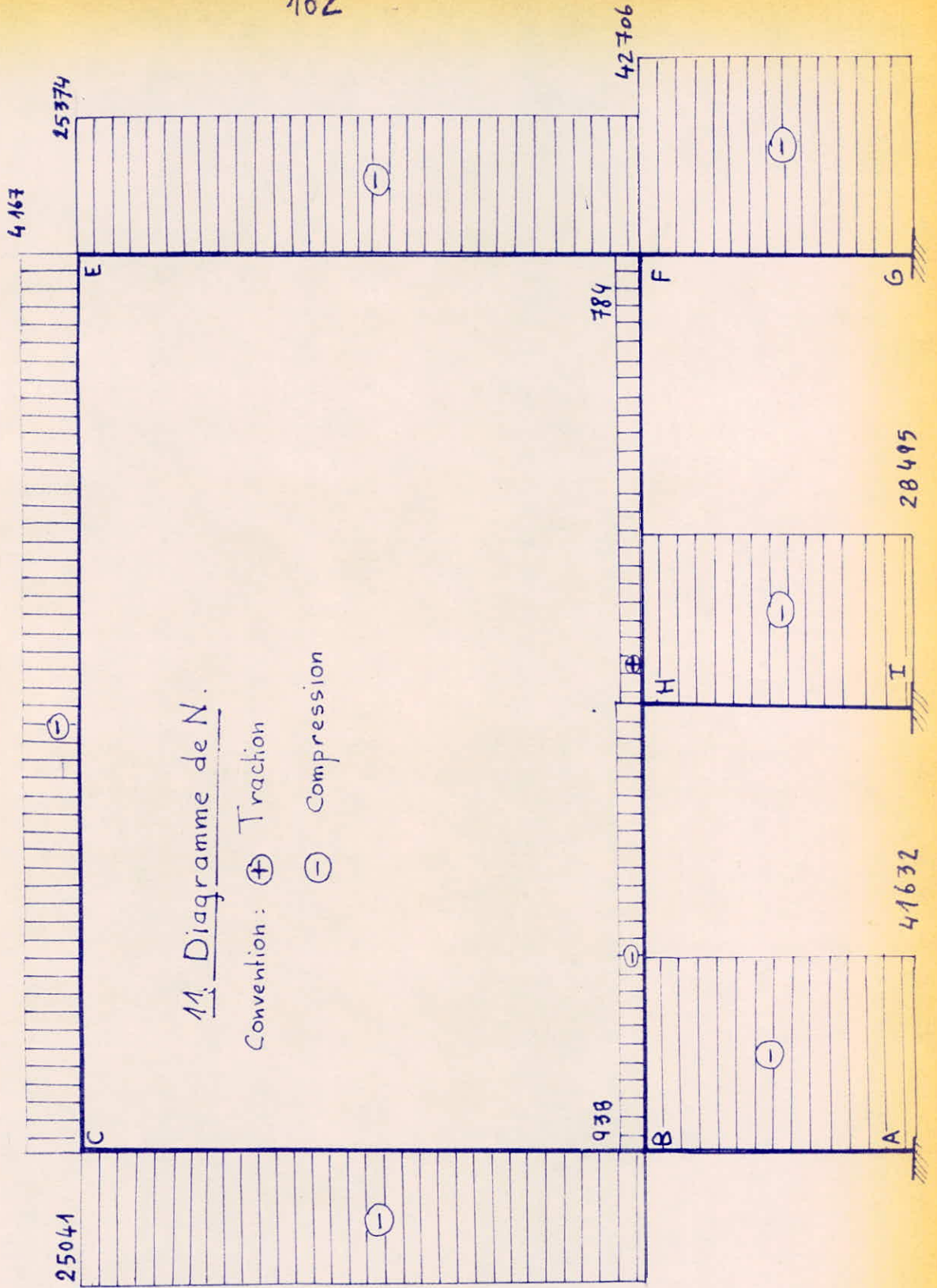


Unité : kg.

9. Efforts dans les barres.



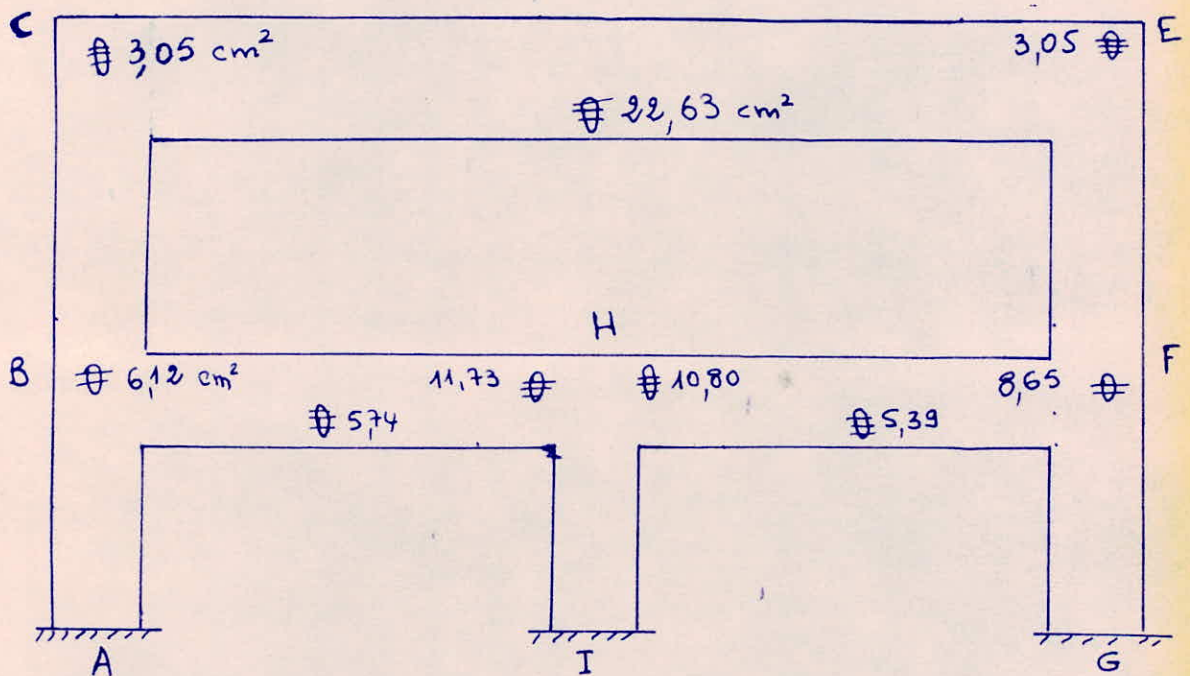
161



12. Ferraillage des poutres:

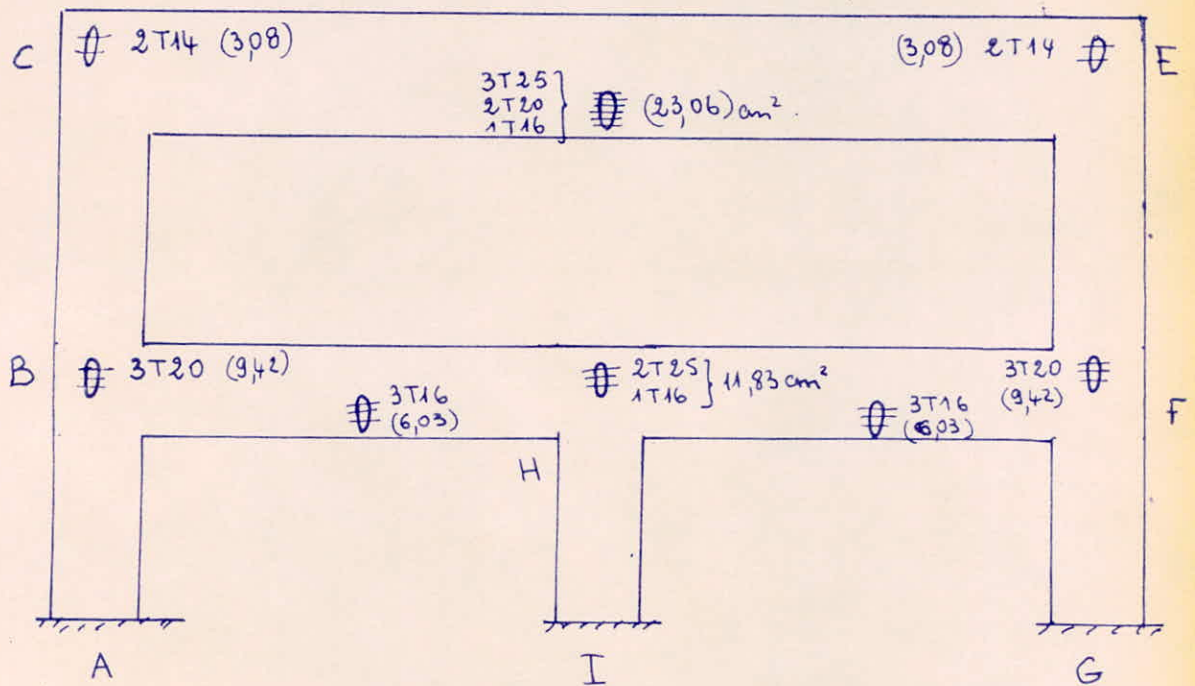
a. Armatures longitudinales:

Nous avons calculé de la même manière que dans le portique de rive (avec la méthode Charron).
Nous aboutissons à des sections (cm^2) égales à :



- Nous avons choisi des sections d'armatures qui vérifient :
- la condition de non fragilité.
 - la condition de flèche.
 - la contrainte de compression dans le béton.
 - la contrainte d'adhérence pour l'entraînement des armatures.
 - la condition de non fissuration.
 - Ect...

Dans ce document, nous n'avons pas recopié ces calculs de vérification.



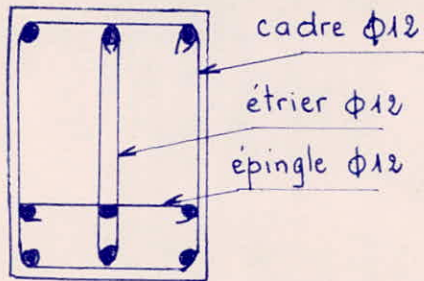
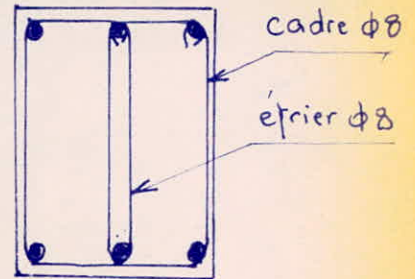
b. Armatures transversales:

a) Poutre terrasse (CE):

Nous avons choisi pour les armatures transversales des cadres et des étriers d'aciers FE24, de diamètre nominal 12mm. Les espacements entre cours ont été calculés en tenant compte de la suite de Caquot et en respectant les règles du CCA 68 (rédaction 70) article 52.12.

b) Poutres plancher salle de spectacle (BH et HF):

De même que pour les poutres terrasse, mais avec un diamètre nominal 8mm. (FE24 Φ 8 mm).

poutre terrassepoutres salle de spectacle.13. Ferrailage des poteaux:

Poteaux	Au droit de:	$\bar{\sigma}'_b$ (Kg/cm ²)	σ'_b (Kg/cm ²)	Section calculée cm ²		Section minimale (cm ²)	Sections totales choisies
				A	A'		
AB	A	78,4	39,8	/	/	5,45	4T25 + 2T12
	B	102	125,6	0	7,85	5,45	2T25 + 2T12 + 2T25
GF	G	91,5	117,15	0	9,55	4,34	2T25 + 2T12 + 2T25
	F	101	126	0	8,46	4,34	2T25 + 2T12 + 2T25
IH	I	87,6	34,9	/	/	2,09	6T12
	H	87,6	34,9	/	/	2,09	6T12
FE	F	137	131	4,05	/	4,52	2T20 + 2T12 + 2T25
	E	137	157,8	8,30	5,26	4,52	2T20 + 2T12 + 2T25
BC	B	130	107	0,64	0	4,52	2T20 + 2T12 + 2T25
	C	137	143	6,24	1,58	4,52	2T20 + 2T12 + 2T25

VIII CALCUL DU MUR DE SOUTÈNEMENT

1. Dimensions :

Hauteur: $H = 2\text{m}$.

épaisseur: $e = 30\text{cm}$.

La base du mur se trouve au niveau $-1,58\text{m}$.

Nous arrêtons le mur au niveau $+0,42\text{m}$ dans le but de réaliser une bonne étanchéité de la salle de gymnastique.

2. Caractéristiques du sol.

$\varphi = 35^\circ$ (Angle de talus naturel).

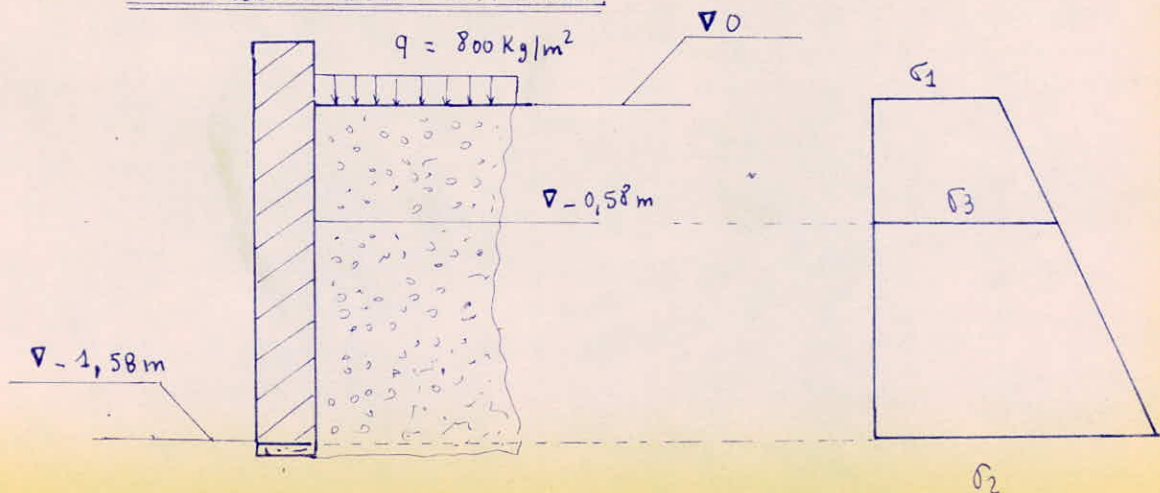
$\Delta = 1700\text{kg/m}^3$ (poids spécifique).

$A = 0,27$ (coefficient de poussée).

3. Principe de calcul.

Nous calculons un panneau de mur compris entre deux poteaux consécutifs comme une dalle simplement appuyée sur ces poteaux et soumise à la poussée des terres et à une surcharge uniformément répartie $q = 800\text{kg/m}^2$.

4. Calcul des contraintes.

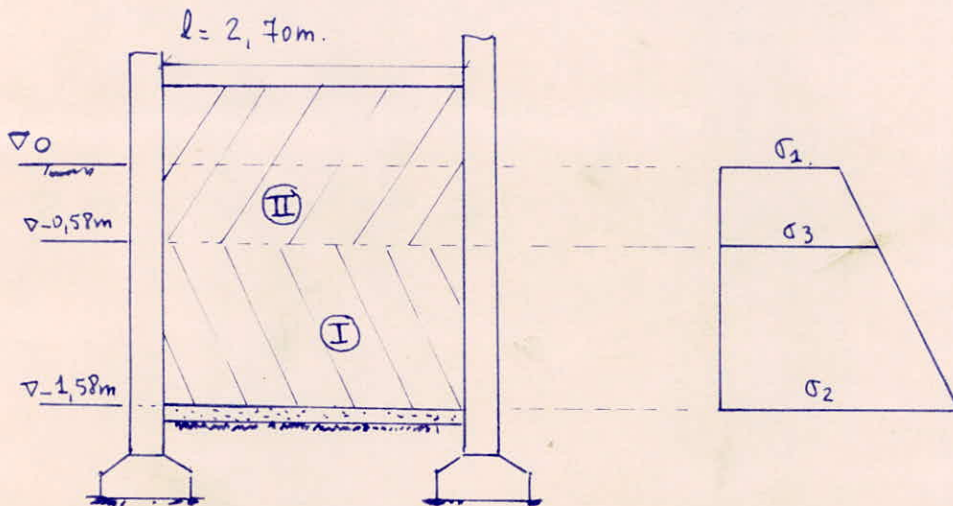


$$\sigma_1 = Aq = 0,27 \times 800 = 216 \text{ kg/m}^2.$$

$$\sigma_2 = Aq + A\Delta h = 0,27 \times 800 + 0,27 \times 1700 \times 1,58 = 941 \text{ kg/m}^2.$$

$$\sigma_3 = Aq + A\Delta h' = 0,27 \times 800 + 0,27 \times 1700 \times 0,58 = 482 \text{ kg/m}^2.$$

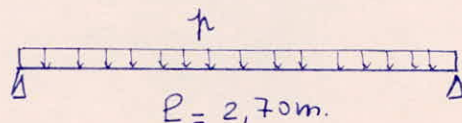
5- Ferrailage du panneau de portée $l = 2,70\text{m}$.



Nous décomposons ce panneau en 2 tranches :

- tranche I : Nous supposons que la contrainte de la poussée des terres sur cette tranche est uniforme et vaut σ_2 .
- tranche II : soumise à la contrainte uniforme σ_3 .

a- Ferrailage de la tranche I.



$$\text{soit } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{\sigma_2 (1,58 - 0,58) \times 2,70^2}{8} = \frac{941 \times 2,70^2}{8} = 857 \text{ kgm}.$$

soit A la section des armatures tendues. Nous déterminons A par la méthode approchée.

$$A = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a z} = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a \times \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{857 \times 8 \times 100}{2800 \times 7 \times 27} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

b. Ferrailage de la tranche (II).

En suivant le raisonnement précédent, nous avons:

$$M_0 = \frac{\mu l^2}{8} = \frac{\sigma_3 \times 1 \times l^2}{8} = \frac{482 \times 2,70^2}{8} = 439 \text{ Kgm.}$$

$$A = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a z} = \frac{43900 \times 8}{7 \times 2800 \times 27} = 0,74 \text{ cm}^2.$$

Remarque. Les sections calculées étant faibles, nous ferrailons tout le panneau en considérant que la contrainte σ_2 agit uniformément sur tout ce panneau.

Nous avons alors: $\mu = \sigma_2 \times 1,58 = 941 \times 1,58 = 1487 \text{ Kgl/ml.}$

$$M_0 = \frac{\mu l^2}{8} = \frac{1487}{8} \times 2,70^2 = 1355 \text{ Kgm.}$$

$$\rightarrow A = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a z} = \frac{135500 \times 8}{2800 \times 7 \times 27} = 2,05 \text{ cm}^2.$$

- Armatures de répartition: $A_p \geq \frac{1}{4} A = \frac{1}{4} \times 2,05 = 0,52 \text{ cm}^2.$

c. Vérification de la condition de non fragilité: $\frac{A}{bh} \geq 4,4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$

$$- \frac{A}{bh} = \frac{2,05}{200 \times 27} = 3,8 \cdot 10^{-4}$$

$$- 4,4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \times \left(\frac{30}{27}\right)^2 = 14 \cdot 10^{-4}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{bh} = 3,8 \cdot 10^{-4} \\ \frac{A}{bh} < 4,4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 14 \cdot 10^{-4} \end{array} \right\}$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée. Il convient donc d'augmenter la section d'acier calculée.

