

2016.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DEPARTEMENT : GENIE-CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

AUDITORIUM AVEC PARKING EN SOUS-SOL

Proposé par : E.R.C.A.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Etudié par : ROUABAH H.S
SITAYEB S.

Dirigé par : Mme GUIGOVA

Promotion : Janvier 85

E.N.P. - 10, Avenue Hassen BADI - EL HARRACH - ALGER

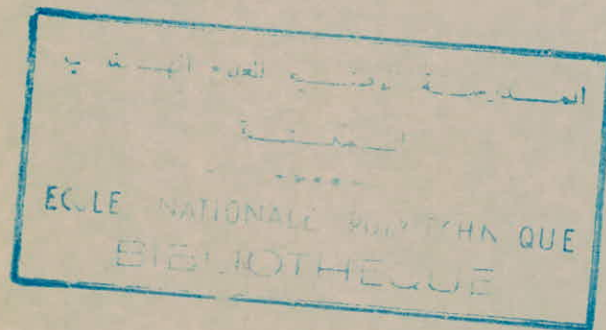
بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

- Je dedie ce modeste travail à
- mes parents
 - mes Freres et soeurs
 - tous ceux qui sont et seront mes amis(es)

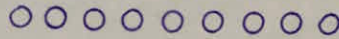
SITAYEB. Saïd

- Ja dadie ca travail , modaste soit-il, à
- mes parents
 - mon frère et mes soeurs
 - tous ceux qui sont et seront mes amis (es)
 - Enfin, tous ceux que j'aime

ROUABAH Hakim



REMERCIEMENTS



. Nous remercions vivament, Madame GUIGOVA notre promoteur, pour ses conseils et son aide précieuse.

. Nos sincères remerciements à tous nos professeurs de l'école nationale Polytechnique, ainsi que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

. Nos vifs remerciements à tous les membres du jury qui nous font l'honneur de juger notre modeste travail.

. Nous remercions également, pour leurs aides inestimables qu'ils nous ont fournis, messieurs :

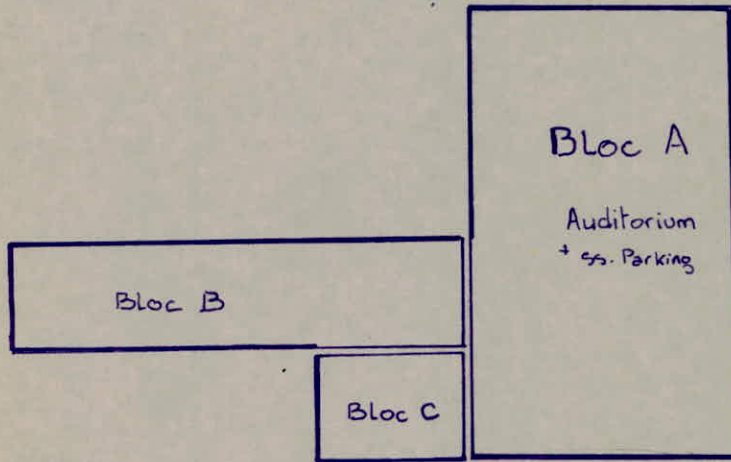
- CHENAF . M (enseignants à L'E.N. Polytechnique)
- BAGHDADI
- BASHIRUDIN (Ing. à L'E.R.C.A)
- GUENOUN . M^d (bureau d'étude).

Table des Matieres

	Page
Chapitre I -	
Introduction	
- Description de l'ouvrage	
- Caracteristiques des Matériaux	1
Chapitre II	
Calcul des éléments	
- Acrotère	8
- Escaliers	12
- Poutrelles	26
- Dalles	44
Chapitre III	
Charges Verticales	54
Chapitre IV	
Analyse Sismique et Charges hori- -zontales	73
- Calcul des modes propres.	
- Calcul des Valeurs propres.	
- Evaluation des efforts horizontales	
Chapitre V	
Etude au Vent	110
Chapitre VI	
Combinaison de Charges	113
Chapitre VII	
Ferraillage	
- Poutres	132
- Poteaux	161
Chapitre VIII	
Etude du voile périphérique	173
- Dallage (sous-sol : Parking)	188
- Longrines	191
Chapitre IX	
Sol et Fondation	192
Annexe :	
appui d'arrêt des barres pour les poutres de grande portée.	

INTRODUCTION

Description de l'ouvrage :



L'ouvrage dont nous avons eu l'étude, est un ensemble de 3 blocs

- Le bloc A : Auditorium + un sous-sol parking .
d'une longueur affective de 20,55m et
d'une largeur affective de 13,10 m
Comportant une rampe qui se situera entre
le niveau +1,11 et + 2,55 . Elle repose sur des
voiles périphériques et des poutres transversales.
Au niveau +6,75 , nous avons un plancher à corps
creux $e = (20+5)$
La rampe sera calculé comme les escaliers.
Au niveau -2,00 se trouve le parking (pour
véhicules légers) . la dalle de ce parking sera
sur terre plane , indépendante de l'ossature .
avec joints sec sur tous ses pourtours .
L'ossature est en Béton armé (voiles , poutres)

- Les Blocs B et C : se composent d'une cafétaria , toilette et
dépôt .
l'entrée au parking se fait par le bloc C
Au niveau terrasse , nous avons un plancher
à corps creux $e = (16+4)$
Au niveau RDC , nous avons un plancher dalle
 $e = 12\text{ cm}$.
l'ossature en béton Armé (poutres)
longueur du Bloc C $L = 21,85\text{ m}$.
Longueur du Bloc B $L = 7,45\text{ m}$
Largeur du Bloc C $l = 5,24\text{ m}$
Largeur du Bloc B $l = 5,24\text{ m}$

- Les 3 bloc seront séparés par 2 joints de 2,5 cm .

CARACTERISTIQUES des MATERIAUX

BETON

Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325

La grosseur des granulats est : $C_g = 5/15 \text{ mm}$.

Un mètre cube (1 m^3) de béton est composé de :

- 350 kg de ciment CPA 325, dont le contrôle sera atténué.
- 800 l. de gravillons $C_g = 5/15 \text{ mm}$.
- 400 l. de sable $C_g \leq 5 \text{ mm}$.
- 175 l. d'eau propre

Ainsi constitué le béton aura comme résistance à 28 jours, les suivantes:

- Une résistance nominale à la compression : $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$
- Une résistance nominale à la traction : $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$

La contrainte de compression admissible a pour valeur (art. 9-4 CCBA 68)

$$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad \rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$$

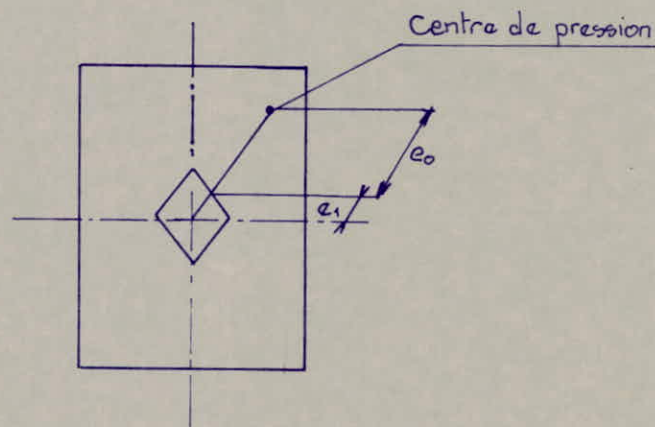
Où :