Nous devons avoir : $\frac{A}{bh} \geq 14 \cdot 10^{-4}$.

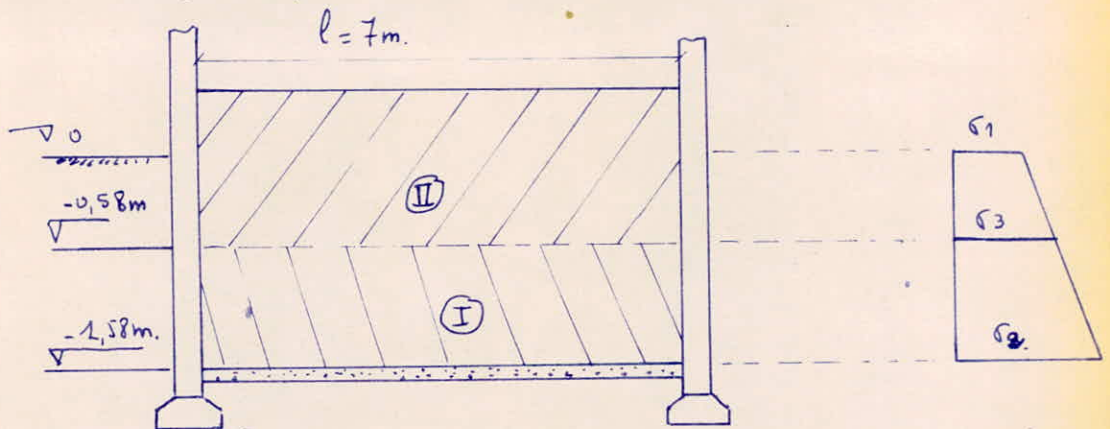
$A \geq 14 \cdot 10^{-4} \times 27 \times 200 = 7,56 \text{ cm}^2$; prenons

$A = 7,85 \text{ cm}^2 \rightarrow 10T10$.

Armatures de répartition:

prenons des $\phi 8$; $t = 30 \text{ cm}$.

5. Ferrailage du panneau de 7m de portée.



a. Ferrailage de la tranche (I).

$$M_0 = \frac{\sigma_2 \times l \times l^2}{8} = \frac{941 \times 7 \cdot 0^2}{8} = 5764 \text{ kgm.}$$

$$A = \frac{M_0}{\sigma_a \cdot z} = \frac{576400 \times 8}{2800 \times 7 \times 27} = 8,72 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } A = 9,05 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T12$$

armatures de répartition: $\phi 8$; $t = 25 \text{ cm}$.

b. Ferraillage de la tranche (II).

$$M_0 = \frac{63}{8} \times 0,58 \times l^2 = \frac{482 \times 0,58 \times 7^2}{8} = 1712 \text{ kgm.}$$

$$A = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a} = \frac{171200 \times 8}{2800 \times 7 \times 27} = 2,59 \text{ cm}^2.$$

$$A_p \geq \frac{1}{4} A = \frac{2,59}{4} = 0,65 \text{ cm}^2.$$

c. Vérification de la condition de non fragilité.α. Tranche (I):

$$\frac{A}{bh} = \frac{9,05}{100 \times 27} = 0,0033.$$

$$4 \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 0,0014$$

} Condition de non fragilité vérifiée.

β. Tranche (II).

$$\frac{A}{bh} = \frac{2,59}{100 \times 27} = 9,5 \cdot 10^{-4} < 14 \cdot 10^{-4}. \text{ La condition de non fragilité n'est pas vérifiée.}$$

→ Augmentons A.

$$A \geq 0,0014 \times bh = 0,0014 \times 27 \times 100 = 3,78 \text{ cm}^2.$$

prenons donc $A = 4,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T8.$

Armatures de répartition: $\phi 8; t = 25 \text{ cm.}$

6. Remarque.

Le mur de soutènement a une grande hauteur. ($H = 2 \text{ m}$). Il est nécessaire d'ajouter des armatures sur la paroi où le béton est comprimé.

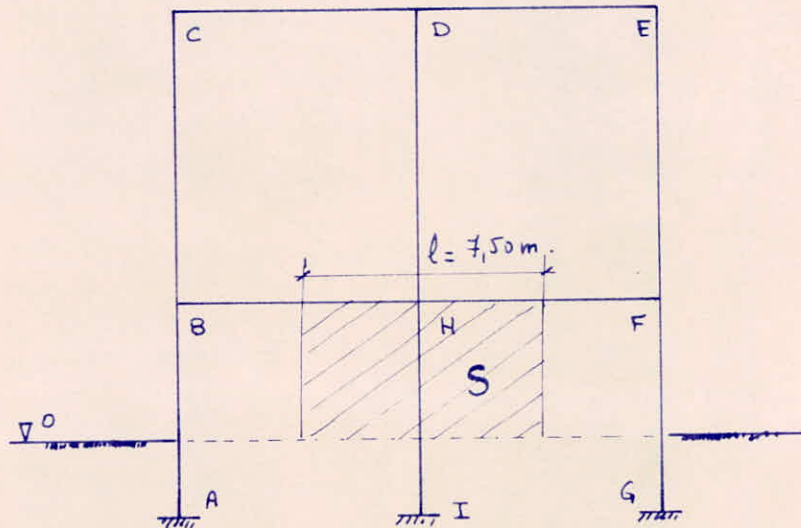
Ces armatures ont pour rôle d'équilibrer un éventuel moment négatif qui se produit à l'encastrement du panneau dans le poteau et d'empêcher la fissuration (étanchéité).

Soit A_s la section de ces armatures supplémentaires.

$$A_s \approx \frac{95}{1000} b h_f = \frac{0,5}{1000} \times 30 \times 200 = 3 \text{ cm}^2.$$

Nous prenons un treillis soudé : TS - 9-8 / 200-300.

7- Calcul du poteau IH sous l'action du vent longitudinal et de la poussée des terres.



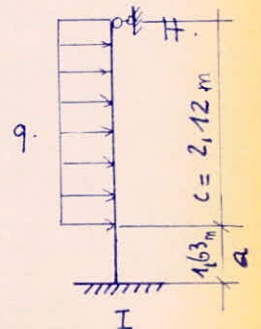
a) Action du vent longitudinal.

Principe de Calcul: Nous supposons le poteau IH encastré en I et articulé en H., et soumis à une charge uniformément répartie q .

soit Q la charge en kg/m^2 sur la surface S .

$$Q = 121 \text{ kg/m}^2.$$

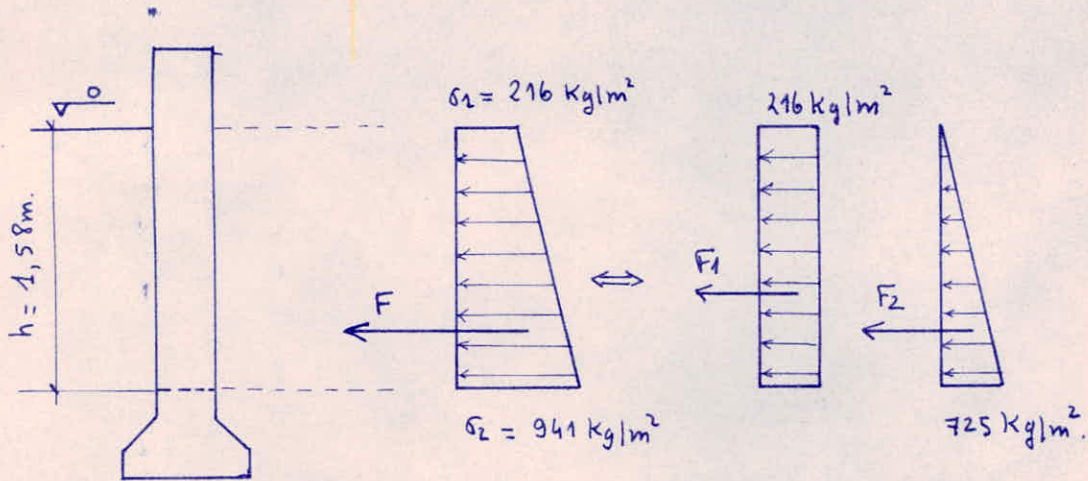
$$\text{d'où : } q = Ql = 121 \times 7,50 = 908 \text{ kg/ml.}$$



$$-M_{IH} = \frac{q}{8(q+c)^2} \left(2(a+c)^2 c^2 - c^4 \right) = \frac{908}{8(3,75)^2} \left[2 \times 3,75^2 \times 2,12^2 - 2,12^4 \right]$$

soit $M_{IH} = 857 \text{ Kgm}$, $M_{HI} = 0$.

β) Action de la poussée des terres.



Le diagramme trapézoïdal des contraintes est équivalent à la superposition d'un diagramme rectangulaire et d'un diagramme triangulaire. Si F désigne la force de poussée des terres qui s'exerce sur la partie du mur revenant au poteau IH , nous avons:

$$F = F_1 + F_2.$$

$$F_1 = Agh \times L = 0,27 \times 800 \times 1,58 \times 7,50 = 2560 \text{ Kg.}$$

$$F_2 = A \Delta \frac{h^2}{2} L = 0,27 \times 1700 \times \frac{1,58^2}{2} \times 7,50 = 4297 \text{ Kg.}$$

$$\text{d'où: } F = 2560 + 4297 = 6857 \text{ Kg.}$$

soit M_1 le moment à la base du poteau IH , dû à la poussée des terres.

$$M_1 = F_1 \cdot \frac{h}{2} + F_2 \cdot \frac{h}{3} = 2560 \times \frac{1,58}{2} + 4297 \times \frac{1,58}{3} = 4285 \text{ Kgm.}$$

$$\underline{M_1 = 4285 \text{ Kgm.}}$$

8) Ferraillage

si M désigne le moment résultant (à la base du poteau IH) sous l'action du vent longitudinal et de la poussée des terres, nous avons :

$$M = M_1 + M_{IH} = 857 + 4285 = 5142 \text{ kgm.}$$

$$\underline{M = 5142 \text{ kgm.}}$$

Connaissant les efforts qui agissent dans la section au droit de I du poteau IH, nous calculons cette section en flexion composée.

$$\left. \begin{array}{l} M = 5142 \text{ kgm} \\ N = 56845 \text{ kg} \end{array} \right\} \frac{M}{N} = e_0 = \frac{514200}{56845} = 9,05 \text{ cm} > e_1 = \frac{h}{6} = \frac{50}{6} = 8,33 \text{ cm.}$$

→ la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b_0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 58,5 \left(1 + \frac{9,05}{3 \times 8,33} \right) = 93,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_0 = 514200 + 56845 \times 21 = 1707945 \text{ kgcm.}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1707945}{2800 \times 30 \times 46^2} = 0,1442 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8534 \\ K = 19,1. \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{19,1} = 141 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{les aciers comprimés sont nécessaires}$$

⇒ Nous faisons travailler le béton à sa contrainte admissible: $93,31 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{posons } K_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma'_b} = \frac{2800}{93,31} = 30 \Rightarrow \begin{cases} \mu' = 0,1481 \\ \alpha = 0,3333 \\ \epsilon = 0,8889. \end{cases}$$

soit M_1 le moment que peut reprendre le béton.

$$M_1 = \mu' \sigma'_b b h^2 = 0,1481 \times 93,31 \times 30 \times 46^2 = 877244 \text{ kgcm.}$$

$$\text{soit } \Delta M = M - M_1 = 1707945 - 877244 = 830701 \text{ kg cm.}$$

. Calcul de la contrainte de compression des aciers: σ'_a .

$$\sigma'_a = \frac{15(\alpha h - d') \bar{\sigma}'_b}{\alpha h} = \frac{15(0,3333 \times 46 - 4) 93,31}{0,3333 \times 46} = 1035 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Posons: } A_1 = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{877244}{2800 \times 0,8889 \times 46} = 7,66 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = \frac{\Delta M}{(h - d') \bar{\sigma}_a} = \frac{830701}{42 \times 2800} = 7,06 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 + A_2 - \frac{N}{A} = 7,66 + 7,06 - \frac{56845}{2800} = -5,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

Les aciers tendus ne sont pas nécessaires.

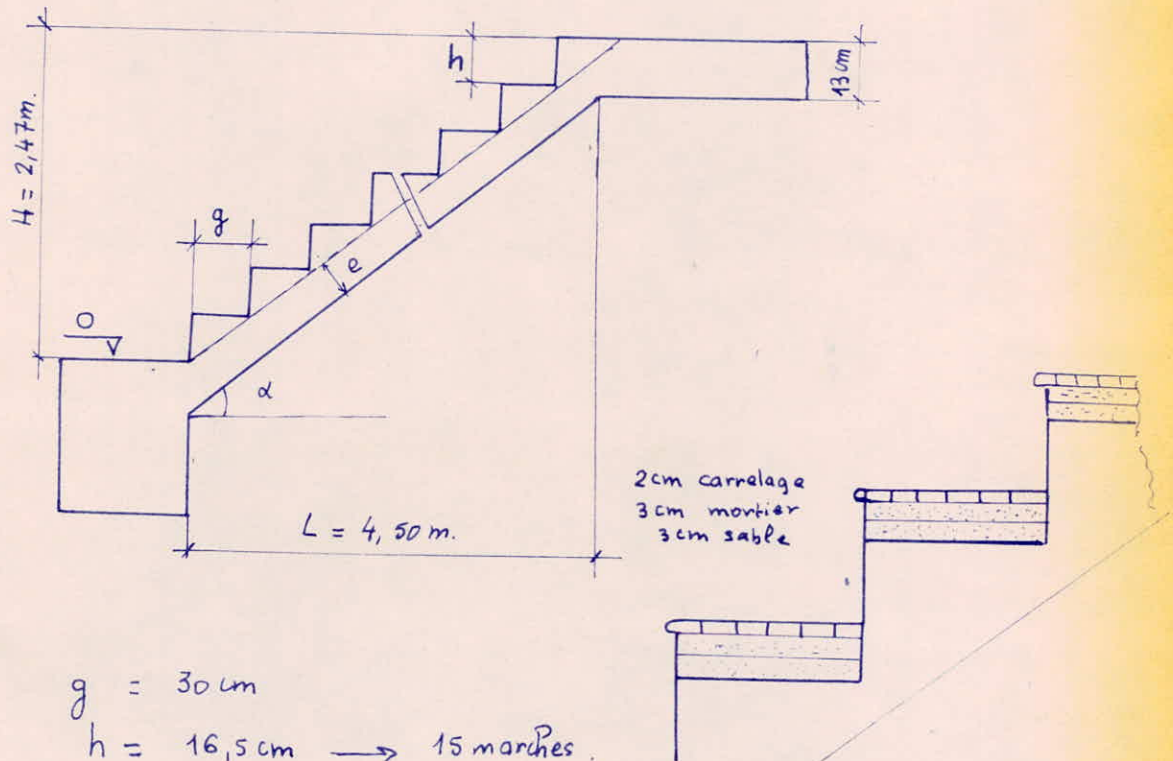
$$\text{Soit } A' = \frac{\Delta M}{(h - d') \bar{\sigma}'_a} = \frac{830701}{(46 - 4) \times 1035} = 19,11 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Prenons } A' = 19,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T32 + 1T20.$$

IX CALCUL DES ESCALIERS

A. ESCALIER PRINCIPAL

1. Dimensionnement



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

$$h = 16,5\text{ cm} \rightarrow 15\text{ marches}$$

$$L = 30 \times 15 = 450\text{ cm}$$

Longueur de la paillasse: l .

$$l = \frac{L}{\cos \alpha}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{2,47}{4,50} = 0,54 \Rightarrow \alpha = 30^\circ$$

$$l = \frac{L}{\cos 30} = \frac{4,50}{0,87} = 5,17\text{ m}$$

$$2h + g = 33\text{ cm} < 64\text{ cm}$$

. soit e l'épaisseur de la paillasse.

Now prenons $e \approx \frac{1}{20}$ portée ; soit $e \approx \frac{180\text{ cm}}{20} = 9\text{ cm} \rightarrow e = 10\text{ cm}$.

Détail de la marche.

2. Principe de calcul.

Nous prenons une bande d'escalier de 1 m de largeur. Nous assimilons cette bande à une poutre de section rectangulaire, simplement appuyée à ses extrémités et de portée $l = 1,80 \text{ m}$. (largeur de l'escalier). Les appuis sont le garde-corps et la poutre oblique de même portée que la paillasse.

3. Évaluation des charges et surcharges.

- Poids propre de la paillasse : $2500 \times 0,1 \times 1 = 250 \text{ Kg/ml}$.
- Poids propre des marches : $2500 \times \frac{h}{2} \times 1 \times \cos 38^\circ = 184 \text{ Kg/ml}$.
- Poids propre du sable : $1600 \times 1 \times \cos 30^\circ \times 0,03 = 42 \text{ Kg/ml}$.
- " " mortier : $1800 \times 1 \times 0,03 \times \cos 30^\circ = 47 \text{ Kg/ml}$.
- " " Carrelage : $1800 \times 1 \times 0,02 \times \cos 30^\circ = 31 \text{ Kg/ml}$.

$$G = 554 \text{ Kg/ml}$$

Soit S la surcharge d'exploitation.

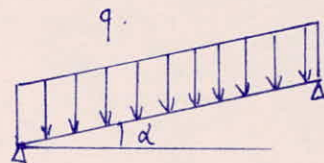
$$S = 500 \text{ Kg/m}^2 \text{ (par m}^2 \text{ de surface horizontale)}$$

la surcharge ramenée à 1 m^2 de surface inclinée vaut $500 \times \cos \alpha$.

$$\rightarrow \text{Surcharge pondérée/ml d'escalier: } 1,2 S \cos \alpha = 1,2 \times 500 \times 0,87 = 520 \text{ Kg/ml}$$

Soit q la charge uniformément répartie agissant verticalement sur une bande de 1 m de largeur de surface inclinée.

$$q = 554 + 520 = 1074 \text{ Kg/ml}$$



La composante $q \cos \alpha$ de q est celle qui produit le moment de flexion dans la paillasse.

$$q \cos \alpha = 1074 \times 0,87 = 935 \text{ Kg/ml.}$$

4. Ferrailage de la paillasse.

$$\text{Moment maximal en travée : } M = \frac{q \cos \alpha l^2}{8} = \frac{935 \times 1,8^2}{8} = 379 \text{ Kgm.}$$

Nous utilisons un treillis soudé, $\phi \leq 6 \text{ mm}$; $\sigma_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2$;
 $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 5300 = 3533 \text{ Kg/cm}^2$.

$$N = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 37900}{3533 \times 100 \times 7^2} = 9,0328. \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9221 \\ k = 49,2. \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{37900}{3533 \times 0,9221 \times 7} = 1,66 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Prenons $A = 1,885 \text{ cm}^2$

$$A_p \geq \frac{1}{4} A = \frac{1,885}{4} = 0,47 \text{ cm}^2, \rightarrow A_p = 0,530 \text{ cm}^2.$$

Choix du treillis soudé: TS 6-4,5/150 x 300.

5. Vérification de la condition de non fragilité:

soit w_x le pourcentage d'armatures tendues.

$$w_x = \frac{A}{b_0 h} = \frac{1,885}{100 \times 7} = 0,0027$$

$$\bar{w}_{cr} = 0,0014 \text{ pour TS, } \phi \leq 6 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} w_x = 0,0027 \\ \bar{w}_{cr} = 0,0014 \end{array} \right\} w_x > \bar{w}_{cr}.$$

soit w_y le pourcentage d'armatures de répartition.

$$w_y \text{ doit être tel que : } w_y \geq \max \left\{ 0,25 w_x; 0,35 \bar{w}_{cr} \right\}.$$

$$\cdot w_y = \frac{A_p}{b_0 h} = \frac{0,530}{100 \times 7} = 7,6 \cdot 10^{-4}$$

$$\cdot 0,25 w_x = 0,25 \times 0,0027 = 6,8 \cdot 10^{-4}$$

$$\cdot 0,35 \overline{w}_u = 0,35 \times 0,0014 = 4,9 \cdot 10^{-4}$$

$$\left. \begin{array}{l} \cdot 0,25 w_x = 6,8 \cdot 10^{-4} \\ \cdot 0,35 \overline{w}_u = 4,9 \cdot 10^{-4} \end{array} \right\} w_y > \max(0,25 w_x; 0,35 \overline{w}_u)$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

6. Étude de l'effort tranchant.

$$T_{\max} = \frac{q_{\text{total}} l}{2} = \frac{935 \times 1,80}{2} = 842 \text{ kg.}$$

$$\cdot \tau_{b_{\max}} = \frac{T_{\max}}{b z} = \frac{842}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 7} = 1,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\cdot \overline{\tau}_b = 1,15 \tau_{b_{\max}} = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_{b_{\max}} < \overline{\tau}_b \Rightarrow$ Pas d'aciers transversaux dans la pailleasse.

7. Calcul de la poutre inclinée.

a. Prédimensionnement :

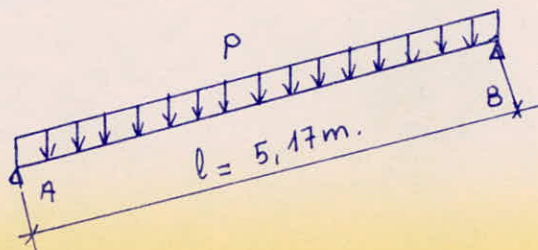
- largeur : $b = 30 \text{ cm.}$

- Hauteur : h_t est telle que : $\frac{l}{15} < h_t < \frac{l}{10}$

($l = 5,17 \text{ m.}$)

$$\frac{5,17}{15} < h_t < \frac{5,17}{10} \rightarrow h_t = 40 \text{ cm.}$$

b. Principe de calcul : Nous supposons la poutre simplement appuyée à ses extrémités.



Soit Q la charge kg/m^2 de surface inclinée.

$$\text{Nous avons } Q = 554 \text{ kg/m}^2.$$

$$Q + 1,2S = 1074 \text{ kg/m}^2.$$

$$p = (Q + 1,2S) \times \frac{1,70}{2} = 1074 \times \frac{1,70}{2} = 913 \text{ kg/ml.}$$

La composante poids de p est celle qui produit le moment de flexion dans la poutre.

$$p \cos \alpha = 913 \times 0,87 = 794 \text{ kg/ml.}$$

c- Ferraillage de la poutre.

$$\text{Moment maximal entravée : } M = \frac{p \cos \alpha l^2}{8} = \frac{794}{8} \times 5,17^2 = 2652,84 \text{ kgm.}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 2652,84}{2800 \times 30 \times 36^2} = 0,0365. \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9183 \\ K = 46,2. \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{46,2} = 60,60 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Pas d'aciers}$$

de compression.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{2652,84}{2800 \times 0,9183 \times 36} = 2,86 \text{ cm}^2. \rightarrow \boxed{A = 3,08 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T14.}$$

d- Vérification de la condition de non fragilité

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{3,08}{30 \times 36} = 0,0028. \quad \left. \begin{array}{l} \frac{A}{b_0 h} > 4,4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \frac{(h_t)^2}{h^2} : \text{Condition} \\ \text{de non fragilité vérifiée.} \end{array} \right\}$$

$$4,4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \frac{(h_t)^2}{h^2} = 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \left(\frac{40}{36} \right)^2 = 0,0014$$

e. Étude de l'effort tranchant dans la poutre.

$$T_{\max} = \frac{P \cos \alpha l}{2} = \frac{794 \times 5,17}{2} = 2053 \text{ Kg.}$$

$$\tau_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b_z} = \frac{2053 \times 8}{30 \times 7 \times 36} = 2,17 \text{ kg/cm}^2.$$

Nous avons :

$$\left. \begin{aligned} \bullet \sigma'_b &= 60,60 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma'_b} = 68,5 \text{ kg/cm}^2. \\ \bullet \tau_{b \max} &< 3,5 \overline{\sigma_b} = 20,65 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned} \right\} \text{Art 52-12-CCBA68.}$$

→ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne. Nous utilisons des ronds lisses, $\phi 8$, Fe E 24.

• Calcul de l'espacement admissible entre les cadres: (Art 52-12).

$$\overline{E} = \max \left(0,2h; h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\overline{\sigma_b}} \right) \right)$$

$$0,2h = 0,2 \times 36 = 7,2 \text{ cm.}$$

$$h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\overline{\sigma_b}} \right) = 36 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{2,17}{5,9} \right) = 32 \text{ cm.}$$

$$\underline{\overline{E} = 32 \text{ cm.}}$$

• Valeur de $\overline{\sigma_{at}}$.

$$\overline{\sigma_{at}} = \rho_{at} \cdot \overline{\sigma_{en}}.$$

$$\rho_{at} = \max \left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{9 \overline{\sigma_b}} \right) = \max \left(0,66; 1 - \frac{2,17}{9 \times 5,9} \right) = 0,96.$$

$$\rightarrow \overline{\sigma_{at}} = 0,96 \times 2400 = 2304 \text{ kg/cm}^2.$$

• Valeur de t à l'appui:

$$t = \frac{A_t \cdot \overline{\sigma_{at}} z}{T} = \frac{2 \times 0,5 \times 2304 \times 7 \times 36}{8 \times 2053} = 35 \text{ cm.}$$

. Conditions aux appuis:

$$\left. \begin{array}{l} A\bar{\sigma}_a = 3,08 \times 2800 = 8624 \text{ kg} \\ T = 2053 \text{ kg} \end{array} \right\} A\bar{\sigma}_a > T.$$

$$c \Rightarrow \frac{2T}{\bar{\sigma}'_{b_0} \cdot b} = \frac{2 \times 2053}{68,5 \times 30} \approx 2 \text{ cm.} \rightarrow \text{l'ancrage des aciers inférieurs}$$

commence pratiquement au nu des appuis.

B. B-ESCALIER EN HÉLICE

1. Dimensionnement.

- . hauteur entre 2 marches successives : $h = 21 \text{ cm}$.
- . hauteur totale à monter : $22 \times 21 = 462 \text{ cm}$.
- . Hauteur du poteau : $462 + 100 = 562 \text{ cm}$.
- . \emptyset Poteau : 20 cm .
- . Longueur d'une marche : 90 cm .
- . Épaisseur de la marche : $e = 7 \text{ cm}$.

2. Principe de calcul.

a. Poteau:

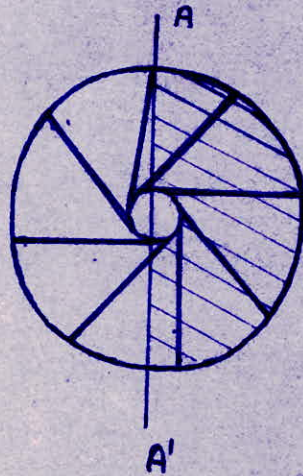
Nous calculons la section de base du poteau en flexion composée.

b. marches:

elles sont calculées en flexion simple, comme des consoles.

3. Calcul du poteau.

- Considérons le schéma suivant représentant la vue de dessus de l'escalier en hélice:



Nous supposons que toutes les marches situées du même côté d'un diamètre (par exemple AA') sont simultanément surchargées. Ceci revient à surcharger toute la partie hachurée du dessin ci-dessus. Nous calculons le moment de la surcharge totale par rapport à l'axe AA' et nous disons que ce moment égale le moment d'encastrement à la base du poteau.

Soit S la surcharge appliquée sur le demi-cercle hachuré.

Prenons $S = 250 \text{ kg/m}^2$. $\rightarrow 1,2S = 300 \text{ kg/m}^2$.

Si P est la résultante des surcharges sur le demi-cercle, nous avons:

$$P = 1,2S \times \frac{\pi R^2}{2} = 300 \times 3,14 \times \frac{0,90^2}{2} = 382 \text{ kg.}$$

P est appliquée au centre de gravité G du demi-cercle,

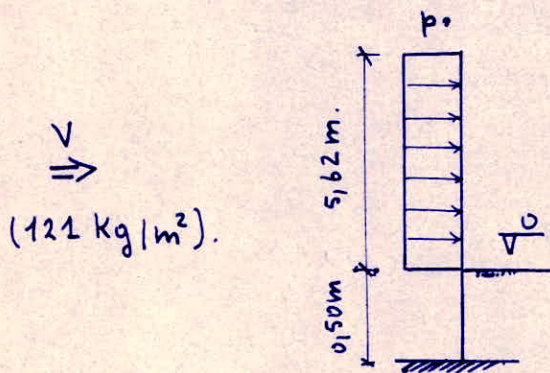
distance de G à l'axe AA': $d = \frac{4}{3} \frac{R}{\pi} = \frac{4}{3} \frac{90}{\pi} = 38,2 \text{ cm.}$

a. Calcul du moment de flexion $d\hat{U}$ à P :

$$M_1 = Pd = 382 \times 38,2 = 14592 \text{ kgcm.}$$

b. Calcul du moment de flexion (à la base du poteau) dû au vent.

Pour simplifier les calculs, nous supposons que la surface offerte au vent par le poteau est une surface rectangulaire de largeur égale au diamètre et de longueur égale à la hauteur du poteau.



$$p = 121 \times 0,20 = 24,2 \text{ Kg/ml.}$$

soit P_2 la résultante des forces de pression du vent sur le poteau.

$$P_2 = 121 \times 0,20 \times 562 = 136 \text{ Kg.}$$

A la base du poteau : $M_2 = P_2 \times \left(0,50 + \frac{5,62}{2} \right) = 136(0,50 + 2,82)$

$$M_2 = 451 \text{ kgm.}$$

c. Calcul des armatures longitudinales du poteau.

• moment à la base du poteau : $M = M_1 + M_2 = 14592 + 45100 = 59692 \text{ Kg cm.}$

• Effort normal $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids propre du poteau: } 2500 \times 3,14 \times 0,1^2 \times 6,12 = 480 \text{ Kg.} \\ \text{Poids propre des marches: } 2500 \times 0,07 \times 0,3 \times 0,9 \times 22 = 1040 \text{ Kg.} \\ P = 382 \text{ Kg.} \end{array} \right.$

Dans la section à la base du poteau, nous avons les efforts suivants:

$$M = 97824 \text{ Kgcm.}$$

$$N = 480 + 1040 + 382 = 1902 \text{ Kg} \quad \left. \vphantom{N} \right\} \frac{M}{N} = e_0 = \frac{97824}{1902} = 51,4 \text{ cm.}$$

soit $d = 2 \text{ cm}$ (enrobage)

$$e_1 = \frac{\phi}{d} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm.}$$

$e_0 > e_1$: Section partiellement comprimée.

$$\overline{\sigma}'_b = \overline{\sigma}_{b_0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) = 68,5 \left(1 + \frac{32}{3 \times 10}\right) = 142 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \overline{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

Nous déterminons la section d'aciers longitudinaux à l'aide des tableaux de Charon relatifs aux sections circulaires partiellement comprimées.

$$\text{Soit } \delta = \frac{d}{D} = \frac{d}{\phi} = \frac{2}{20} = 0,1.$$

$$\eta = \frac{e_0}{D} = \frac{51,4}{20} = 2,57$$

$$B = \pi R^2 = 3,14 \cdot 10^2 = 314 \text{ cm}^2.$$

$$N' = \frac{M}{\overline{\sigma}'_b B D} = \frac{97824}{137 \times 314 \times 20} = 0,114.$$

$$\left. \begin{array}{l} \eta = 2,57 \\ N' = 0,114 \end{array} \right\} \overline{\omega} = 2,04 ; K = 20,5.$$

$$\sigma_a = \frac{n}{15} K \overline{\sigma}'_b = \frac{15}{15} \times 20,5 \times 137 \approx 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_a = n \left(\overline{\sigma}'_b - \left(\sigma'_b + \frac{\sigma_a}{n} \right) \frac{\delta}{1-\delta} \right) = 15 \left(137 - \left(137 + \frac{2800}{15} \right) \frac{0,1}{1-0,1} \right)$$

$$\sigma'_a = 1520 \text{ Kg/cm}^2 < \overline{\sigma}'_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{15}{n} \overline{\omega} \frac{B}{100} = \frac{15}{15} \times 2,04 \times 314 = 6,4 \text{ cm}^2.$$

Prendons $A = 7,85 \text{ cm}^2 \rightarrow 10T10; t = 5 \text{ cm.}$

4. Calcul de la marche

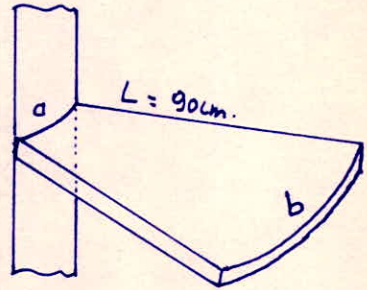
Les marches sont préfabriquées.

$$a = 20 \text{ cm}$$

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

épaisseur: 7 cm.

Nous assimilons ces marches à des plaques rectangulaires de largeur moyenne $\ell = 30 \text{ cm}$.



a - évaluation des charges et surcharges sur une marche:

· poids propre: $2500 \times 0,3 \times 0,07 = 52,5 \text{ kg/ml}$.

soit $S = 250 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 1,2S = 300 \text{ kg/m}^2$

Cette surcharge pondérée donne: $300 \times 0,3 = 90 \text{ kg/ml}$.

Si q désigne la charge par mètre linéaire de marche, nous avons:

$$q = 90 + 52,5 \quad , \quad \text{soit } q = 143 \text{ kg/ml}$$

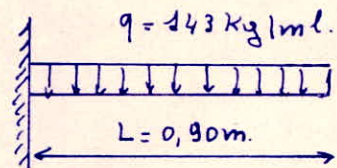
b - Section d'acier à l'encastrement.

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{2} = \frac{143 \times 0,90^2}{2} = 58 \text{ kgm}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \bar{z}} = \frac{5800 \times 8}{2800 \times 7 \times 5} = 0,47 \text{ cm}^2$$

Prenons $A = 0,85 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T6$.

Armatures de répartition: $3\phi 6$.



c - Vérifications.α - Condition de non fragilité.

$$\cdot \frac{A}{b_0 h} = \frac{0,85}{30 \times 5} = 5,6 \cdot 10^{-3}$$

$$\cdot 44 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_f}{h} \right)^2 = 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \left(\frac{7}{5} \right)^2 = 2,3 \cdot 10^{-3}$$

} condition de non fragilité vérifiée.

β - Contrainte de cisaillement τ_b .

$$\cdot \tau_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b z} = \frac{qL}{b z} = \frac{143 \times 0,90 \times 8}{30 \times 7 \times 5} = 0,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

} $\tau_{b \max} < \bar{\tau}_b \Rightarrow$ pas
d'acier transversaux
dans la marche.

X - CALCUL DES FONDATIONS

1. type de semelle utilisée :

. Nous choisissons des semelles isolées sous pilier.

Nous désignons par :

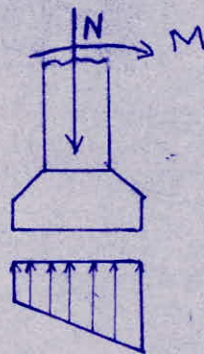
- B_x et B_y la longueur et la largeur de la semelle,
- b_x et b_y la longueur et la largeur de la section transversale du poteau,
- h_t la hauteur à l'aplomb du poteau
- e la hauteur au bord libre.

2. Principe de calcul.

soit un poteau soumis à un effort normal centré N et à un moment de flexion M .

Le diagramme des contraintes sur le sol a la forme d'un trapèze.

Les armatures de la semelle sont déterminées en fonction des moments fléchissants auxquels sont soumises les différentes sections du sol.



sections sous l'effet des réactions

3. Calcul de la semelle SF.

. Nous admettons que le moment transversal (dû au vent) est repris par le mur de soutènement.

Nous calculons alors la semelle sous l'effet du moment longitudinal (dû à la poussée des terres) et de l'effort normal centré.

α - Prédimensionnement.

Soit $\bar{\sigma}_s$ la contrainte admissible du sol.

Nous devons avoir:

$$\sigma = \frac{N}{B \times B_y} \leq \bar{\sigma}_s.$$

$$\text{d'où: } B \times B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{28495}{3,5} = 8141 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Prenons } \frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = \frac{50}{30} = 1,66.$$

$$\rightarrow B_x = 1,66 B_y.$$

$$1,66 B_y^2 \geq 8141 \text{ cm}^2 \rightarrow B_y \geq \sqrt{\frac{8141}{1,66}}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} B_y \geq 70 \text{ cm} \\ B_x \geq 116 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rightarrow \text{Prenons } \begin{cases} B_y = 100 \text{ cm} \\ B_x = 160 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\bullet e_0 = \frac{M}{N} = \frac{428500}{28495} = 15 \text{ cm} < \frac{h_t}{6} = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} \Rightarrow \text{Section totalement comprimée.}$$

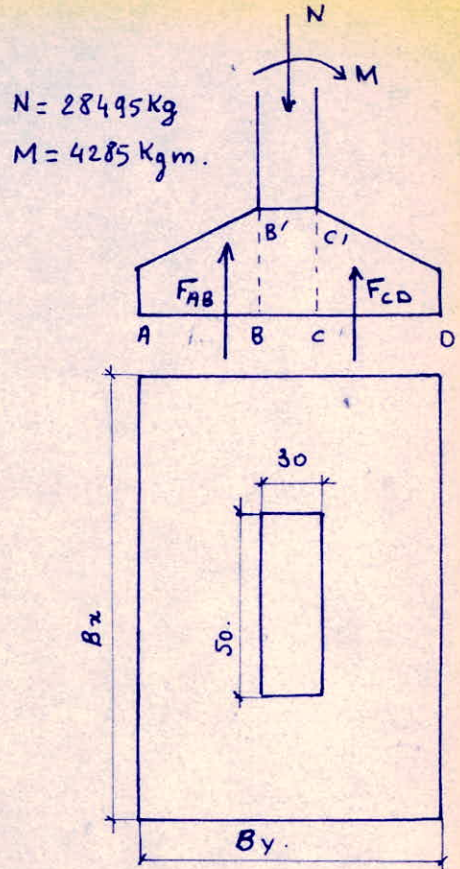
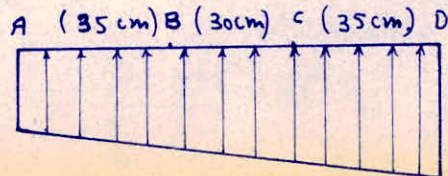
• Vérifions les contraintes.