- α : dépend de la classe du ciment utilisé ($\alpha = 1$; classe 325).
- β : dépend de l'efficacité du contrôle ($\beta = \frac{5}{6}$; contrôle atténué).
- γ : dépend des épaisseurs relatives (h_m) des éléments de construction et des dimensions du granulat ($C_g = 5/15 \Rightarrow h_m > 4C_g \Rightarrow \gamma = 1$).
- δ : dépend de la nature des sollicitations
 - $\delta = 0,3$ pour une compression simple
 - $\delta = 0,6$ pour une flexion simple
 - $\delta = 0,6$ pour une flexion composée et l'effort normale est un effort de traction.
 - $\delta = \min \left[0,6, 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{2l} \right) \right]$ pour une flexion composée où l'effort normale est une compression

Où :

e_0 = désigne l'excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité du béton seul .

e_1 : désigne la distance de la limite du noyau central au centre de gravité du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression



- ϵ : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre ($\epsilon=1$, en compression simple)

Dans les autres cas, on doit prendre ϵ tel que la condition suivante soit vérifiée : $\sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{b_0}$ d'où $0,5 \leq \epsilon \leq 1$

Les coefficients $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon$ ainsi définis, nous donne les contraintes admissibles suivantes :

• En compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars (68,8 kg/cm}^2\text{) Sollicitation du 1}^{\text{er}} \text{ genre}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \times 67,5 = 101,25 \text{ bars (103,2 kg/cm}^2\text{) Sollicitation du 2}^{\text{nd}} \text{ genre}$$

• En flexion simple ou en flexion composée avec effort normal en traction :

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 270 = 135 \text{ bars (137,6 kg/cm}^2\text{) Sollicitation du 1}^{\text{er}} \text{ genre}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 135 = 202,5 \text{ bars (206,4 kg/cm}^2\text{) Sollicitation du 2}^{\text{nd}} \text{ genre}$$

• Contrainte de traction de référence : (Art 9.5 CCBA 68)

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \sigma'_{28} \quad \text{où} \quad \rho_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon$$

Contraintes de traction :

Elles sont imposées par les conditions de fissuration du béton.
La valeur max. de cette contrainte est limitée par la plus grande des deux (2) valeurs suivantes :

- la contrainte de fissuration systématique $\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f}$
- la contrainte de fissuration accidentelle $\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}$

Avec : $\tilde{\omega}_f = \frac{100 \cdot A}{B_f}$ désignant le pourcentage de fissuration.

où A désigne les armatures tendues

B_f désigne la section du béton tendue ayant le même centre de gravité que ces armatures.

- ϕ étant le diamètre nominal, (mm), de la plus grosse barre tendue
- η désignant le coefficient de fissuration :
 - $\eta = 1$ pour les barres lisses
 - $\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence.
- $\bar{\sigma}_b$ étant la contrainte de traction, en bars.
- K désignant un coefficient selon la nature de la fissuration.

$K = 1,5 \cdot 10^6$ si la fissuration est peu nuisible

$K = 1 \cdot 10^6$ si la fissuration est préjudiciable

$K = 0,5 \cdot 10^6$ si la fissuration est très préjudiciable

Dans le cadre de notre projet, on prendra la valeur de K pour une fissuration peu nuisible soit : $K = 1,5 \cdot 10^6$

Avec α, β, γ définis précédemment.

$$\text{et } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}} \quad (\sigma_{28} \text{ en bars})$$

$$\begin{aligned} \text{d'où : } \bar{\sigma}_b &= 1,5 \cdot 1 \cdot \left(0,018 + \frac{2,1}{270}\right) \cdot 270 = 5,8 \text{ bars } (5,9 \text{ kg/cm}^2) \text{ Sollicitation du 1}^{\text{er}} \text{ genre} \\ \bar{\sigma}_b &= 1,5 \cdot 5,8 = 8,7 \text{ bars } (8,87 \text{ kg/cm}^2) \text{ Sollicitation du 2}^{\text{sd}} \text{ genre.} \end{aligned}$$

ACIERS

On utilisera trois (3) catégories d'aciers

1). Les aciers doux (ADX) nuance Fe E 24 :

$$\sigma_{en} = 2350 \text{ bars } (2400 \text{ kg/cm}^2)$$

• Contraintes admissibles : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 2350 = 1566,7 \text{ bars } (1600 \text{ kg/cm}^2)$ Sollicitation du 1^{er} genre

$$\bar{\sigma}_a = 1,5 \cdot 1566,7 = 2350 \text{ bars } (2400 \text{ kg/cm}^2)$$
 Sollicitation du 2^{sd} genre

2). Les aciers à haute adhérence (H.A) nuance Fe E 40 :

$$\sigma_{en} = 4120 \text{ bars } = (4200 \text{ kg/cm}^2) \quad \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm}$$

$$\sigma_{en} = 3920 \text{ bars } = (4000 \text{ kg/cm}^2) \quad \text{si } \phi > 20 \text{ mm}$$

• Contraintes admissibles :

$$\text{si } \phi \leq 20 \text{ mm } \quad \bar{\sigma}_a = 2746,7 \text{ bars } (2800 \text{ kg/cm}^2) \text{ Sollicitation du 1}^{\text{er}} \text{ genre}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4120 \text{ bars } (4200 \text{ kg/cm}^2) \text{ Sollicitation du 2}^{\text{sd}} \text{ genre}$$

$$\text{si } \phi > 20 \text{ mm } \quad \bar{\sigma}_a = 2613,3 \text{ bars } (2666,7 \text{ kg/cm}^2) \text{ Sollicitation du 1}^{\text{er}} \text{ genre}$$

$$\bar{\sigma}_a = 3920 \text{ bars } (4000 \text{ kg/cm}^2) \text{ Sollicitation du 2}^{\text{sd}} \text{ genre}$$

3). Les treillis soudés (T.S) :

$$\sigma_{en} = 4410 \text{ bars } (4500 \text{ kg/cm}^2) \quad \text{si } \phi > 6 \text{ mm}$$

$$\sigma_{en} = 5200 \text{ bars } (5300 \text{ kg/cm}^2) \quad \text{si } \phi \leq 6 \text{ mm}$$

Le coefficient de fissuration est dans ce cas égale à 1

$$\eta = 1.$$

CHARGES et SURCHARGES

Bloc A (auditorium)

« Plancher Terrasse »

Charges permanentes :

- Hourdis et corps creux (20+5) 325 kg/m²
- forme de pente (béton granulat lourd dosé à 200 ÷ 250 kg/m²) 40 kg/m²
- Gravillon roulés 15/25 80 kg/m²
- Complexe d'étanchéité 20 kg/m²
- Enduit 20 kg/m²

G = 485 kg/m²

Surcharges :

- Surcharges d'exploitation (Terrasse inaccessible) P = 100 kg/m²

« Plancher RDC »

Charges permanentes :

- Dalle pleine : e = 20 cm . . . 0,2 · 2500 = 500 kg/m²
- Marches des gradins (g = 80 cm; R = 12 cm; L = 1250 cm) 132 kg/m²
- Revêtement (gerflex) + siège + cloisons 100 kg/m²

G₁ = 732 kg/m²

- Poids de la scène évalué à : 80 kg/m²
- la charge permanente de l'aire sur laquelle repose la scène :

500 + 100 + 80

G₂ = 680 kg/m²

Surcharges :

- surcharge d'exploitation (lieux publics) P = 500 kg/m²

Bloc B

« Plancher Terrasse »

Charges permanentes :