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M y}{I} = \frac{28495}{100 \times 160} \pm \frac{428500 \times 50}{160 \times \frac{100^3}{12}} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 3,39 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \\ \sigma_2 = 0,17 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$h_t \geq 4 + \frac{B_x - b_x}{4} = 4 + \frac{160 - 50}{4} = 31,5 \text{ cm} \rightarrow h_t = 35 \text{ cm}.$$

 β - Calcul des moments à d'encastrement. (section BB' et cc').

considérons le diagramme des contraintes suivant:



soient σ'_A , σ'_B , σ'_C et σ'_D les contraintes du sol à l'appui des points A, B, C et D.

$$\sigma'_A = 0,17 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_D = 3,39 \text{ kg/cm}^2.$$

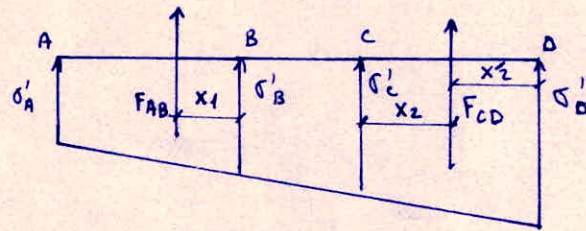
$$\sigma'_B = 1,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_C = 2,25 \text{ kg/cm}^2.$$

soient F_{AB} et F_{CD} les résultantes des réactions du sol qui s'exercent sur AB et CD. (voir schéma précédent).

$$F_{AB} = \frac{\sigma'_A + \sigma'_B}{2} \times S = \frac{1,29 + 0,17}{2} \times 160 \times 35 = 4088 \text{ kg.}$$

$$F_{CD} = \frac{\sigma'_C + \sigma'_D}{2} \times S = \frac{3,39 + 2,25}{2} \times 160 \times 35 = 15792 \text{ kg.}$$



$$x_1 = \frac{2\sigma'_A + \sigma'_B}{\sigma'_A + \sigma'_B} \times \frac{AB}{3}$$

$$x_1 = \frac{2 \times 0,17 + 1,29}{0,17 + 1,29} \times \frac{35}{3} = 13 \text{ cm.}$$

$$x'_2 = \frac{2\sigma'_C + \sigma'_D}{\sigma'_C + \sigma'_D} \times \frac{AB}{3} = \frac{2 \times 2,25 + 3,39}{2,25 + 3,39} \times \frac{35}{3} \approx 19 \text{ cm.}$$

$$\text{d'où } \therefore x_2 = CD - x'_2 = 35 - 19 = 16 \text{ cm.}$$

• Moment d'encastrement maximal : $M = F_{CD} \cdot x_2 = 15792 \times 16.$

$$\underline{M = 252\,672 \text{ kg.cm.}}$$

x. Ferraillage de la semelle.

— Armatures parallèles au côté By :

$$N = \frac{15M}{\sigma_s b h^2} = \frac{15 \times 252\,672}{2800 \times 50 \times 31^2} = 0,0282 \Rightarrow \left\{ \varepsilon = 0,9275. \right.$$

$$A_y = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{252\,672}{2800 \times 0,9275 \times 31} = 3,14 \text{ cm}^2.$$

Prenons $A_y = 4,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T12$, $t = 22 \text{ cm}$.

- Armatures parallèles au côté B_x : Nous admettons un diagramme de contraintes rectangulaire dans le sens de B_x , de valeur $\sigma_m = \frac{\sigma_A + \sigma_B}{2}$

$$\text{soit } \sigma_m = \frac{3,39 + 0,17}{2} = 1,78 \text{ Kg/cm}^2.$$

Nous calculons A_x par la méthode des bielles.

$$\text{soit } A_x = \frac{N(B_x - b_x)}{8(h_t - d) \times \bar{\sigma}_a} = \frac{28495(160 - 50)}{8(35 - 4) \times 2800} = 4,51 \text{ cm}^2.$$

Prenons $A_x = 5,65 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T12$, $t = 22 \text{ cm}$.

5) Vérification de la condition de non fragilité.

- Armatures A_x :

$$\frac{A_x}{bh} = \frac{5,65}{30 \times 31} = 0,0060$$

$$4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \times \left(\frac{35}{31}\right)^2 = 0,0014.$$

} Condition de non fragilité vérifiée.

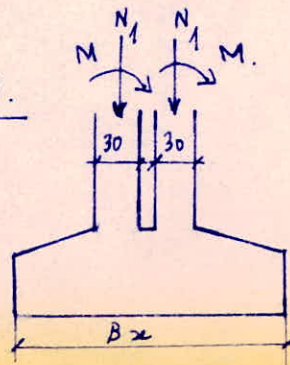
- Armatures A_y :

$$\frac{A_y}{bh} = \frac{4,01}{50 \times 31} = 0,0026 > 0,0014 : \text{Condition de non fragilité vérifiée.}$$

4. calcul de la semelle S6.

$$M = 1102 \text{ Kg m.}$$

$$N = 37712 \text{ Kg.}$$



Nous calculons cette semelle comme s'il n'y a qu'un seul poteau. M'étant faible, le diagramme des contraintes du sol est pratiquement rectangulaire. Nous utilisons la méthode des bielles.

α. Prédimensionnement.

$$\frac{N}{B_x B_y} \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow B_x B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{2 \times 37712}{3,5} = 21550 \text{ cm}^2.$$

Comme $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = \frac{60}{30} = 1,2$; il vient : $B_y \geq \sqrt{\frac{21550}{1,2}} = 134 \text{ cm}.$

Prenons $\begin{cases} B_y = 140 \text{ cm} \\ B_x = 170 \text{ cm} \end{cases}$

$$h_t \geq 4 + \frac{B_x - b_x}{4} = 4 + \frac{170 - 60}{4} = 31,5 \text{ cm}.$$

$$\underline{h_t = 35 \text{ cm.} ; e = 20 \text{ cm}}$$

β. Ferrailage de la semelle.

- Armatures parallèles au côté B_x :

$$A_x = \frac{N(B_x - b_x)}{8(h_t - d)\bar{\sigma}_a} = \frac{75424(170 - 60)}{8(35 - 4) \times 2800} = 11,95 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} A_x = 12,44 \text{ cm}^2 \rightarrow 11T12 \\ t = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

- Armatures parallèles au côté B_y :

$$A_y = \frac{N(B_y - b_y)}{8(h_t - d)2800} = \frac{75424(140 - 50)}{8 \times 37 \times 2800} = 9,78 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} A_y = 10,18 \text{ cm}^2 \rightarrow 9T12 \\ t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

5. Calcul de la semelle S9.

Au lieu de choisir une semelle circulaire, nous préférons réaliser une semelle carrée dont le coffrage est plus facile. Soit B le côté de cette semelle.

α. Prédimensionnement

$$\frac{N}{B^2} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow B \geq \sqrt{N / \bar{\sigma}_s}$$

$$\text{soit } B \geq \sqrt{\frac{1902}{3,5}} = 23,3 \text{ cm.}$$

Nous prenons $B = 60 \text{ cm.}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{97824}{1902} = 51,43 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{B}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm.}$$

} section partiellement comprimée.

. calculons les contraintes du sol.

$$\sigma = \frac{N}{B^2} \pm \frac{Mv}{I} = \frac{N}{B^2} \pm \frac{6M}{B^3} = \frac{1902}{60^2} \pm \frac{97824 \times 6}{60^3} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 3,24 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -2,1 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Nous sommes dans le cas où :

$$e_0 > \frac{B}{6} = 10 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{B}{2} = 30 \text{ cm.}$$

Nous essayons d'avoir : $\frac{B}{6} < e_0 < \frac{B}{2}$

Prenons alors $B = 120 \text{ cm.}$

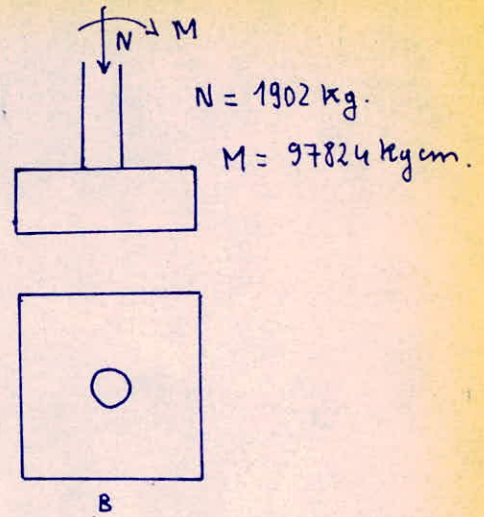
$$\rightarrow h_t = 30 \text{ cm.}$$

Avec cette nouvelle valeur de B , nous avons :

$$\sigma = \frac{1902}{120^2} \pm \frac{97824}{2 \times \frac{120^3}{12}} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 0,47 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -0,21 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Dans ce cas où $\frac{B}{6} < e_0 < \frac{B}{2}$, une partie de la semelle va se soulever, c'est à dire que la semelle n'est pas utilisée en totalité.

Considérons alors le diagramme triangulaire de réaction du sol qui s'applique sur la longueur $B_1 = \frac{3}{2}(B - 2e_0)$.



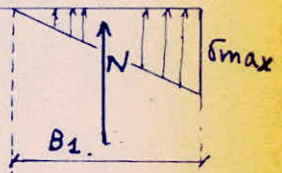
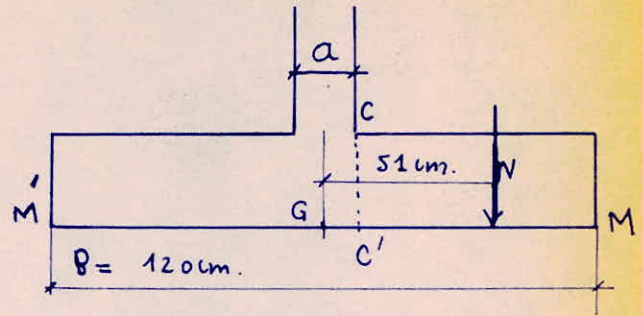
Calculons σ_{\max} .

$$N = \left(\frac{\sigma_{\max} + 0}{2} \right) \times S = \frac{\sigma_{\max}}{2} \times B \times B_1.$$

$$N = \frac{\sigma_{\max}}{2} B \cdot \frac{3}{2} (B - 2e_0) = \frac{3\sigma_{\max}}{4} B (B - 2e_0).$$

$$\text{d'où : } \sigma_{\max} = \frac{4N}{3B(B - 2e_0)} = \frac{4 \times 1902}{3 \times 120(120 - 2 \times 51)}.$$

$$\sigma_{\max} = 1,23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s.$$



B - Ferrailage de la semelle.

Moment d'encastrement dans la section CC':

$$M_{cc'} = N \left(e - \frac{a}{2} \right) = 1902 \left(51 - \frac{20}{2} \right) = 78800 \text{ kg cm.}$$

$$\frac{N}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15M}{2800 \times 20 \times 31^2} = 0,0820 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9351 \\ k = 62. \end{cases}$$

$$A = \frac{78800}{2800 \times 0,9351 \times 31} = 0,97 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité:

$$\frac{A}{boh} \geq \eta_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{ht}{h} \right)^2$$

$$\frac{A}{boh} = \frac{0,97}{20 \times 31} = 0,00156.$$

$$\eta_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{ht}{h} \right)^2 = 0,00145$$

Condition de non fragilité vérifiée.

Nous prenons $A = 1,70 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T6$
 $t = 22 \text{ cm.}$

Remarque: Nous ferrailons la semelle dans les 2 sens avec 6T6.

r. Vérification de la stabilité de la semelle.

M peut produire une rotation de la semelle autour de l'axe AA'.

Soit P_s le poids de la semelle.

$$P_s = 2500 \times \sqrt{1,20^2} \times 0,35 = 1260 \text{ Kg.}$$

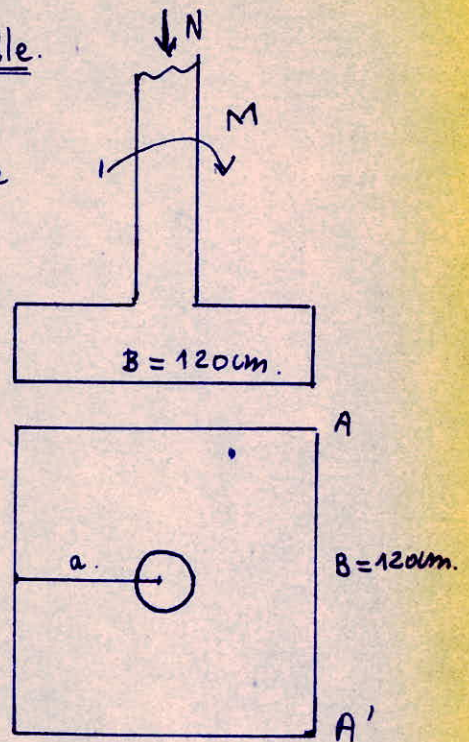
Posons $P_T = P_s + N = 1260 + 1902 = 3162 \text{ Kg.}$

Calculons le moment de P_T / AA' :

$$P_T \times a = 3162 \times 0,60 = 1892 \text{ kg.m.}$$

$$1,5 M = 1,5 \times 978,24 = 1467 \text{ kg.m.}$$

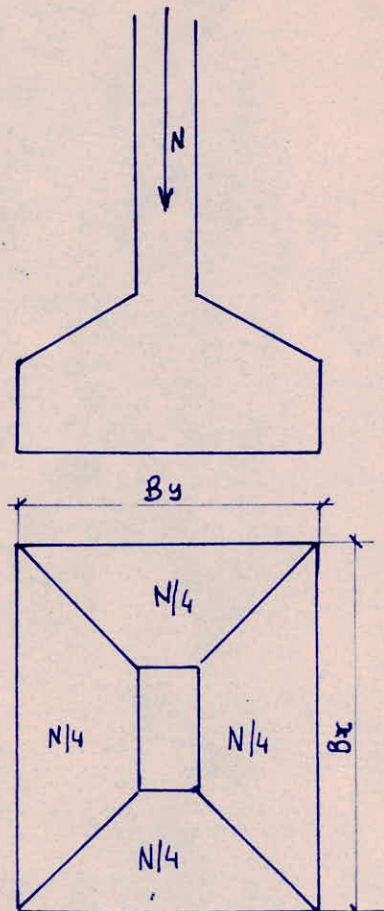
$P_T \cdot a > 1,5 M \Rightarrow$ la stabilité de la semelle est assurée.



6. Tableaux des résultats.

Semelle	Dimensions		Sections d'acier		ht.
	Bx	By	Ax	Ay	
S1	165 cm	100 cm	6T12	8T8	35 cm
S2	135 cm	80 cm	8T8	8T8	30 cm
S3	200 cm	130 cm	8T14	8T10	45 cm
S4	175 cm	105 cm	7T12	8T8	40 cm
S5	190 cm	160 cm	11T12	9T12	40 cm
S6	170 cm	140 cm	11T12	9T12	35 cm
S7	160 cm	100 cm	5T12	8T8	35 cm
S8	140 cm	85 cm	5T10	6T8	30 cm
S9	120 cm	120 cm	6T8	6T8	35 cm

7. Étude de l'effort tranchant dans les semelles.



Nous considérons que l'effort normal appliqué sur la semelle se décompose comme le montre le schéma ci-dessus.

L'effort tranchant vaut $\frac{N}{4}$ sur chacune des faces du poteau.

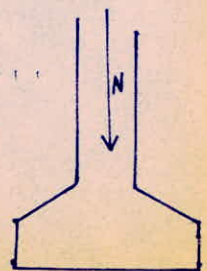
a. Exemple : Étude de l'effort tranchant dans la semelle S1.

$$N = 42706 \text{ kg}$$

$$B_x = 165 \text{ cm} ; B_y = 100 \text{ cm.}$$

$$b_x = 50 \text{ cm} ; b_y = 30 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2.$$



- Contrainte de cisaillement :

- suivant B_x :

$$\tau_{b_x \max} = \left(\frac{42706}{4} \right) : \left(\frac{30 \times 7 \times 31}{8} \right) = 13,12 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\tau}_b.$$

- suivant B_y :

$$\tau_{b_y \max} = \frac{10677}{50 \times \frac{7}{8} \times 31} = 7,87 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\tau}_b.$$

Il est donc nécessaire de mettre des aciers transversaux dans les 2 sens.

Nous utilisons des étriers, $\phi 8$.

• Aciers transversaux suivant le sens de B_x .

Nous avons la disposition des armatures suivante :

Nous plaçons 2 étriers $\phi 8$.

$$\rightarrow A_t = 4 \times 0,5 = 2 \text{ cm}^2.$$

Espacement de deux cours successifs :

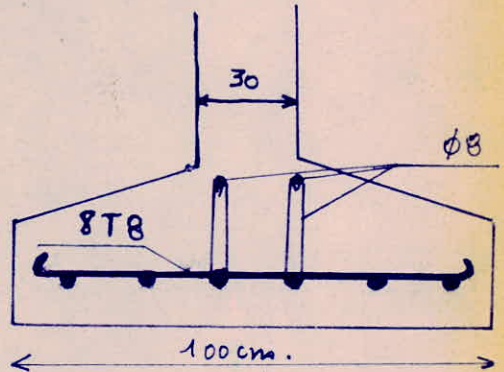
$$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at} z}{T}$$

$$\rho = \max \left\{ \frac{2}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} \right\} = 0,75 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,75 \times 2400 = 1807 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{d'où : } t = \frac{2 \times 1807 \times \frac{7}{8} \times 31}{10677} = 9,18 \text{ cm} \approx 9 \text{ cm}.$$

$$\bar{t} = \max \left\{ 0,2h; h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \right\} = 10,32 \text{ cm}.$$

Nous mettons 4 cours d'étriers espacés de $t = 5; 9; 9; 9$ (cm).



• Aciers transversaux suivant le sens de By.

$$A_t = 4 \times 0,5 = 2 \text{ cm}^2.$$

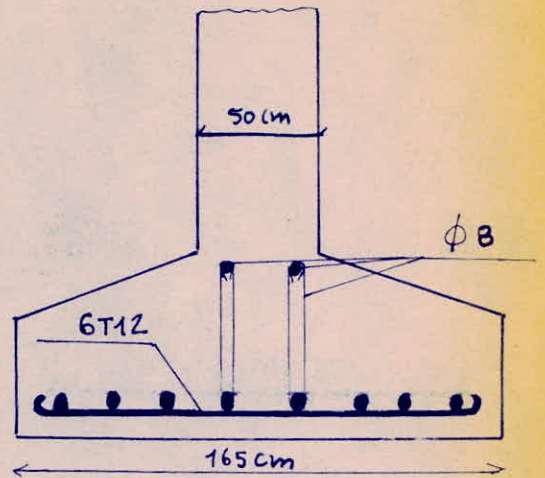
$$\rho_a = \max \left\{ \frac{2,1}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} \right\} = 0,85.$$

$$\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_n = 0,85 \times 2400 = 2044 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{t} = \max \left\{ 0,2h; h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \right\}$$

soit $\bar{t} = 29 \text{ cm}.$

$$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_a \bar{t}}{\tau} = \frac{2 \times 2044 \times \frac{7}{8} \cdot 31}{10677} = 10,39 \text{ cm}.$$



→ Nous mettons 3 cours d'étriers également espacés de 10cm.

b- Tableau de ferrailage (Aciers transversaux).

Semelle	A_t dans le sens de Bx	A_t dans le sens de By.
S ₁	4 files de 2 étriers $\phi 8$ $t = 5; 9; 9; 9$ (cm).	3 files de 2 étriers $\phi 8$ $t = 5; 10, 10$ (cm).
S ₂	1 file de 4 étriers; $t = 10$ cm.	/
S ₃	4 files de 2 étriers $\phi 8$ $t = 5, 10, 10, 10$ (cm.)	4 files de 2 étriers $t = 5, 10, 10, 10$
S ₄	4 files de 3 étriers $t = 5, 10, 10, 10$ (cm).	/
S ₅	4 files de 3 étriers $t = 5, 10, 10, 10$ (cm)	4 files de 3 étriers $t = 5, 10, 10, 10$ (cm).
S ₆	4 files de 5 étriers $t = 5, 10, 10, 10$ (cm)	4 files de 3 étriers $t = 5, 10, 10, 10$.
S ₇	4 files de 1 étrier $t = 5, 8, 8, 8$ (cm)	/
S ₈	4 files de 1 étrier $t = 5, 8, 8, 8$ (cm)	/
S ₉	/	/

XI. REMARQUES:

Dans ce chapitre nous signalons quelques détails qui figurent dans les dessins mais qui ne sont pas calculables généralement.

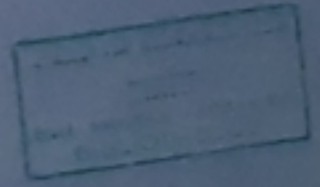
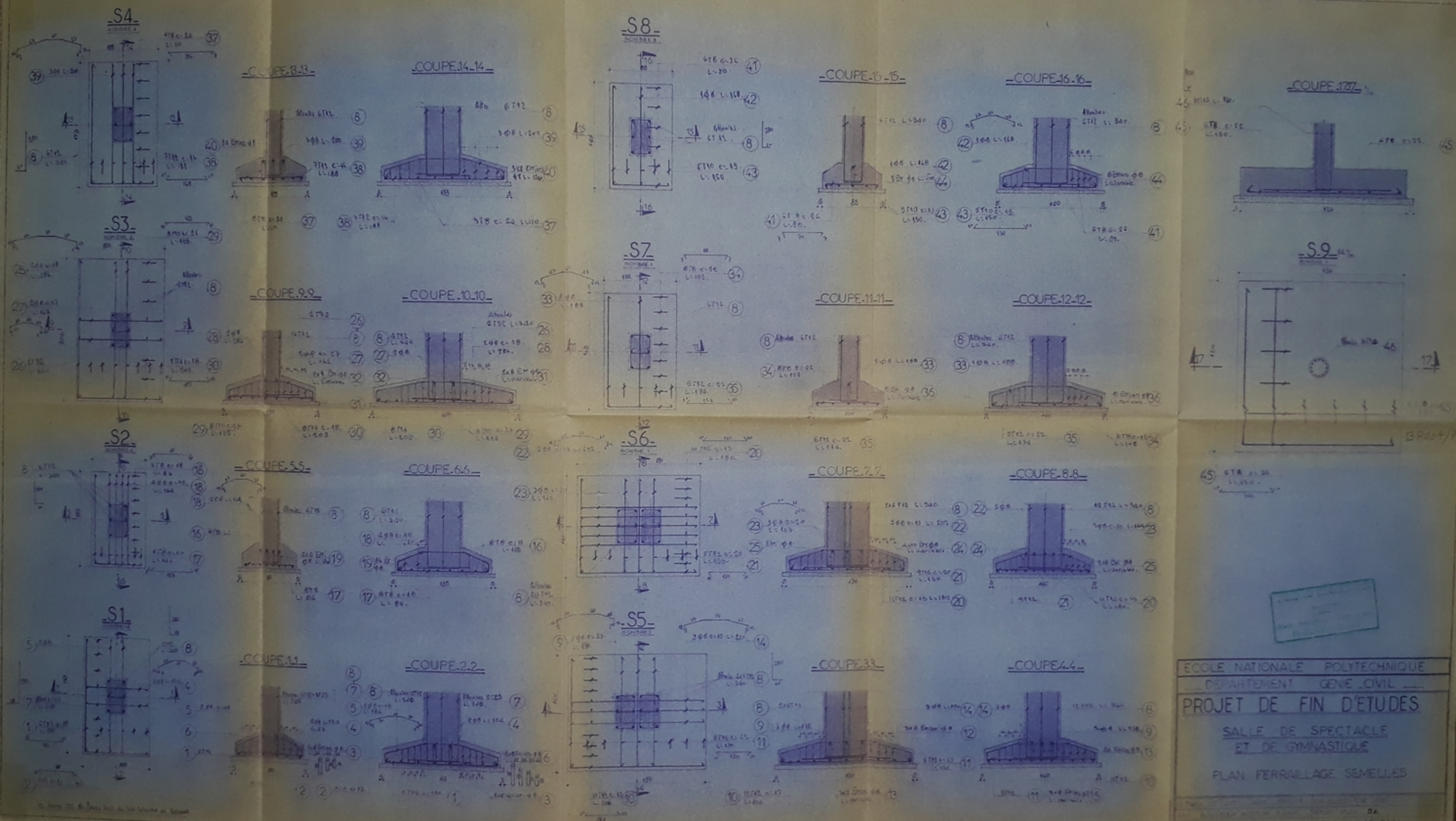
A. Escalier de la scène:

Cet escalier n'étant pratiquement pas sollicité, nous avons choisi un ferrailage classique (voir dessin)

B. Longrines:

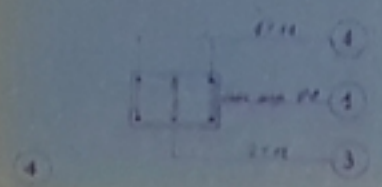
les armatures longitudinales des longrines au niveau des fondations et sous les murs sont constituées par des T8. (voir détail sur dessins)

les armatures transversales de celles-ci sont constituées par des cadres de $\phi 8$ espacés de 25 cm.

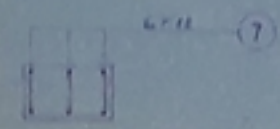
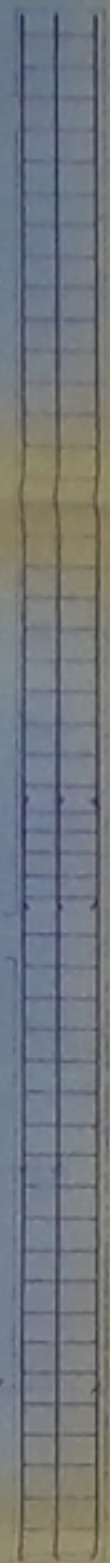


ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENE CIVIL
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 SALLE DE SPECTACLE
 ET DE GYMNASTIQUE
 PLAN FERRAILLAGE SEMELLES
 DRESSÉ par M. GAGNIEN

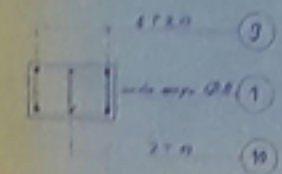
P1



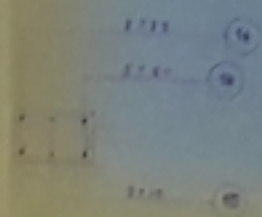
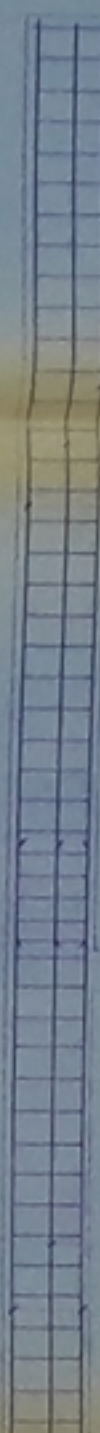
P2



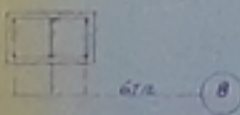
P3



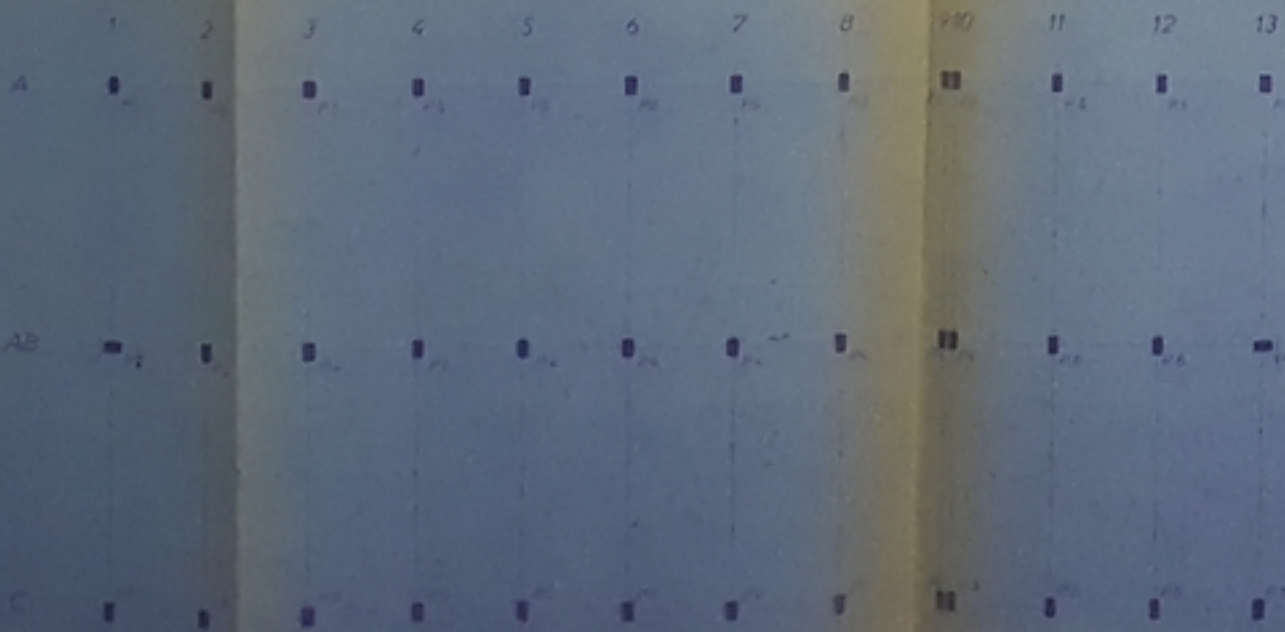
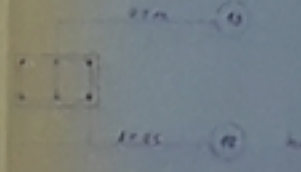
P5



P4



P6

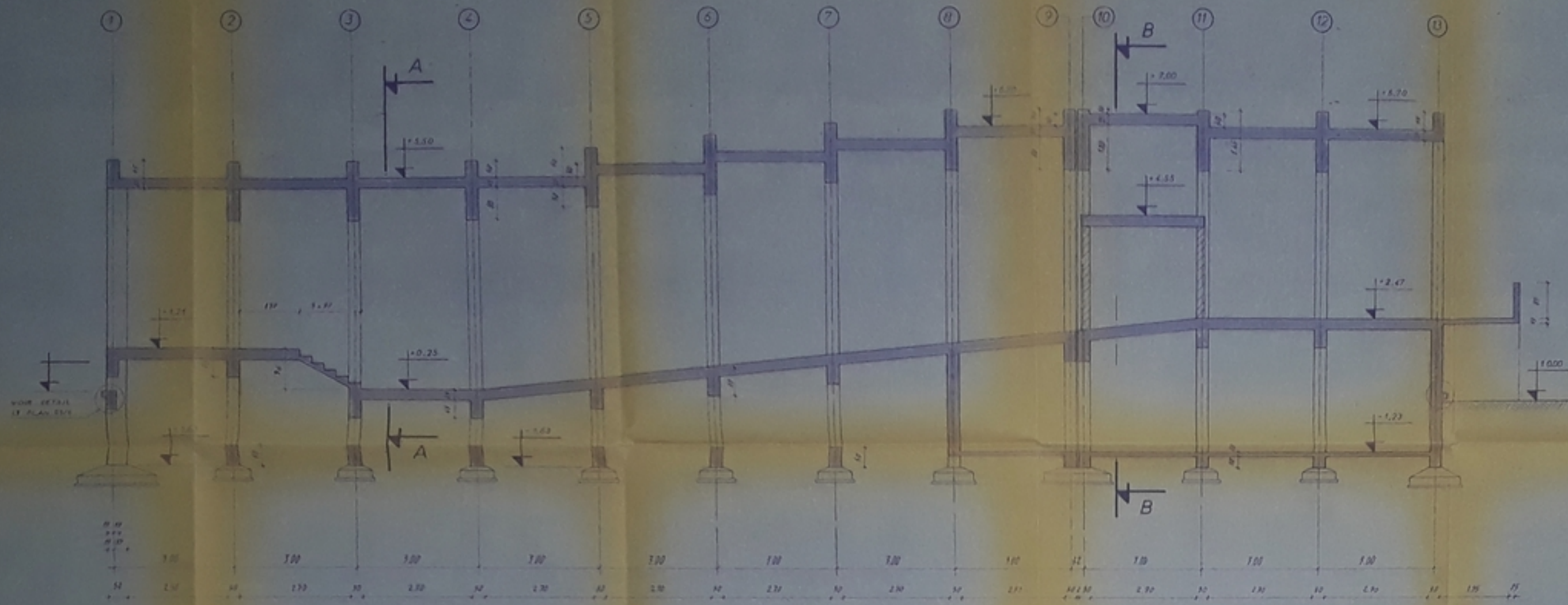


Hauteurs des poteaux

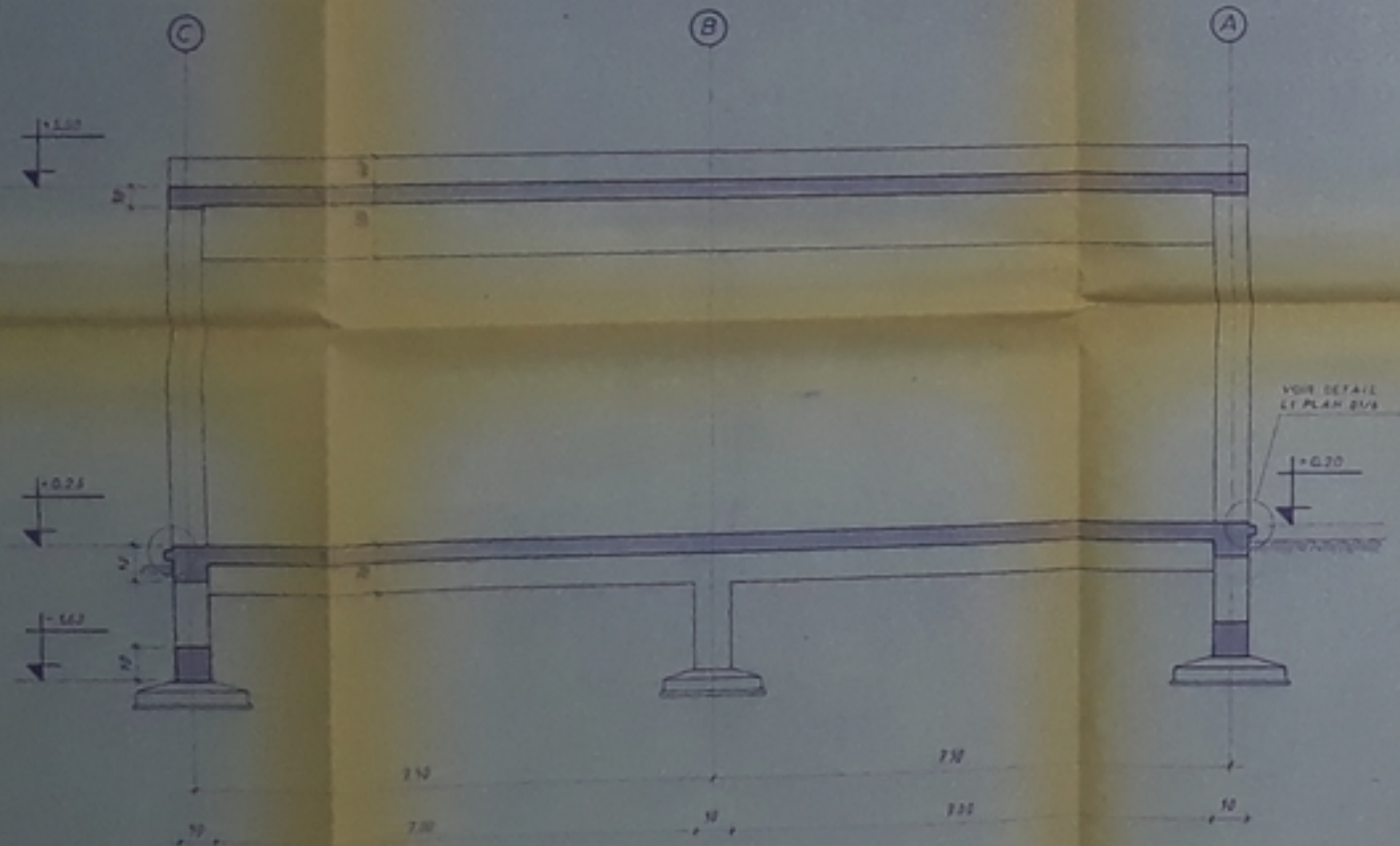
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
P12	437	452	557	557	534	534	534	534	557	557	557	520	520
P11	265	265	165	165	292	259	276	333	379	370	427	401	401

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENE CIVIL
 PROJET DE FIN DETUDES
 SALLES DE SPECTACLE
 & DE GYMNASTIQUE
 FERRAILLAGE POTEAUX