- Hourdis et corps creux (16+4) 265 kg/m²
- forme de pente, complexe d'étanchéité, enduit, Gravillons 160 kg/m²

G = 425 kg/m²

Surcharges :

- Surcharges d'exploitation (Terrasse inaccessible) $P = 100 \text{ kg/m}^2$
« Plancher RDC »

Charges permanentes :

- Dalle pleine : $\alpha = 20 \text{ cm}$ $0,2 \times 2500 = 500 \text{ kg/m}^2$
 - Cloisons 100 kg/m^2
 - Revêtements 100 kg/m^2
-
- $G = 700 \text{ kg/m}^2$

Surcharges :

- Surcharges d'exploitation (lieux publics) $P = 500 \text{ kg/m}^2$

Bloc C :

« Plancher Terrasse »

Charges permanentes :

- Hourdis et corps creux (16+4) 265 kg/m^2
 - Revêtements 160 kg/m^2
-
- $G = 425 \text{ kg/m}^2$

Surcharges d'exploitation (Terrasse inaccessible)

$P = 100 \text{ kg/m}^2$

« Plancher RDC »

Charges permanentes :

- Dalle pleine : $\alpha = 20 \text{ cm}$ 500 kg/m^2
 - Revêtements 100 kg/m^2
-
- $G = 600 \text{ kg/m}^2$

Surcharges :

- Surcharges d'exploitation (lieux publics) $P = 500 \text{ kg/m}^2$

Prédimensionnement des poutres:

Bloc A.

"TERRASSE"

Poutres longitudinales :

$$\bullet \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \begin{array}{l} L: \text{ plus grande portée de la travée} \\ L = 5,00 \text{ m} \end{array}$$

$$\Rightarrow 33,33 \leq h_t \leq 50 \quad \rightarrow h_t = 45 \text{ cm} \quad (\text{hauteur totale})$$

$$\bullet 0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$\Rightarrow 18 \leq b \leq 31,5 \quad \rightarrow b = 30 \text{ cm} \quad (\text{Largeur})$$

Poutres transversales : de rive

$$L = 450 \text{ cm} \Rightarrow 30 \leq h_t \leq 45 \quad \rightarrow h_t = 40 \text{ cm}$$

$$16 \leq b \leq 28 \quad \rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

Poutres transversales : intermédiaires

$$L = 1300 \Rightarrow 86,66 \leq h_t \leq 130 \quad \rightarrow h_t = 110 \text{ cm}$$

$$44 \leq b \leq 77 \quad \rightarrow b = 50 \text{ cm}$$

"RDC"

Poutres transversales :

$$h_t = 40 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}$$

Bloc B et Bloc C :

Poutres transversales :

$$L = 500 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 45 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm} .$$

Poutres longitudinales :

$$L = 360 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 35 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm} .$$

CALCUL

DES

ELEMENTS

ACROTERE

L'acrotère est considéré comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre et d'un moment fléchissant max. à la base étant dû à la surcharge de main courante P (la surcharge horizontale P pour les garde corps $P = 100 \text{ kg/ml}$) (norme NFP 06001)

• Evaluation des efforts :

Poids propre de l'acrotère :

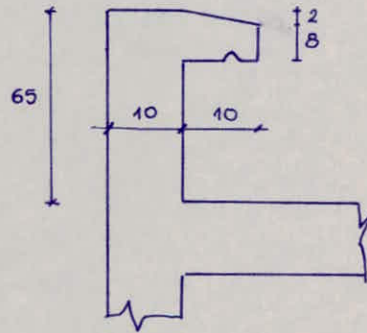
$$G = 0,65 \cdot 2500 = 1625 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ kg/ml.}$$

Le calcul se fera pour une bande de un (1) mètre d'acrotère .
d'où les sollicitations:

$$N = G \cdot b = 1625 \cdot 0,1 = 162,5 \text{ kg/ml.}$$

$$M = P \cdot h = 120 \cdot 0,65 = 78 \text{ kg.m/ml.}$$



• Calcul de l'excentricité ou centre de pression:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{78}{162,5} = 0,48 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_f}{6} = \frac{0,10}{6} = 0,017 \text{ m}$$

$\Rightarrow e_0 > e_1 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée .

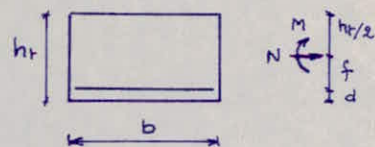
• Calcul de la section d'armature :

$$f = \frac{h_f}{2} - d = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$M_0 = M + N \cdot f = 78 + 162,5 \cdot 3 \cdot 10^{-2}$$

$$M_0 = 83 \text{ kg.m/ml.}$$

On calculera les armatures en flexion simple par la méthode Pierre CHARON



$$\begin{aligned} h_f &= 10 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ d &= 2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\mu = \frac{n \cdot M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 83 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0069$$

Les tableaux de M^r Pierre CHARON nous donne :

$$\varepsilon = 0,9624 \quad \text{et} \quad K = 118$$

$$A_1 = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{83 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9624 \cdot 8} = 0,385 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{118} = 23,7 \text{ Kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée} \\ A' = 0$$

$$\text{d'où} \quad A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,385 - \frac{162,5}{2800} = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \quad A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{5,8}{4120} = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{et} \quad \bar{F} = \min(3h_t, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.} \quad \text{il faut donc que } t < \bar{F}$$

On adoptera 5 T8 / ml soit $A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml.}$ avec $t = 20 \text{ cm.}$

• Vérifications des contraintes :

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,51}{100 \cdot 8} = 0,314 \quad \text{tableau CHARON p.146} \rightarrow \varepsilon, K$$

$$\varepsilon = 0,9123, \quad K = 42$$

$$- \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{42} = 67 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{Vérifiée}$$

$$- \sigma_a = \frac{M_b}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{83 \cdot 10^2}{2,51 \cdot 0,9123 \cdot 8} = 453 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \text{Vérifiée}$$

• Vérification à la fissuration :

$$- \sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \quad \text{où} \quad \tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,51}{100 \cdot 4} = 63 \cdot 10^{-4}$$

$$- \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} k \bar{\sigma}_b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi = 8 \text{ mm} \\ \eta = 1,6 \text{ (Acier H.A)} \\ k = 1,5 \cdot 10^{-6} \text{ (fissuration peu nuisible)} \\ \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} \end{array} \right.$$

$$\bullet \sigma_1 = 1,5 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1,6}{8} \cdot \frac{63 \cdot 10^{-4}}{1 + 63 \cdot 10^{-3}} \Rightarrow \sigma_1 = 1778 \text{ bars (1812 Kg/cm}^2)$$

$$\bullet \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{8} \cdot 1,5 \cdot 10^{-6} \cdot 5,8} \Rightarrow \sigma_2 = 3166 \text{ bars (3226 Kg/cm}^2)$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_a (\text{service}) \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 1812 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3226 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a (\text{service}) = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{or } \sigma_a = 453 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a (\text{service})$$

Donc, il n'y a pas risque de fissuration.

• Vérification à l'effort tranchant :

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 8 = 7 \text{ cm}$$

$$A \cdot \bar{\sigma}_a = 2,51 \cdot 2800 = 7028 \text{ Kg}$$

$$T + \frac{M}{z} = 120 + \frac{83 \cdot 10^2}{7} = 1305,7 \text{ Kg}$$

Donc les armatures ne seront pas soumis à un effort de traction supplémentaire.

• Vérification aux Séisme: (RPA Art. 339)

On doit vérifier que l'acrotère est capable de résister à une sollicitation horizontale agissant seule : $F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$

Où : Z est le rapport de la valeur du coef. A pour le groupe d'usage du bâtiment sur la valeur du coef. A dans une zone III pour le même groupe d'usage
I est le rapport de la valeur du coef. A pour le groupe d'usage du bâtiment sur la valeur du coef. A pour le groupe d'usage 2

C_p donnée dans un tableau (RPA p.37)

$$Z = \frac{0,25}{0,35} = 0,714 ; I = \frac{0,25}{0,15} = 1,666 ; C_p = 0,08 \text{ (élément console)}$$

$$Z \cdot I = 1,19$$

$$\text{d'où } F_p = 1,19 \cdot 0,08 \cdot 187,5 = 178,6 \text{ Kg/ml.}$$

Nous obtenons $F_p > 1,2P = 120 \text{ Kg/ml}$

On recalculera nos armatures avec F_p et comparer avec celles trouvées par la condition de non fragilité.

$$M = F_p \cdot h = 178,6 \cdot 0,65 = 116,1 \text{ Kg.m/ml.}$$

• Calculons l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{116,1}{162,5} = 0,714 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = 1,67 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

• Calcul de la section d'armature :

$$M_b = M + N \cdot f = 116,1 + 162,5 \cdot 0,03 = 121 \text{ kg.m/ml.}$$

$$\mu = \frac{n M_b}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 121 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0101$$

Tableaux de Pierre CHARON p.144 $\rightarrow K=96$

$$\epsilon = 0,9550$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{96} = 29,16 < \bar{\sigma}_b' \quad \text{donc pas d'acier comprimé}$$

$A' = 0$

$$A_1 = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{121 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,955 \cdot 8} = 0,566 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{d'où } A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,566 - \frac{162,5}{2800} = 0,508 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Or la condition de non fragilité nous donne $A \geq 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

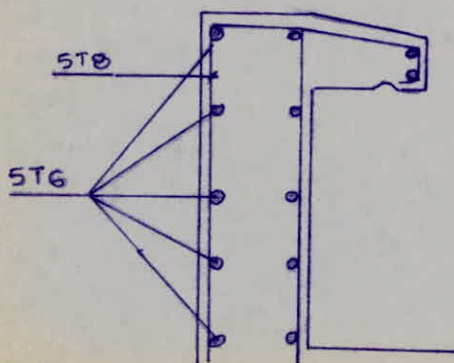
et la section d'armature déjà adoptée $A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Puisque cette section calculée est inférieure à ces deux (2)

dernières, nous garderons donc A adoptée soit

$$A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (5 \text{ T8/ml, } t = 20 \text{ cm})$$

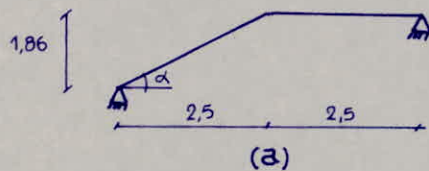
et 5 T6 d'armatures de peau $t = 10 \text{ cm}$



ETUDE des ESCALIERS (extérieurs)

Bloc A (auditorium)

Nous sommes en présence d'un cas d'escaliers à paillasse sans limon, et dont le schéma statique est le suivant :



Dimensionnement :

Les dimensions des escaliers sont normalisées d'après les prescriptions réglementaires.

D'après la condition de BLONDEL (pour les locaux publics) on a :

$$[59 \leq 2h + g \leq 66] \quad \text{où } \begin{array}{l} g: \text{ largeur d'une marche} \\ h: \text{ hauteur d'une contre marche} \\ n: \text{ nombre d'une contre marche} \\ H: \text{ hauteur de la volée} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} n = 10 \text{ marches} \\ h = 18 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array}$$

Soit e l'épaisseur de la paillasse et du palier

Il faut que :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$\text{avec } l = \frac{2,5}{\cos \alpha} = 3,12 \text{ m}$$

$$\text{et } L = l + 2,5 = 3,12 + 2,5 = 5,62 \text{ m}$$

$$18,7 \leq e \leq 28,1 \text{ cm} ; \text{ On prendra } e = 20 \text{ cm}.$$

Charges et surcharges :

Elles sont évaluées par mètre de projection horizontale et par mètre d'embranchement.

les marches sont considérées comme des charges uniformément réparties sur la paillasse.

« Paillasse »

Charges permanentes :

- Poids propre de la paillasse : $2500 \cdot 0,2 \cdot 1/\cos \alpha = 624 \text{ Kg/m}^2$
- Poids propre des marches : $2200 \cdot 0,18/2 = 198 \text{ Kg/m}^2$
- Revêtement (carrelage 2cm; mortier 2cm) : 84 Kg/m^2
- Garde de corps (métal léger) : 20 Kg/ml

Pour une bande de 1 m : charges $G_1 = 926 \text{ Kg/ml}$

Surcharges $P_1 = 400 \text{ Kg/ml}$.

« Palier »

Charges permanentes :

- Poids propre du palier : $2500 \times 0,2 = 500 \text{ Kg/ml}$.
- Revêtement = 84 Kg/ml .
- Garde de corps (métal léger) . . . = 20 Kg/ml .

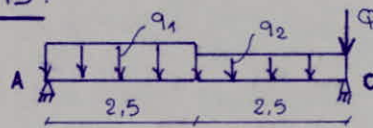
Pour une bande de 1 m : charges $G_2 = 604 \text{ Kg/ml}$.

Surcharges d'exploitation $P_2 = 400 \text{ Kg/ml}$.

Calcul des sollicitations :

(ESCALIER (a))

Schéma de calcul :



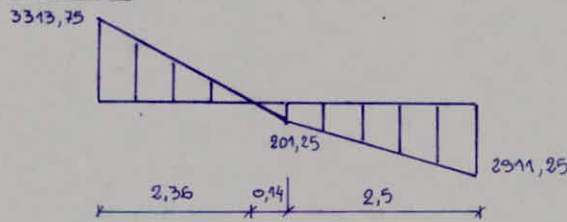
Paillasse : $q_1 = G_1 + 1,2 P_1 = 1406 \text{ Kg/ml}$

Palier : $q_2 = G_2 + 1,2 P_2 = 1084 \text{ Kg/ml}$

$Q = 30 \text{ Kg}$ (garde corps).

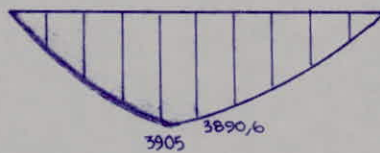
$R_A = 3313,75 \text{ Kg}$; $R_C = 2941,25 \text{ Kg}$

Tranchant :



$T_{max} = 3313,75 \text{ Kg}$.

Moment :



$M_{max} = 3905 \text{ Kg.m}$

pour $x = 2,36 \text{ m}$.

En tenant compte des semi-encastrement aux extrémités :

$M_E = 0,85 M_o^{max} = 3319,3 \text{ Kg.m}$

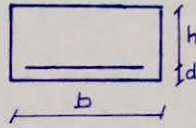
$M_A = M_C = 0,3 M_o^{max} = 1171,5 \text{ Kg.m}$

CALCUL des ARMATURES

Le calcul se fera par la méthode de M' CHARON.