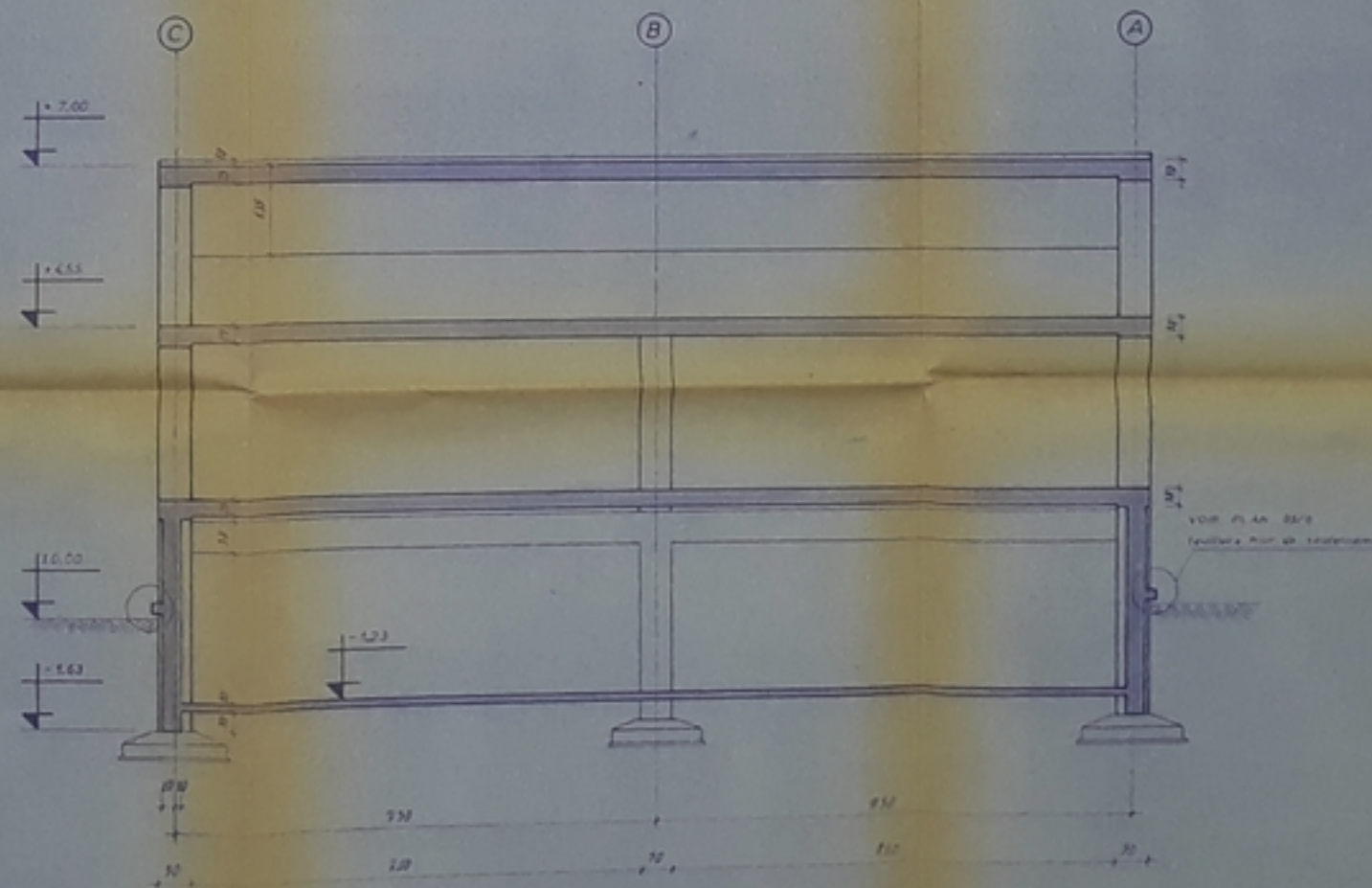
COUPE EN ELEVATION



COUPE AA

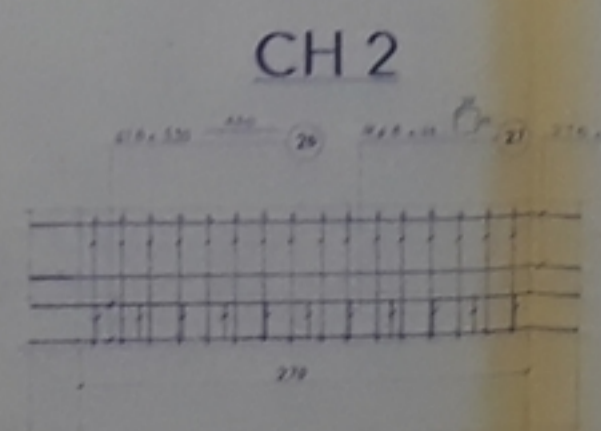
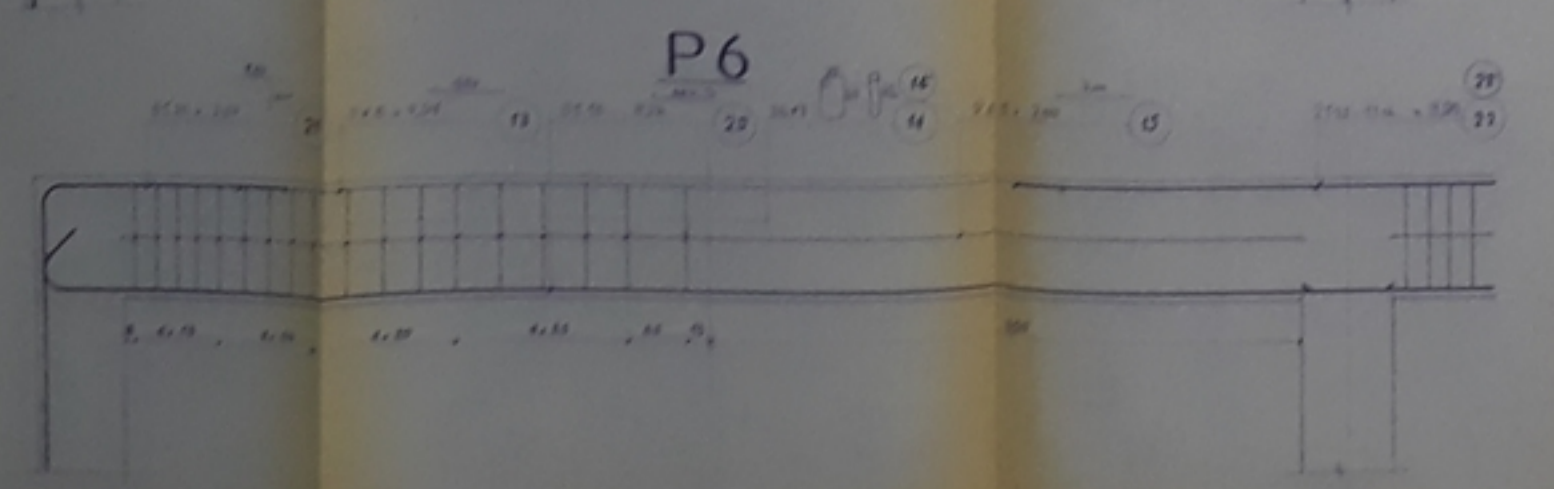
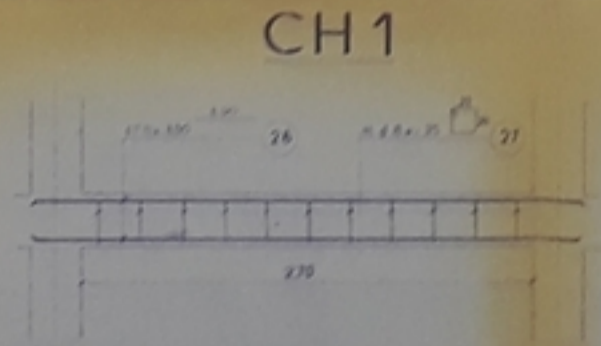
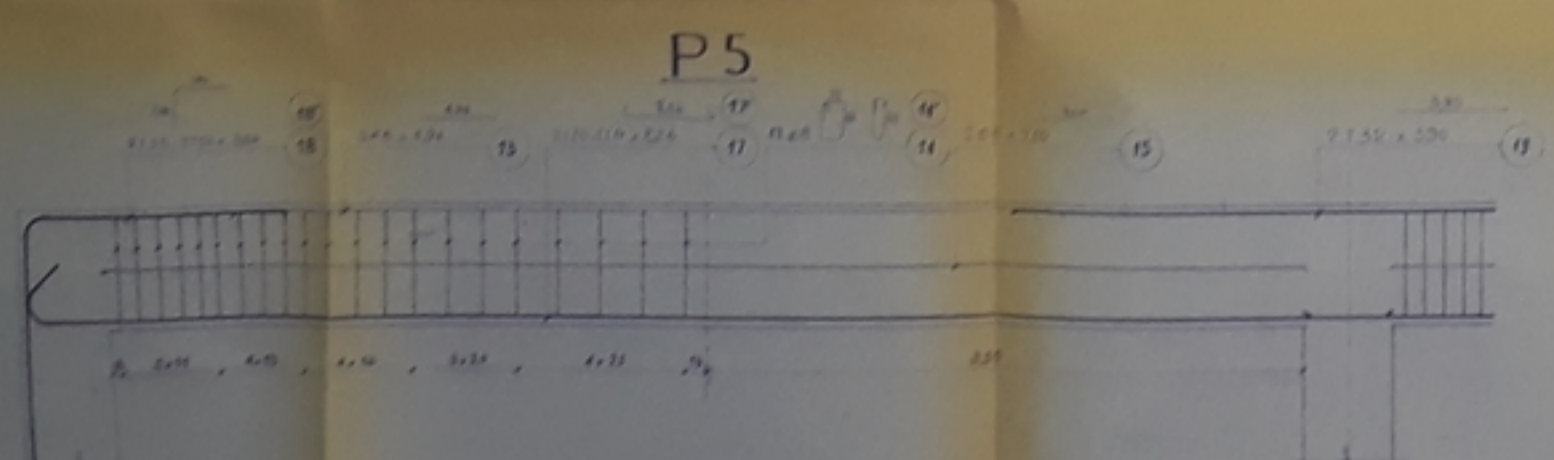
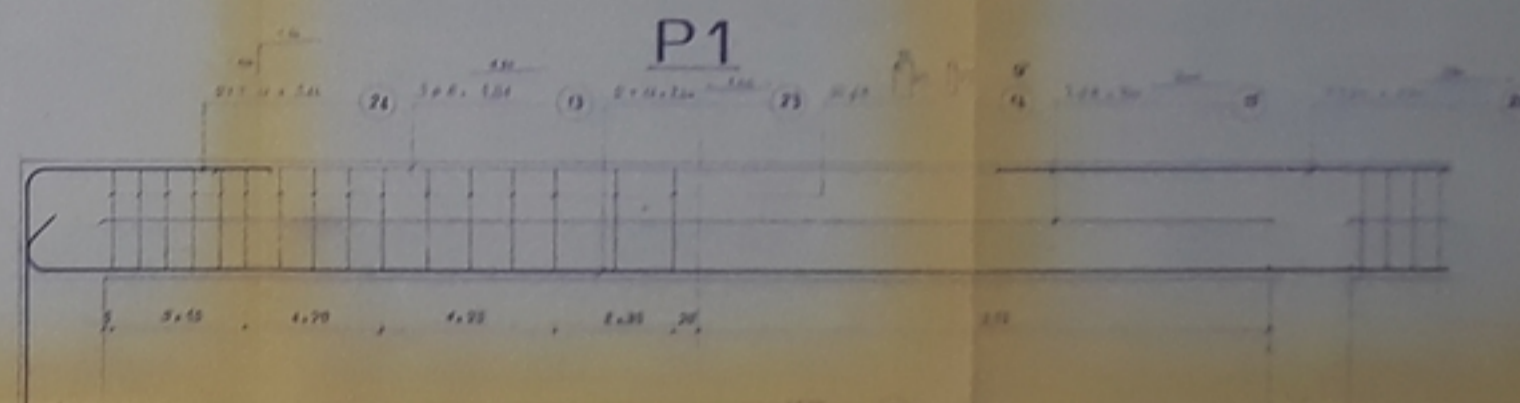
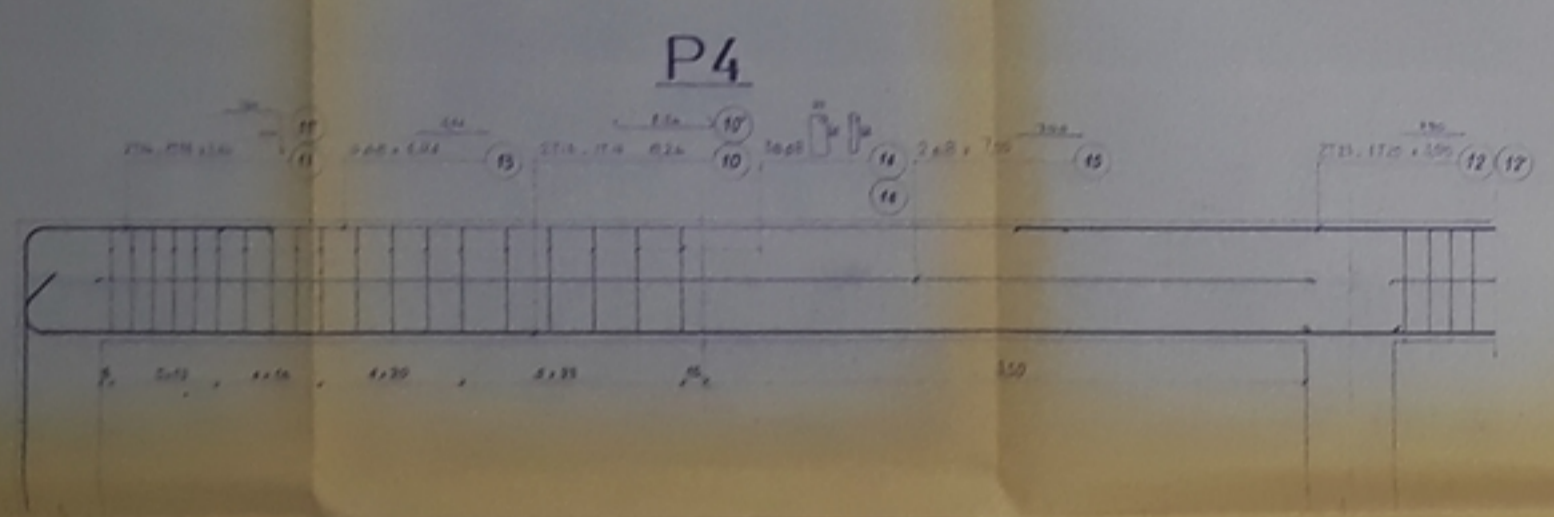
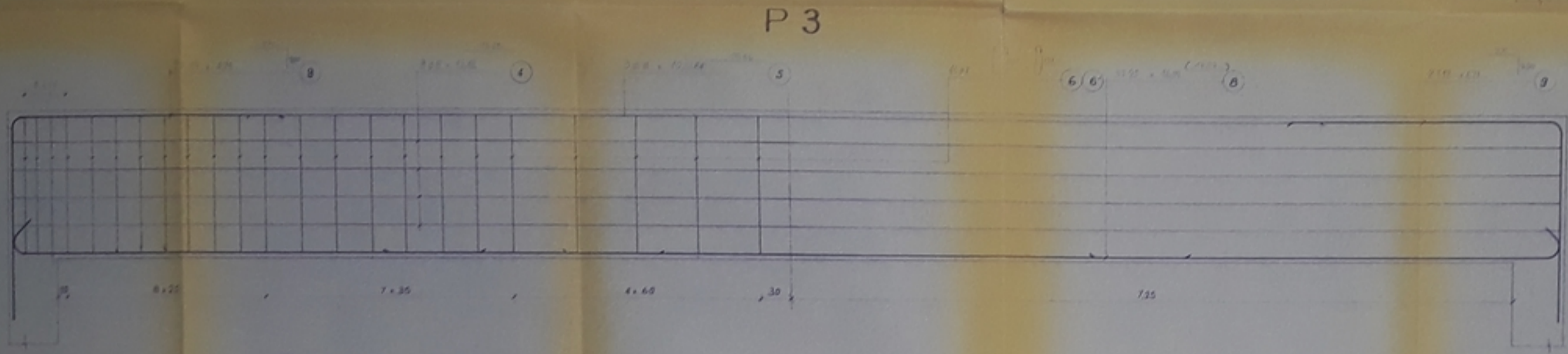
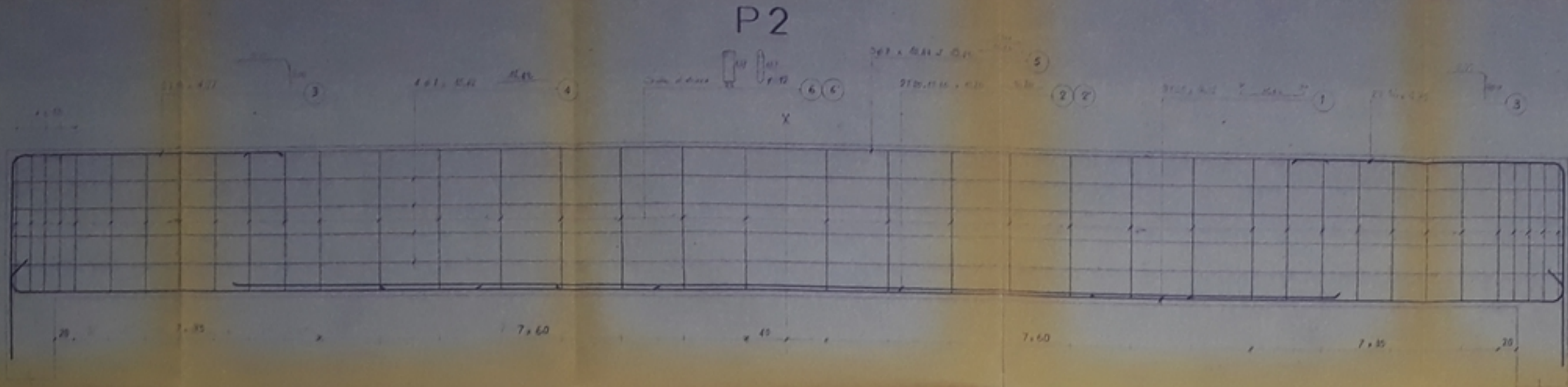


COUPE BB



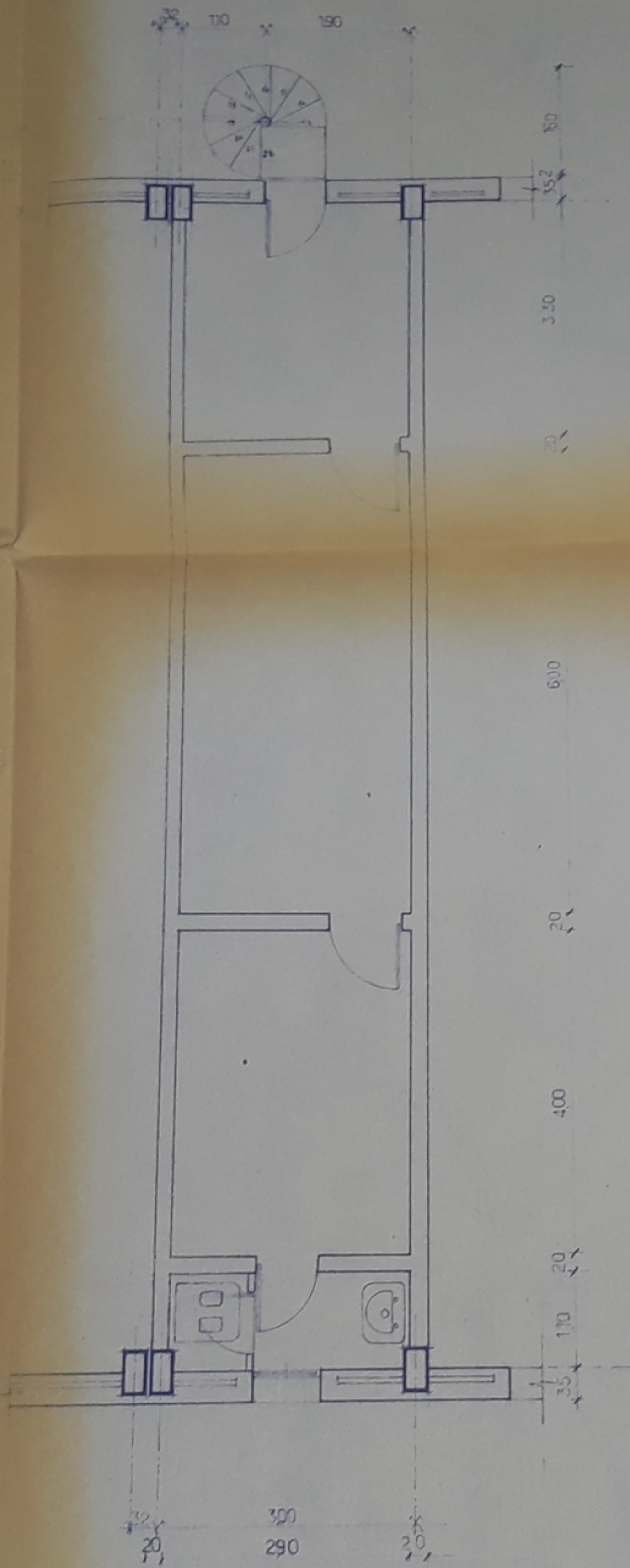
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT GENIE CIVIL
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 SALLES DE SPECTACLE & DE GYMNASTIQUE
 COUPES
 LONGITUDINALE
 TRANSVERSALES