En Travée

$M_t = 3319,3 \text{ Kg.m}$



$ht = 20 \text{ cm}$ $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
 $d = 2 \text{ cm}$
 $h = 18 \text{ cm}$ $\bar{\sigma}'_b = 137,6 \text{ Kg/cm}^2$
 $b = 100 \text{ cm}$

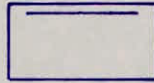
$\mu = \frac{n M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$; $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h}$; $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$ ϵ et K tableau CHARON

$\mu = 0,0549 \rightarrow \epsilon = 0,9023$ et $K = 36,2 \Rightarrow \sigma'_b = 77,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$ ($A' = 0$)

$A = 7,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$. soit 7T12 /ml. ($A = 7,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

Sur Appui

$M_R = 1171,5 \text{ Kg.m}$



$\mu = 0,0194 \rightarrow \epsilon = 0,9389$ et $K = 66,8$
 $\Rightarrow \sigma'_b = 41,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$ ($A' = 0$)

$A = 2,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$. soit 7T8 /ml. ($A = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

Armatures de répartition :

$A_r = A/4 = 7,96/4 = 1,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$. soit 8T6 ($A_r = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$.)

VERIFICATIONS :

Vérification des contraintes

En travée

$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 7,96}{100 \cdot 18} = 0,5398 \rightarrow \epsilon = 0,8901$ et $K = 30,5$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{30,5} = 91,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 2602,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

Sur Appui :

$\tilde{\omega} = 0,195 \rightarrow \epsilon = 0,9286$ et $K = 55$

$\sigma'_b = 50,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$.

$\sigma_a = 1996,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$.

Condition de non fragilité :

$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

ferraillage satisfaisant.

Vérification à la fissuration :

$$\bar{\sigma}_a(\text{service}) \leq \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max \begin{cases} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{cases} \end{cases} \quad \text{où} \quad \sigma_1 = \kappa \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \kappa \bar{\sigma}_b}$$

$$\kappa = 1,5 \cdot 10^6 ; \quad \eta = 1,6 ; \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \tilde{\omega}_f = \frac{A}{\rho_s} = \frac{A}{400}$$

En travée : $\phi = 12 \text{ mm}$

$$\sigma_1 = 2127 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a(\text{service}) = 2607,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2607,1 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_a = 2602,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a(\text{service})$ Il n'y a pas risque de fissuration.

Sur Appui : $\phi = 8 \text{ mm}$

$$\sigma_1 = 2426,4 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a(\text{service}) = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_a = 2095 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a(\text{service})$ Il n'y a pas risque de fissuration.

Vérification à l'effort tranchant :

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\lambda} ; \quad 3,51 \cdot 2800 = 9828 \geq 3313,75 - (1171,5 \cdot 8/7,18) 10^3 < 0$$

Au niveau des appuis, les armatures inférieures ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche : (CCBA 68 art. 61 et ii).

$$\Delta f_t = f_{g_{\infty}} + f_{q_0} - f_{g_0} \quad \text{où les flèches } f_{g_0}, f_{g_{\infty}} \text{ sont dues aux charges permanentes}$$

la flèche f_{q_0} est due à l'ensemble des charges et surcharges.

l'indice 0 signifie faible durée

l'indice ∞ signifie longue durée

$$f_0 = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fi}} , \quad f_{\infty} = \frac{M l^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{avec } E_i = 378000 \text{ bars}$$

$$E_v = 126000 \text{ bars}$$

$$I_f = \frac{I_t}{1+\lambda\mu} \quad \text{où } \lambda = \lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2+3\frac{b_0}{b})\tilde{\omega}} ; \quad \lambda = \lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2+3\frac{b_0}{b})\tilde{\omega}} ; \quad b = b_0$$

$$I_t = \frac{bh^3}{12} = 6666,7 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\tilde{\omega}\bar{\sigma}_a + 3\bar{\sigma}_b} \quad \mu = 0 \text{ si } \mu < 0 ; \quad \tilde{\omega} = \frac{A}{\rho_s h}$$

La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm.}$$

$M_g = 2412,5 \text{ Kg}\cdot\text{m}$; $M_q = 3905 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

$f_{g_{\infty}} = 0,31 \text{ cm}$; $f_{g_0} = 0,17 \text{ cm}$; $f_{q_0} = 0,28 \text{ cm}$: $\Delta f = 0,31 + 0,28 - 0,17 = 0,42 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm}$

la flèche est vérifiée.

Armatures transversales:

$\bar{\sigma}_b = T_{\max} / b \cdot z = 2213,75 / (18 \cdot 15,75) = 11,69 \text{ Kg/cm}^2$ ($z = \frac{7}{8} h$)

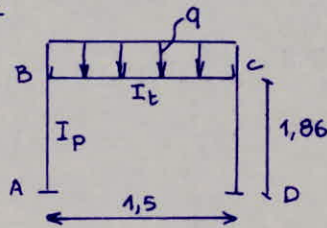
$\bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 11,69 = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b = 2T / b \cdot z = 23,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$

$\bar{\sigma}_b \leq 1,15 \bar{\sigma}'_b = 23,74 \text{ Kg/cm}^2$ les armatures transversales sont inutilisées.

CALCUL du PORTIQUE supportant les escaliers

schéma statique:



Poutre : 30 x 25

Poteaux : 25 x 25

$q =$ Poids propre poutre : $0,3 \cdot 0,25 \cdot 2500$
Réaction du palier - pailleasse

$q = 188 + 1961 = 2149 \text{ Kg/ml}$

$I_t = 56250 \text{ cm}^4$; $I_p = 38552 \text{ cm}^4$

Soit:

$K = \frac{I_t}{I_p} \cdot \frac{h}{l} = 2,14$ d'où les sollicitations :

$H_A = H_D = \frac{q l^2}{4h(2+k)} = \frac{2149 \cdot 1,5^2}{4 \cdot 1,86 \cdot (2+2,14)} = 157 \text{ Kg}$

$M_A = M_D = \frac{q l^2}{12(2+k)} = 97 \text{ Kg}\cdot\text{m}$; $M_B = M_C = -\frac{q l^2}{6(2+k)} = -195 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

$V_A = V_D = \frac{q l}{2} + \text{poids du poteau} = V$ $M_C = 364 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

$V = \frac{2149 \cdot 1,5}{2} + 0,25 \times 0,25 \times 2500 \times 1,86$

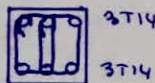
$V_A = V_D = 1902 \text{ Kg}$

CALCUL des Armatures :

Vue que les moments en appui et en travée sont faibles, nous armerons notre portique avec le minimum réglementaire soit :

Pour la poutre : 0,3% de la section $\Rightarrow 2,25 \text{ cm}^2$ Aadapt = 4T10 (3,14 cm²)

Pour le poteau : 1% de la section $\Rightarrow 6,25 \text{ cm}^2$ Aadapt = 3T14 (4,62 cm²) symétriquement.

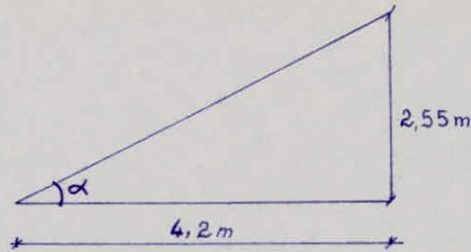


$A_t = \emptyset 8$; $t = 20 \text{ cm}$

Vérifications : toutes les vérifications sont satisfaites.

CALCUL DES ESCALIERS

BLOC B



avec $h = 17 \text{ cm}$
 $g = 30 \text{ cm}$

La figure ci dessus représente la schéma statique de l'escaliers que nous allons calculer.

Dimensionnement :

les dimensions des escaliers sont normalisées d'après les prescriptions réglementaires

D'après la relation de Blondel (Pour les locaux publics) on a :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

- g : largeur d'une marche
- h : hauteur d'une contremarche
- n : nombre de contremarche
- H : hauteur d'une volée

$$n = 15 \text{ marches} ; h = \frac{H}{n} = \frac{255}{15} = 17 \text{ cm} ; g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{420}{14} = 30 \text{ cm}$$

$$l = 4,91 \text{ m.}$$

Epaisseur de la paillasse.

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$16,36 \leq e \leq 24,55 \quad \text{d'ou } e = 20 \text{ cm.}$$

Charges et Surcharges :

Elles sont évaluées par mètre de projection horizontale et par mètre d'embranchement.

les marches sont considérées comme des charges uniformément réparties sur la paillasse.

Charges permanentes :

Poids propre de la paillasse $\frac{2,500 \times 0,2}{\cos \alpha} = 585 \text{ Kg/ml}$

Poids propre des marches $\frac{2,200 \times 0,17}{2} = 187 \text{ Kg/ml}$

Revêtement 150 Kg/ml

Surcharges d'exploitation :

$$G = 872 \text{ Kg/ml}$$

$$P = 500 \text{ Kg/ml}$$

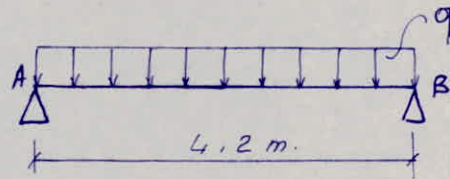
$$q = G + 1.2P = 872 + 1.2 \times 500 = 1472 \text{ Kg/ml}$$

Calcul des efforts :

$$R_A = 3091 \text{ Kg}$$

$$R_B = 3091 \text{ Kg.}$$

$$M_{\max} = 3246 \text{ Kg.m}$$



En tenant compte du semi-encastrement aux extrémités

$$M_r = 0.85 M_{\max} = 2759 \text{ Kg.m} \quad M_a = 0.3 M_{\max} = 974 \text{ Kg.m.}$$

Calcul des armatures :

En travée :

$$b = 100 \text{ cm} ; h_t = 20 \text{ cm} ; d = 2 \text{ cm} ; M = 2759 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = 0.0511 \rightarrow K = 37.8 ; \epsilon = 0.9053$$

$$A = 6.4 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = 74.07$$

$$A = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

En Appui : $M = 974 \text{ Kg.m}$

$$\mu = 0.018 \quad K = 69.5 \quad \epsilon = 0.9408$$

$$A = 2.17 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = 40.29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Armatures de repartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 5T8 / \text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Verifications

- Verification des contraintes :

$$h = 18 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 2 \text{ cm.}$$

	M (Kg.m)	A (cm ²)	$\tilde{\omega}$	ϵ	K	σ_a	σ'_b	Verification
Travée	2759	6.78	0.3988	0.9038	37	2648.5	71.58	Verification
Appui	974	3.14	0.1847	0.9301	56.5	1961.8	34.72	Verification

- Condition de non fragilité

$$A \geq 0.69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0.69 \times 100 \times 18 \times \frac{5.9}{4200} = 1.74 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté est satisfaisant.

- Verification de la flèche:

$$A/bh \leq 43/\sqrt{en} ; \frac{6,78}{100 \times 18} < \frac{43}{4200} \rightarrow 3,77 \times 10^{-3} < 0,01$$

la verification de la flèche est inutile

- Verification à l'effort tranchant:

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

$$3,14 \times 2800 > 3091 - \frac{97400 \times 8}{7 \times 18} \rightarrow 8792 > -3457$$

aux niveaux de l'appui, les armatures inferieures ne sont pas necessaires

- Verification à la fissuration:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{6,78}{2 \times 100 \times 2} = 0,0169 ; k = 1,5 \times 10^6 ; \eta = 1,6$$

$$\sigma_1 = 2891 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 2607 \text{ Kg/cm}^2$$

Il n'y a pas de risque de fissuration.

- Armatures Transversales

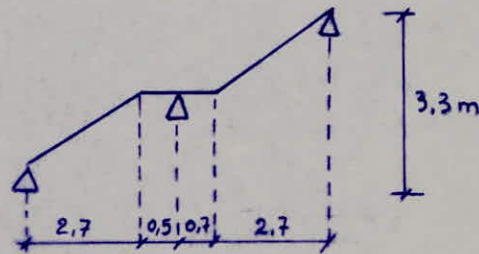
$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{3091 \times 8}{100 \times 7 \times 18} = 1,96 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

les Armatures Transversales sont inutiles.

ESCALIERS:

BLOC C



DIMENSIONNEMENT :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

$$n = 20$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{330}{20} = 16,5 \text{ cm.}$$

$$l = 7,52 \text{ m.}$$

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm.}$$

- Epaisseur de la paillasse.

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \text{on prendra } e = 15 \text{ cm.}$$

- charge et surcharge :

Charges permanentes.

$$\begin{cases} \text{Paillasse} & \frac{2500 \times 0,15}{\cos \alpha} = 440 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Revetement} & \frac{2200 \times 0,17}{2} = 187 \text{ Kg/m}^2 \\ & 100 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Palier} & 2500 \times 0,15 = 375 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Revetement} & 100 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

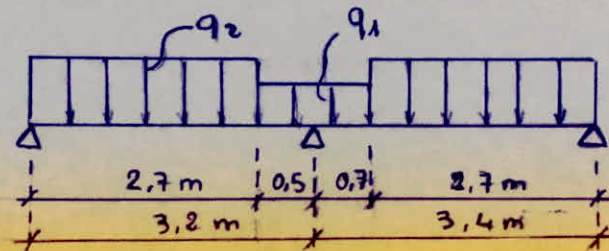
$$\begin{aligned} \text{Palier : } G_1 &= 475 \text{ Kg/m}^2 \\ P_1 &= 500 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Paillasse : } G_2 &= 727 \text{ Kg/m}^2 \\ P_2 &= 500 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

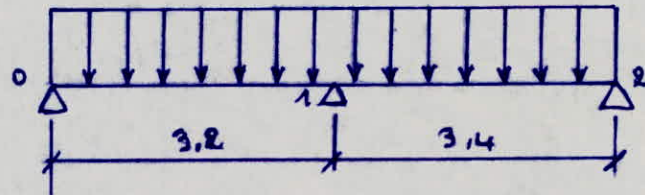
Les charges et surcharges sont évaluées par mètre de projection horizontale et par mètre d'embranchement.

$$\begin{aligned} q_1 &= G_1 + 1,2 P_1 = 1075 \text{ Kg/ml.} \\ q_2 &= G_2 + 1,2 P_2 = 1327 \text{ Kg/ml} \end{aligned}$$

schema statique :



Vue que q_2 n'est pas très grande devant q on adoptera.



On utilisera la méthode des 3 moments.

avec:

$$M_0 = 0,2 \frac{q l_1^2}{8} = 340 \text{ Kg.m.} \quad M_1 = 384 \text{ Kg.m.}$$

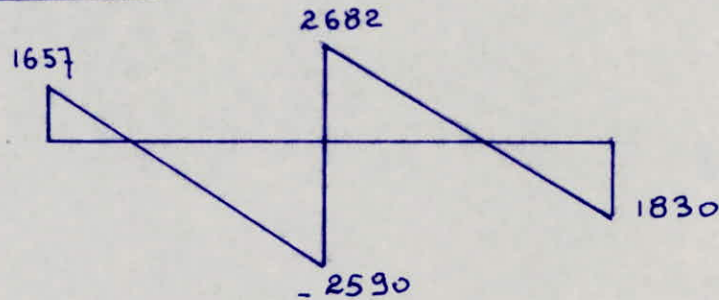
$$2M_1 (l_1 + l_2) = -q \left(\frac{l_1^3}{4} + \frac{l_2^3}{4} \right)$$

$$M_1 = 1833 \text{ Kg.m}$$

$$M_{t_1} = 612 \text{ Kg.m}$$

$$M_{t_2} = 809 \text{ Kg.m}$$

Effort Tranchant.