ÉTABLI: M. J. J. J.	REVUE: J. J. J.
PROJ. GÉNÉRAL: M. J. J. J.	PL. N° 14
APProuvé: M. J. J. J.	DATE: 10/10/1968



ECOLE NATIONAL POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL
PROJET DE FIN D'ETUDES
 SALLES DE SPECTACLE
 ET DE GYMNASTIQUE
 PLAN FERRAILLAGE POUTRES

VUE EN PLAN SUIVANT Niv 3



B^o007/78

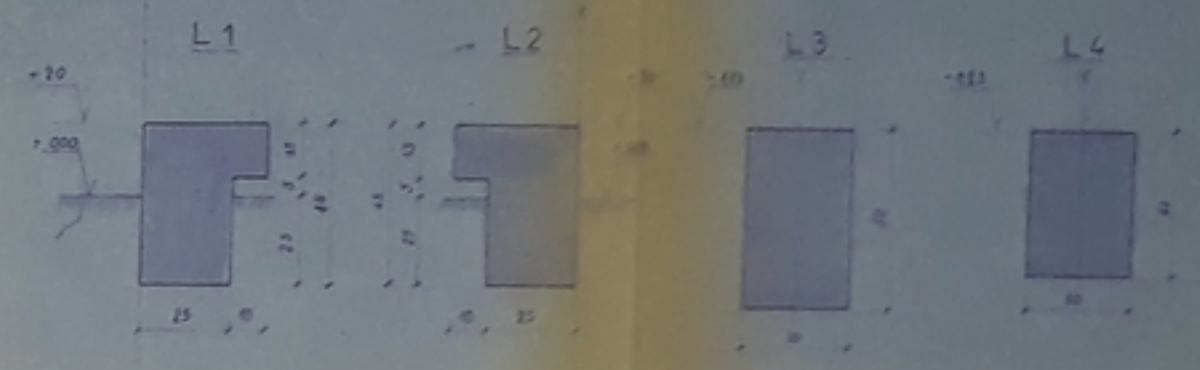
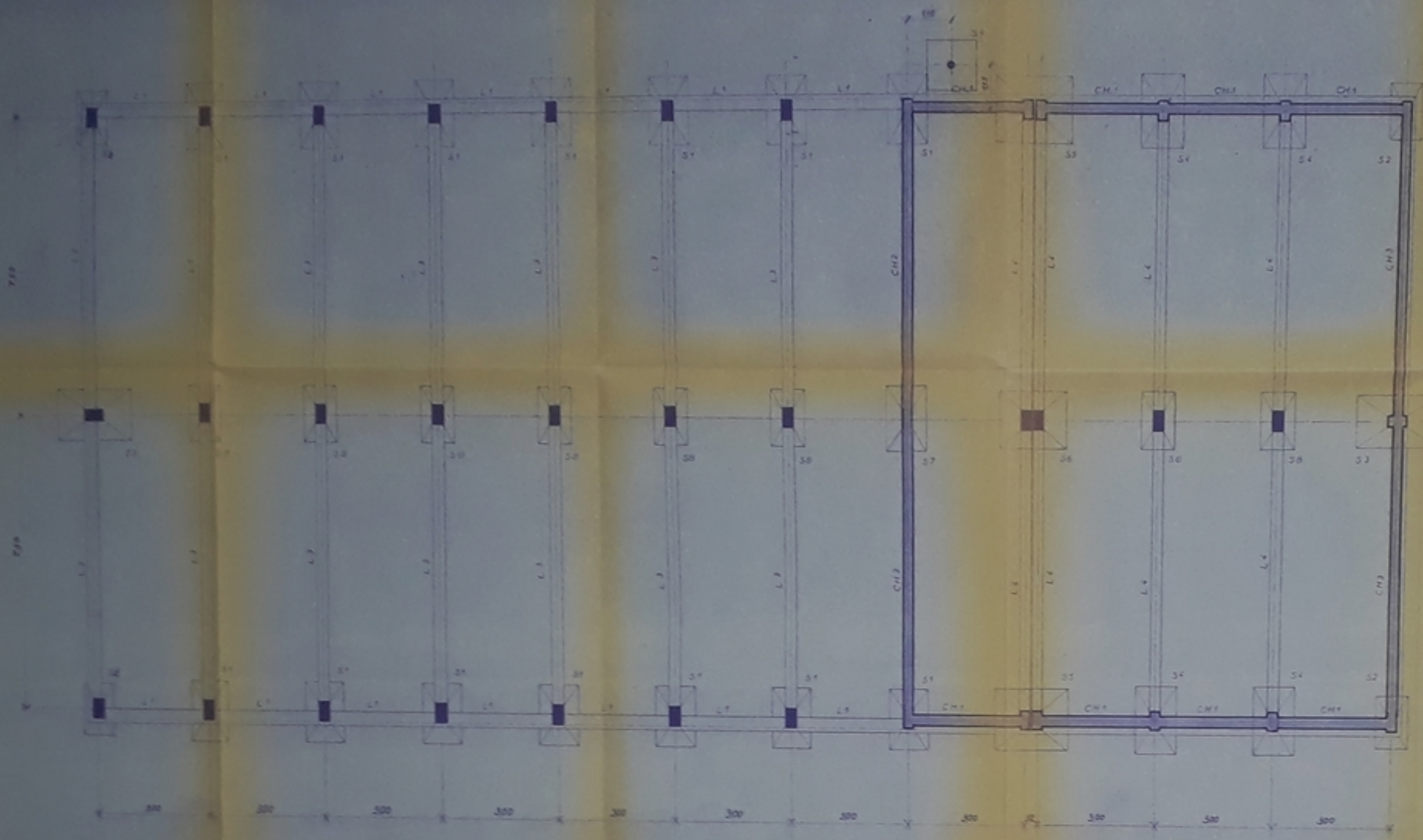
مدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المكنة
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL
PROJET DE FIN D'ETUDES

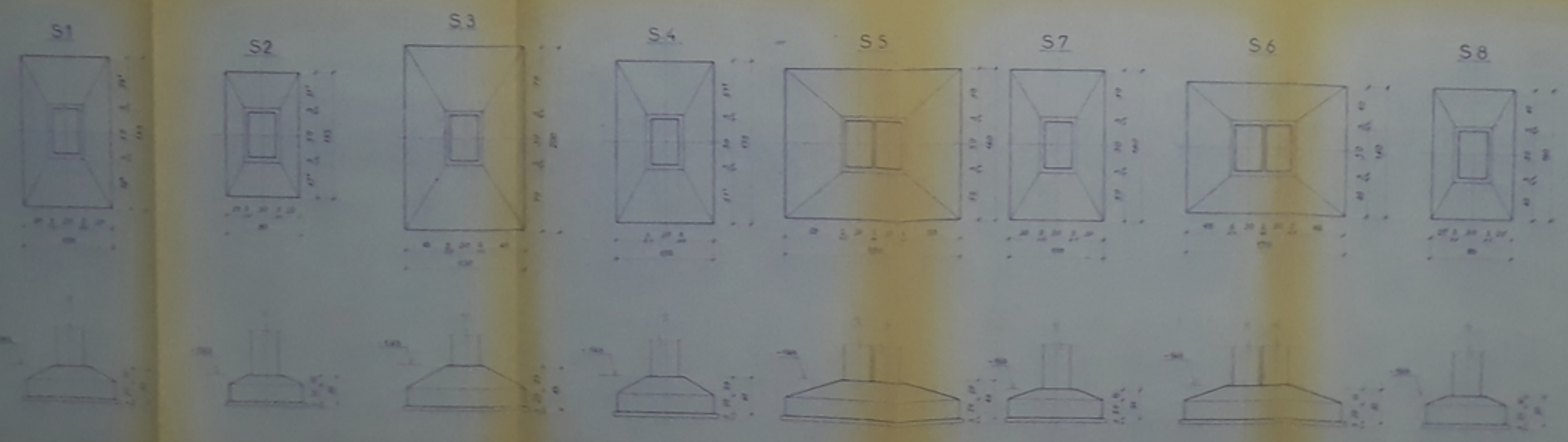
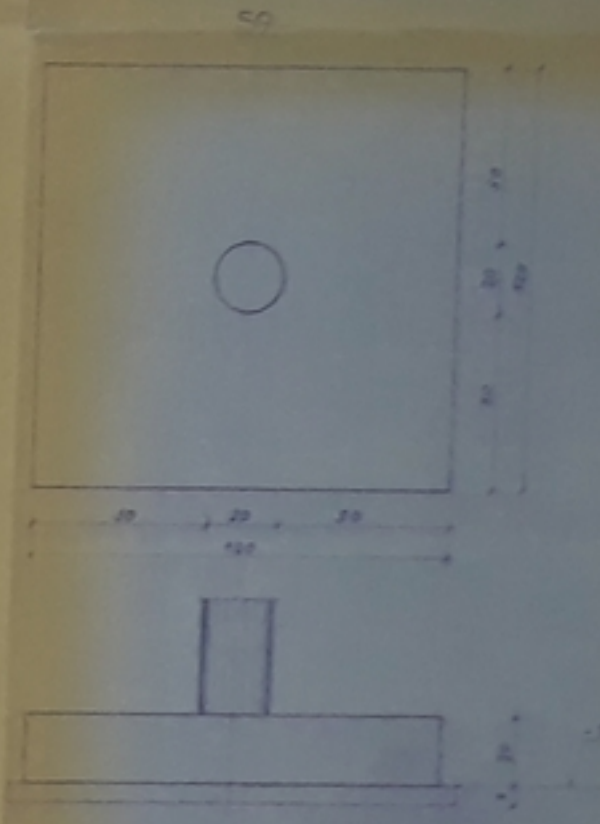
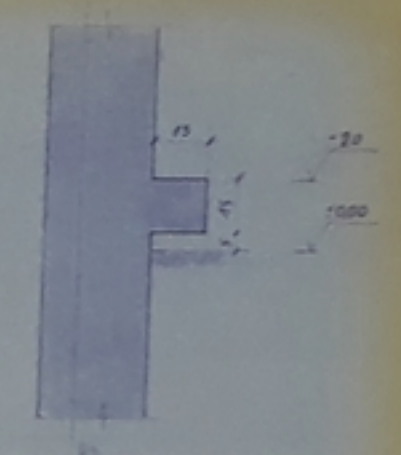
SALLES DE SPECTACLE
ET DE GYMNASTIQUE

VUE EN PLAN Niv 3

ETABLI LE OCT JAN 1977 78	ECHELLES 1/50
PROF. M. SCUL Mastela Damei	N DU PLAN
PROF. M. SCUL Mastela Damei	PROF. M. SCUL Mastela Damei

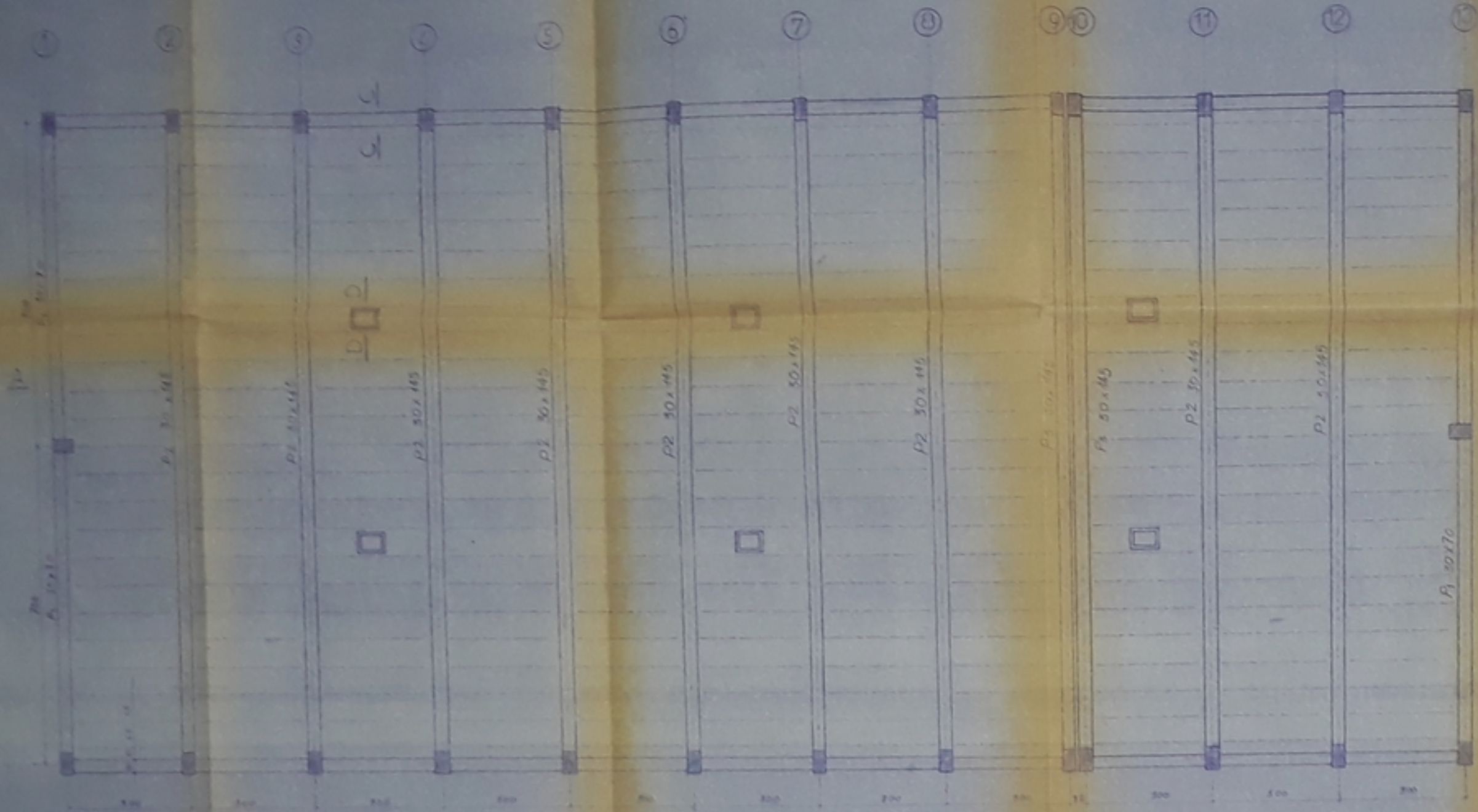


Detail de la feuilleure du murde soutement

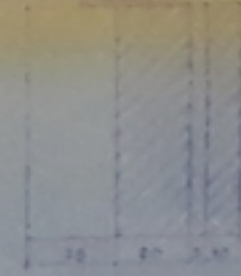
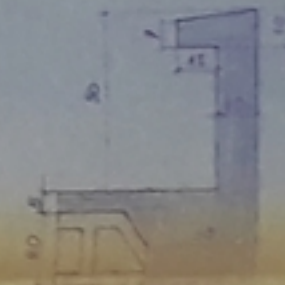


ÉCOLE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL
 PROJET DE FIN D'ÉTUDES
 SALLES DE SPECTACLE
 ET DE GYMNASTIQUE
 PLAN COFFRAGE FONDATION

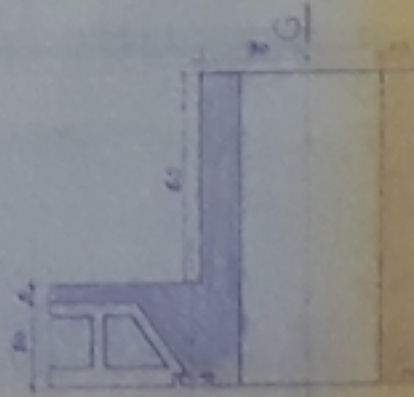
VUE EN PLAN TERRASSE



COUPE CC



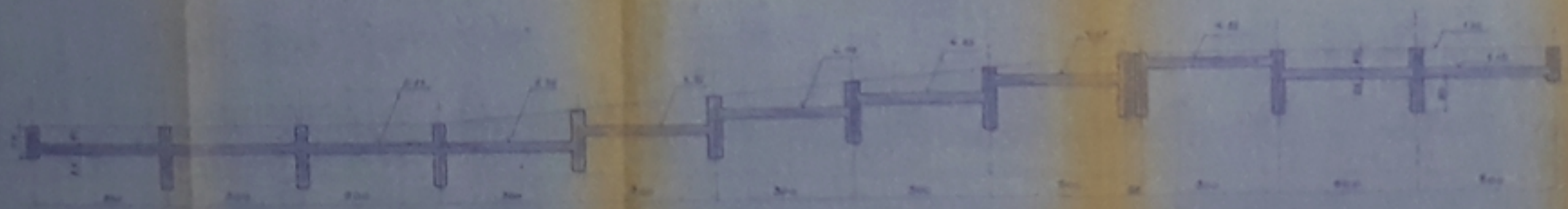
COUPE DD



COUPE GG

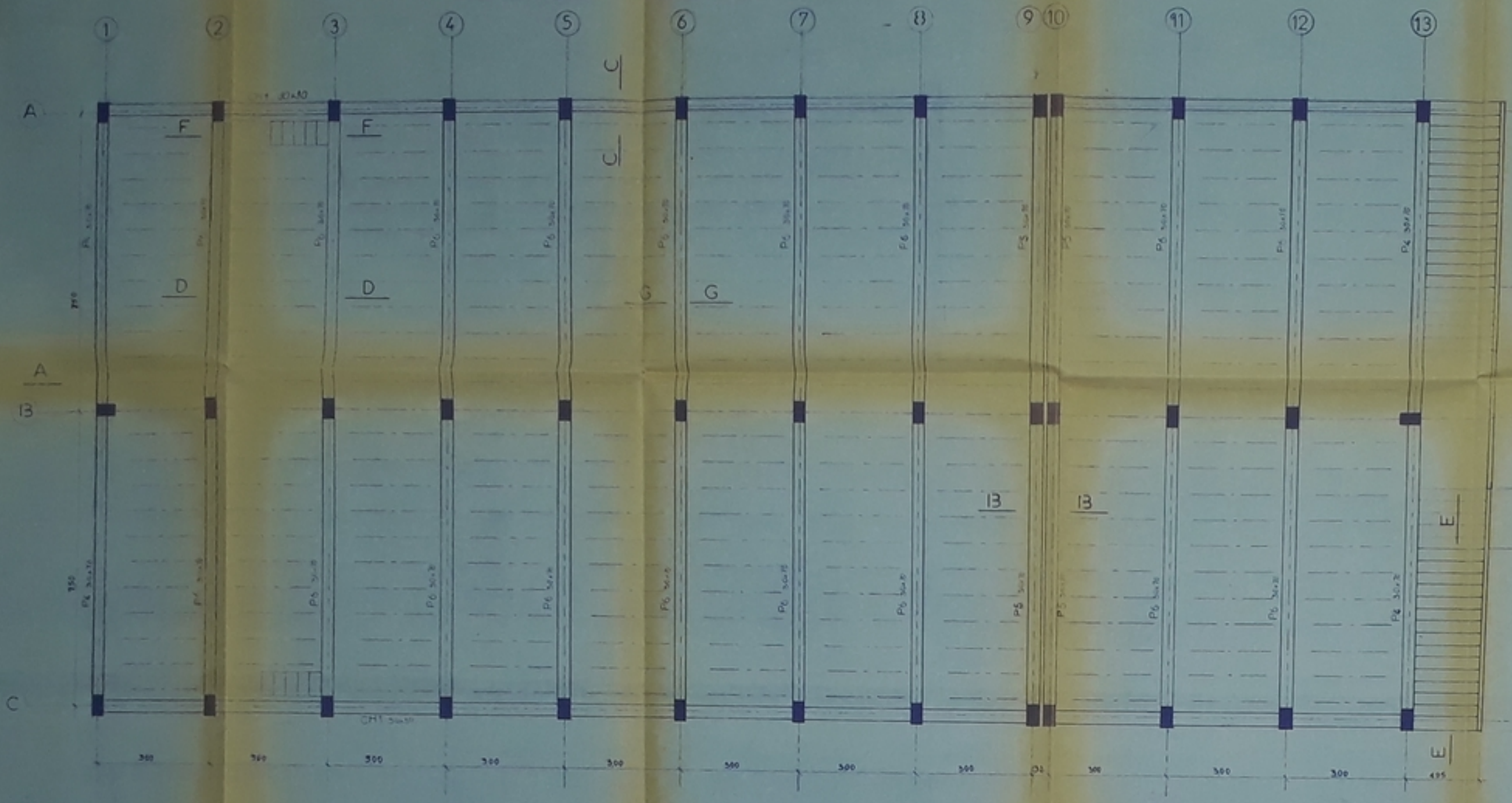


COUPE AA

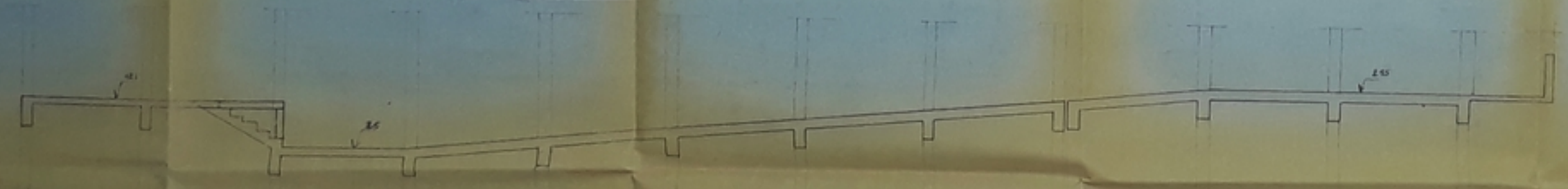


ÉCOLE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
PROJET DE FIN D'ÉTUDES
 SALLES DE SPECTACLE
 ET DE CINÉMA
 GUY-ROBERT