CALCUL DES ARMATURES

En Travée : $b = 100 \text{ cm}$; $h_t = 15 \text{ cm}$; $d = 2 \text{ cm}$.

$$M_t = 809 \text{ Kg.m.}$$

$$\mu = 0,0256 \rightarrow K = 57. \quad \epsilon = 0,9306.$$

$$A = \frac{80900}{2800 \times 0,9306 \times 13} = 2,4 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = 49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = (6T10 = 4,72 \text{ cm}^2) / \text{ml.}$$

En Appui : $M_0 = 1833 \text{ Kg.m}$

$$\mu = 0,0581 \rightarrow K = 34,9 \quad \epsilon = 0,8998$$

$$A = 5,6 \text{ cm}^2 \rightarrow A = (6T12 = 6,78 \text{ cm}^2) / \text{ml.}$$

Armatures de repartition | en appui de rive

$$A_r = A_{\min} = (5T8 = 2,51 \text{ cm}^2) / \text{ml.} \quad 5T8 / \text{ml}$$

Verification

- Verification de Contrainte : $h=13\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $d=2\text{cm}$

Section	M [Kg.m]	A (cm ⁴)	$\tilde{\omega}$	ϵ	K	σ_a	σ'_b	verif.
Travée	809	472	0,363	0,9067	38,6	1454	38	Verif.
Appui	1833	6,78	0,523	0,8915	31,1	2333	75	Verif.

- Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 100 \times 13 \times \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2 \text{ Verif.}$$

le ferrailage adopté est satisfaisant.

- Verification de la flèche

$$A/bh \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \Rightarrow A \leq 43 \frac{bh}{\sigma_{en}} = 43 \times \frac{100 \times 13}{4200} = 13,3 \text{ cm}^2$$

la justification de la flèche est inutile.

- Verification de l'effort Tranchant.

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

Appui de rive $A \geq 0,59 - 1,07 = -0,48 \text{ cm}^2$

intermed. $A \geq 0,96 - 5,76 = -4,8 \text{ cm}^2$

Au niveau de l'appui, les armatures ne sont pas nécessaires.

- Verification à la Fissuration:

$$\tilde{\omega}_f = A/2bd = 0,0169$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 2891 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 2607 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures Transversales:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{2682 \times 8}{100 \times 7 \times 13} = 2,36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

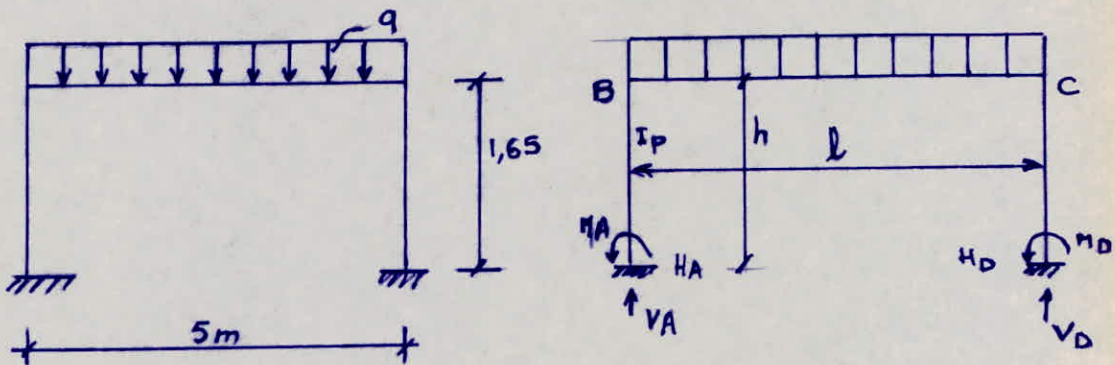
donc les armatures transversales sont inutiles

- Calcul de la poutre palière: Elle

Dimension de la poutre palière

Portée = 5 m. $h_t = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.
 Poids Propre = 300 Kg/ml.
 $\Rightarrow q = 300 + \frac{5272}{5} = 1354 \text{ Kg/ml}$

Etude du Portique.



En posant

$$K = \frac{I_t}{I_p} \cdot \frac{h}{l}$$

$$H_A = H_D = \frac{q l^2}{4h(2+K)}$$

$$M_t = \frac{P l^2}{24} \left(\frac{2+3K}{2+K} \right)$$

$$M_A = M_D = \frac{q l^2}{12(2+K)}$$

$$M_B = M_C = - \frac{q l^2}{6(2+K)}$$

On a $I_t = \frac{30 \times 45^3}{12} = 227813 \text{ cm}^3$

$$I_p = \frac{30^4}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

d'où $K = 1,11$

$$M_A = M_D = 907 \text{ Kg.m}$$

$$M_B = M_C = 1814 \text{ Kg.m}$$

$$M_t = 2417 \text{ Kg.m}$$

$$H_A = H_D = 1643 \text{ Kg.}$$

$$V_A = V_D = \frac{2(0,3 \times 0,3) \times 2500 \times 1,65 + 1354 \times 5}{2} = 3756 \text{ Kg.}$$

au pt B l'effort normal a pour valeur

$$1354 \times \frac{5}{2} = 3386 \text{ Kg.}$$

Ferraillage de la poutre.

Section	M [kg.m]	μ	ϵ	K	A cm ²	$\bar{\sigma}'_b$	A adop.
Travée	2417	0,002	0,9792	225	2,32	12,44	5710 = 3,92
Appui	-1814	0,0015	0,9818	260	1,74	10,77	5710 = 3,92

Verification.

- flèche :
- 1) $h_t > \frac{l}{16} \Leftrightarrow 40\text{cm} > \frac{450}{16} = 28\text{cm}$ Verifié
 - 2) $h_t > \frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{450}{10} \cdot \frac{2417}{4231} = 25,7\text{cm}$ Verifié
 - 3) $A \leq bh \cdot \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} = 30 \times 38 \times \frac{43}{4200} = 11,67$. Verifié

Contraintes :

Section	M [kg.m]	A (cm ²)	$\bar{\omega}$	ϵ	K	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}'_b$	Verif
Travée	2417	3,92	0,344	0,9086	39,7	1786	45	Verif.
Appui	1814	3,92	0,344	0,9086	39,7	1340	34	Verif.

Condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,1\text{cm}^2 \quad \text{Verifié.}$$

Verification a l'effort tranchant:

$$A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{3\bar{\sigma}_a} = \frac{3386}{2800} - \frac{181400 \times 8}{7 \times 38 \times 2800} = 0,74\text{cm}^2$$

donc les armatures ne sont pas nécessaires.

Verification a la fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = 0,033 \quad K = 1,5 \times 10^6 \quad \eta = 1,6$$

$$\sigma_1 = 7667 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 1176 \text{ Kg/cm}^2$$

donc la fissuration n'est pas prejudiciable.