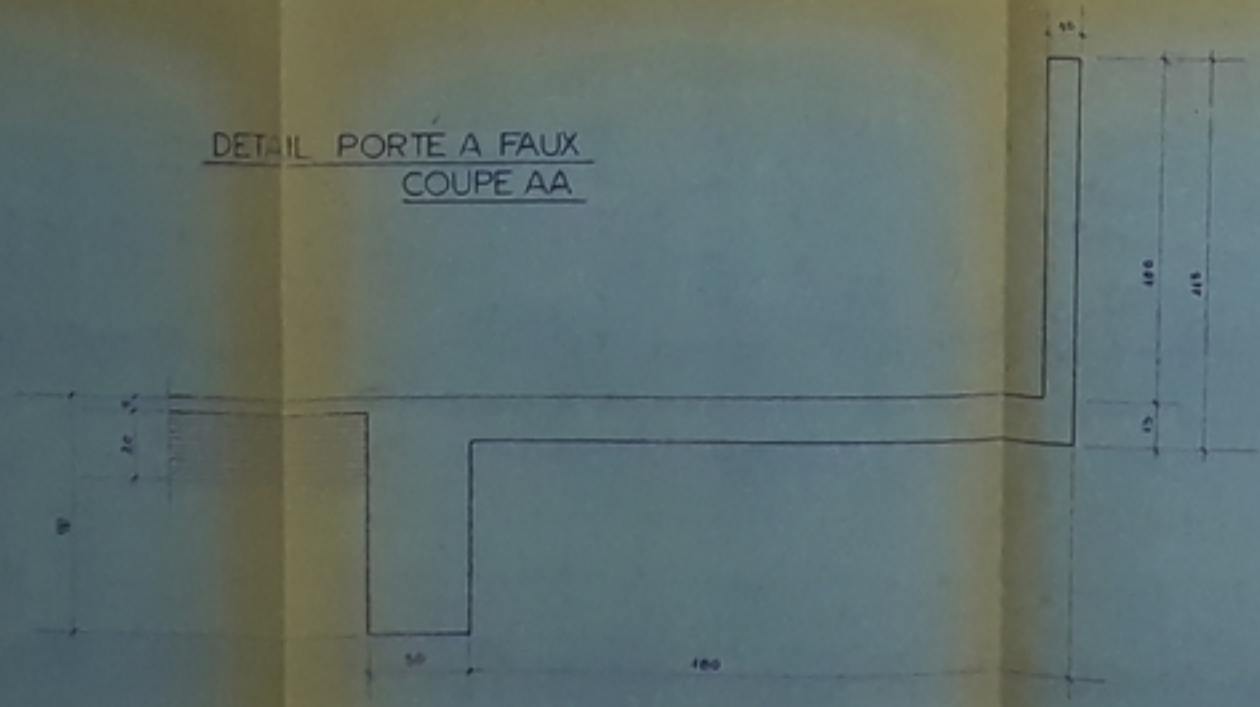
VUE EN PLAN - PLANCHER SALLE DE SPECTACLE



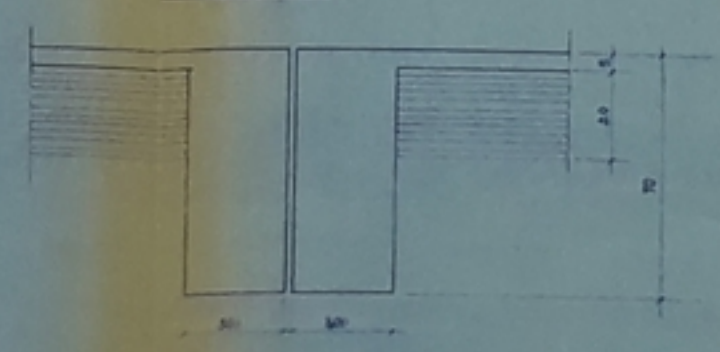
COUPE AA



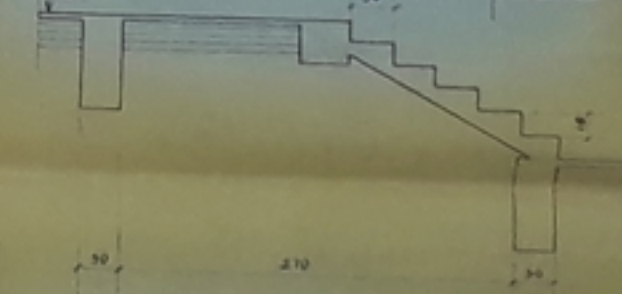
DETAIL PORTE A FAUX
COUPE AA



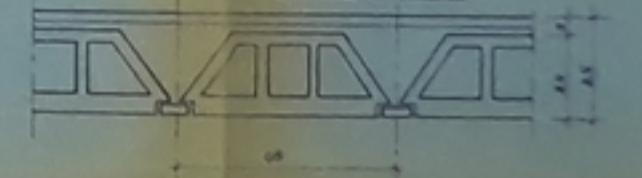
COUPE BB



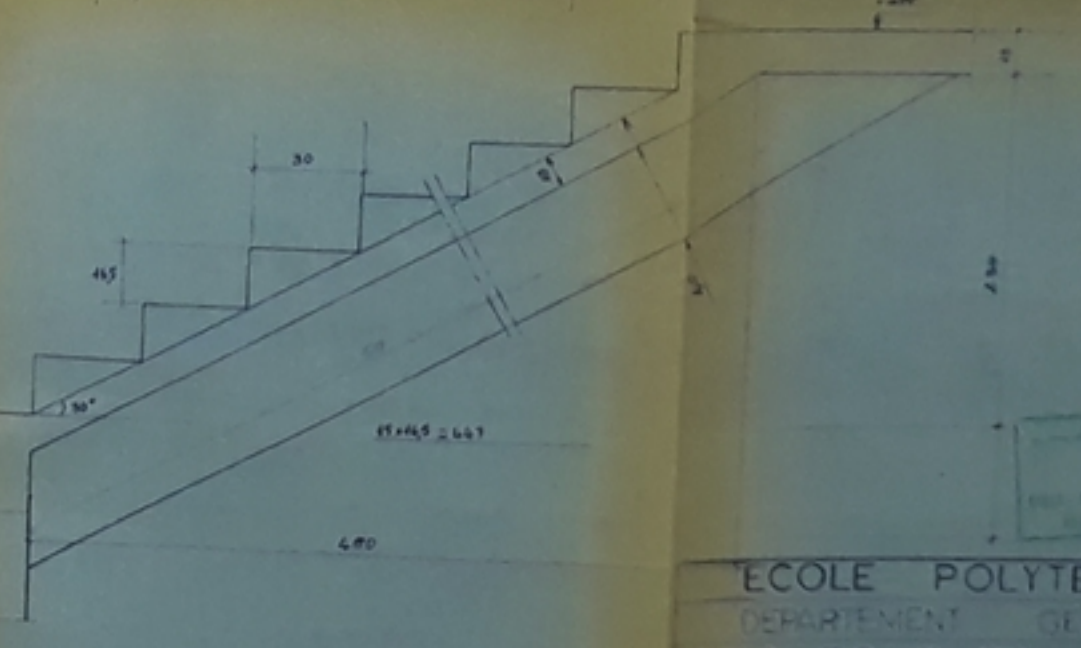
COUPE FF



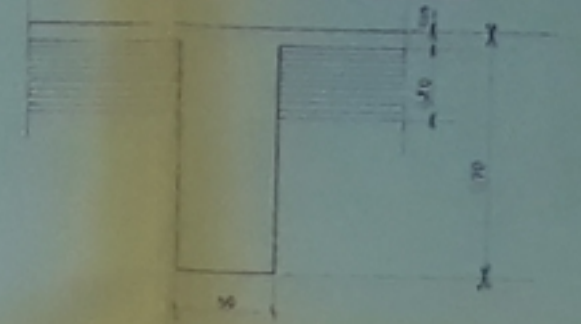
DETAIL DALLE



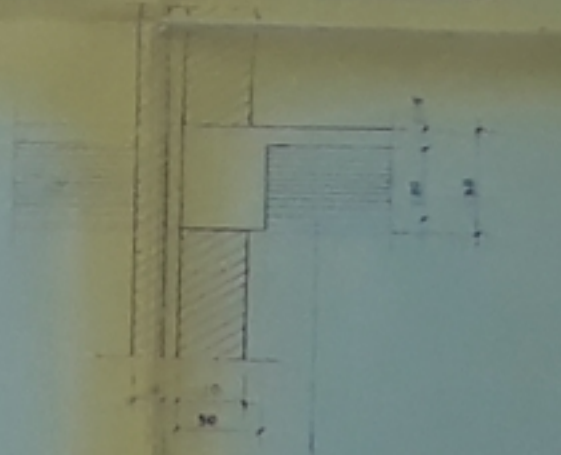
COUPE EE



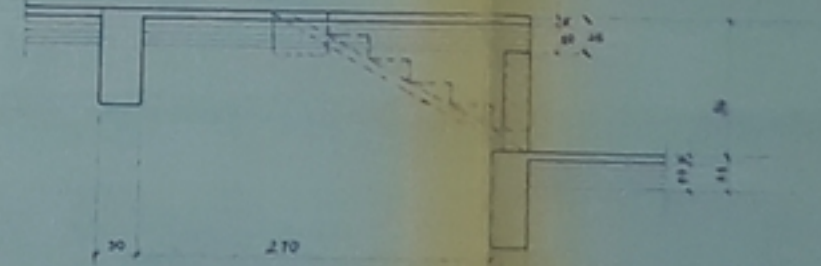
POUTRES P - COUPE GG



POUTRES CH1 - COUPE CC

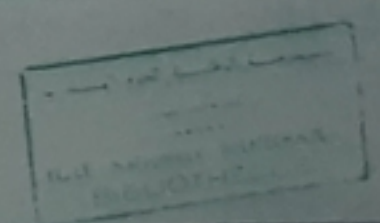
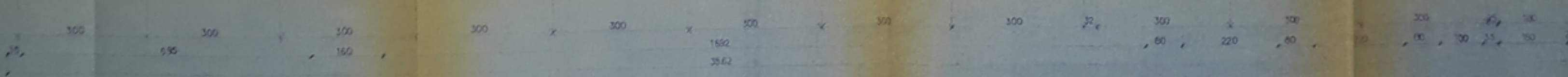
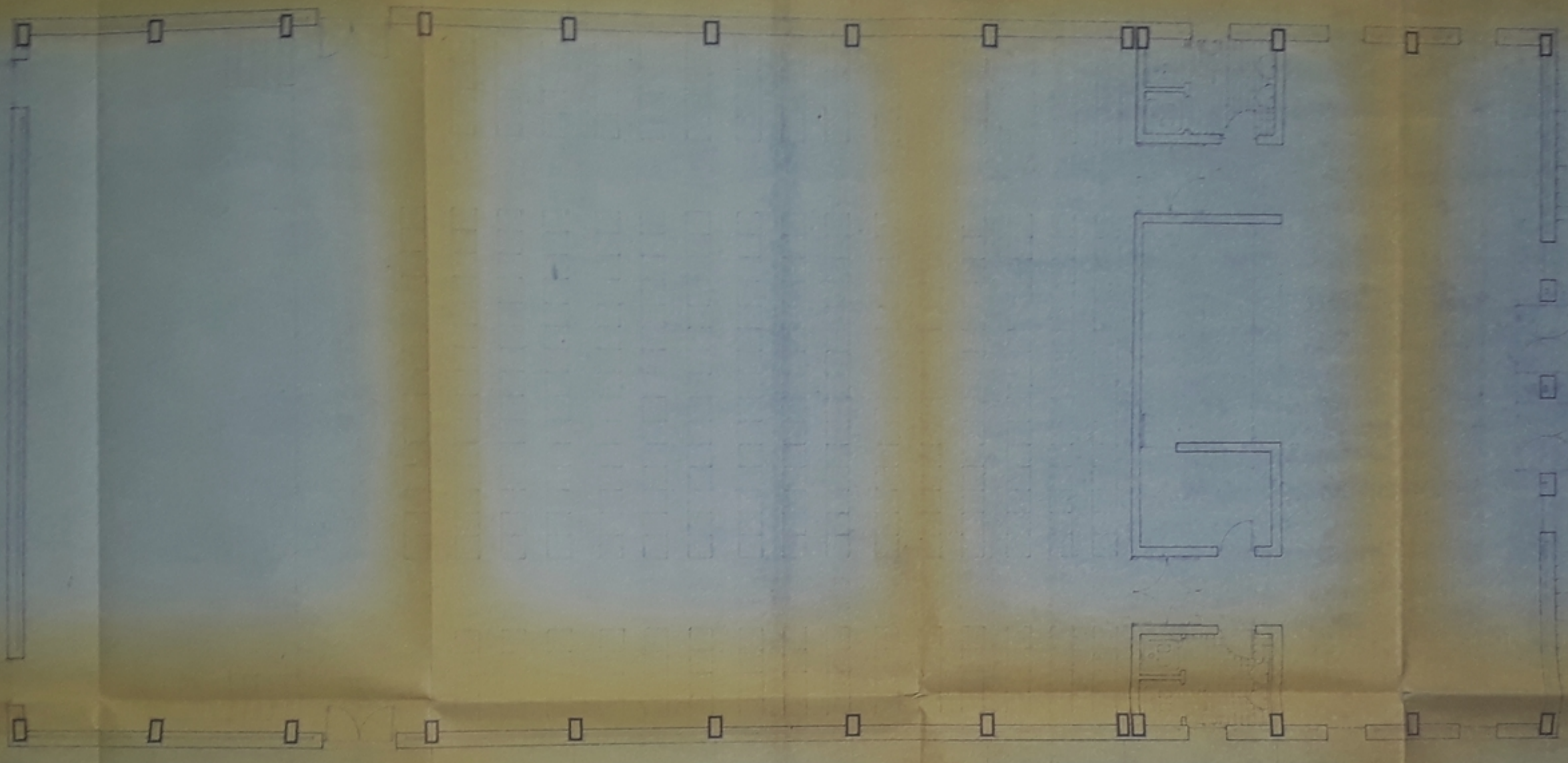


COUPE DD



30/07/78

ÉCOLE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL
 PROJET DE FIN D'ÉTUDES
 SALLES DE SPECTACLE
 ET DE GYMNASTIQUE
 COUPE DU PLANCHER SALLE SPECTACLE



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

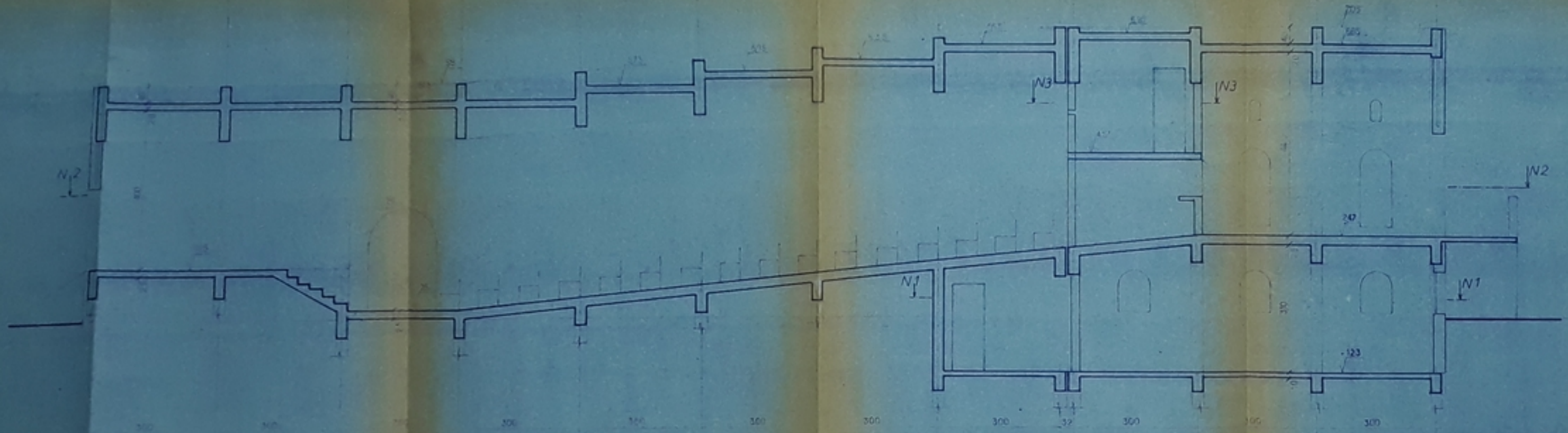
PROJET DE FIN DE TUDES

SALLES DE SPECTACLE
 ET DE GYMNASTIQUE

VUE EN PLAN N° 2

ETABLI LE	OCT	JAN	1977	TO	ECHELLES	1/50
PAR	BOUSSOUF	MATEO	BOUDEL		N° DU PLAN	
PAR	SINOUSSE	ABDELMAJID			Architecte	Mme BELKOUAN

COUPE SUIVANT A A



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SALLES DE SPECTACLE
 ET DE GYMNASTIQUE

COUPE EN ELEVATION

ETABL. LE OCT JAN 1977 TO
 PAR BOUSQUET
 ECHELLES