Armatures Transversales

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad (\text{Cadre} + \text{étrier } \phi 8).$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{car } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$t = \frac{3 A_t \bar{\sigma}_{At}}{T} = \frac{7 \times 38 \times 2,01 \times 1600}{8 \times 3386} = 31,6 \text{ cm.}$$

$$\bar{e} \begin{cases} \text{zone nodal } \bar{e} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}\right) = 9,5 \text{ cm.} \\ \text{zone courante } \bar{e} \leq 19 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\bar{e} = \begin{cases} 9 \text{ cm en zone nodal} \\ 15 \text{ cm en zone courante} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 b t = \begin{cases} 0,81 \text{ cm}^2 \text{ z.N} \\ 1,35 \text{ cm}^2 \text{ z.C} \end{cases} \quad \text{Verifié.}$$

Poteau: $M_s = + 1814 \text{ Kg.m}$
 $M_{inf} = 907 \text{ Kg.m}$
 $N = 3386 \text{ Kg.}$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{181400}{3386} = 53,37 \text{ cm} \left. \vphantom{\frac{M}{N}} \right\} \frac{h_t}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

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

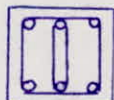
le moment de flexion par rapport au armature tendue

$$M_b = 1814 + 3386 \times 0,13 = 2254,18 \text{ Kg.m} = 225418 \text{ Kg.cm.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 225418}{2800 \times 30 \times 28^2} = 0,0513 \rightarrow K = 37,7 \quad E = 0,9051$$

$$A_1 = \frac{225418}{2800 \times 0,905 \times 28} = 3,18 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 1,97 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$



$$A_t = (\text{cadre} + \text{étrier } \phi 8) = 2,01$$

$$\sigma'_b = 74,3 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures Transversales

$$A_t = \frac{2 T D}{h_e \bar{\sigma}_{en}} \Rightarrow = \frac{A_t \cdot h_e \bar{\sigma}_{en}}{2 T} = 43,9 \text{ cm.} \quad d > 15$$

$$\bar{e} \leq \begin{cases} \min(10\phi_e; 15\text{cm}) = 14 \text{ cm} & t = 12 \text{ cm z.N} \\ 12\phi_e = 16,8 \text{ cm} & t = 15 \text{ cm z.C} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = 0,004 t \cdot b : \begin{cases} 1,44 \text{ cm}^2 \text{ z.N} \\ 1,8 \text{ cm}^2 \text{ z.C} \end{cases} \quad \text{verifié.}$$

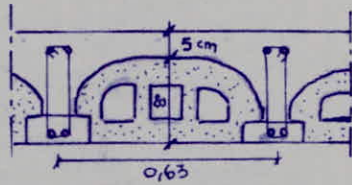
Verification. a l'effort Tranchant.

$$\tau_b = \frac{2T}{b z} = 4,5 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,15 \bar{\sigma}'_{cb} = 40,5 / \text{cm}^2$$

CALCUL DES POUTRELLES

BLOC A :



2.1 PREDIMENSIONNEMENT DU HOURDIS

La hauteur du hourdis est déterminée à partir d'une des trois conditions de la limitation de la flèche : -

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

Donc : $h_t \geq \frac{450}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 20 \text{ cm.}$

En ajoutant 5 cm de la dalle de Compression on aura :
 $h_t = 25 \text{ cm.}$

Les poutrelles seront disposées suivant le sens longitudinal du bloc A. (Sens de la plus petite portée) elles seront coulées sur place et elles posséderont des barres en attente pour permettre la bonne liaison avec la dalle de Compression : Elles calculées sous sollicitations du 1^{er} genre : $(G + 1,2 P)$.

- Surface revenant à chaque poutrelle étant :
 $0,63 \times l$

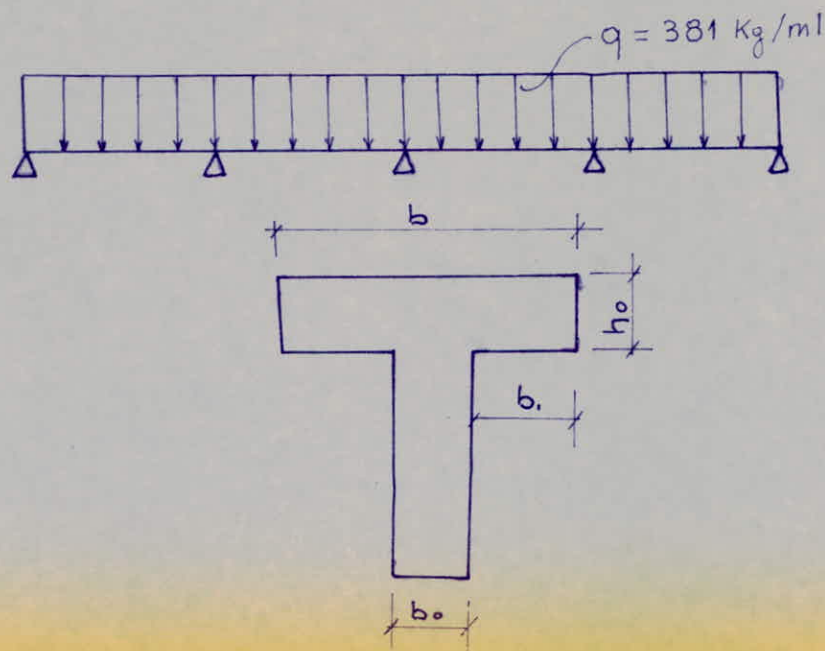
- Charge revenant à chaque poutrelle :
 $q = (G + 1,2 P) \times 0,63$

On a : $G = 485 \text{ Kg/cm}^2$ $P = 100 \text{ Kg/cm}^2$

$$q = [485 + (1,2 \times 100)] \times 0,63$$

$$q = 381 \text{ Kg/ml.}$$

Schema Statique.



D'Après CCBA 68 (Art. 23.3).

1. $b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm.}$

L: portée libre de la poutre entre nus des appuis.

2. $b_1 \leq \frac{l}{2} = \frac{b - b_0}{2} = \frac{63 - 12}{4} = 25,5 \text{ cm.}$

l: distance entre face voisine de deux nervures consécutives.

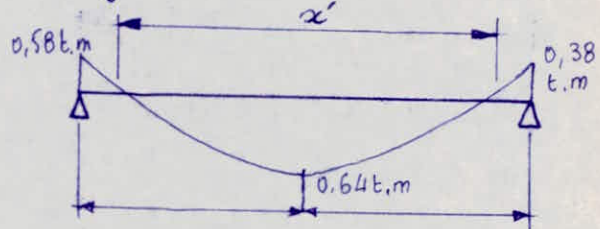
3. la largeur b_1 , en cause ne doit pas dépasser les $\frac{2}{3}$ de la distance de la section considérée au point du moment nul

$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{381 \times 4,5^2}{8} = 964,4 \text{ Kg.m} \Rightarrow M_0 = 0,96 \text{ t.m.}$

$0,6 M_0 \approx 0,58 \text{ t.m.}$

$0,66 M_0 \approx 0,64 \text{ t.m.}$

$0,4 M_0 \approx 0,38 \text{ t.m.}$



$T_A = T_0 + \frac{M_A - M_B}{l} = 0,9 \text{ t}$

Avec $T_0 = q \frac{l}{2} = 0,86 \text{ t.}$

$T_B = -T_0 + \frac{M_A - M_B}{l} = -0,82 \text{ t}$

• Dans les 3 cas, la solution la plus restrictive nous donne $[b = 63 \text{ cm}]$

CALCUL DES MOMENTS

$M_0 = 0,96 \text{ t.m}$

$M_A = 0,2 M_0 = 0,19 \text{ t.m}$

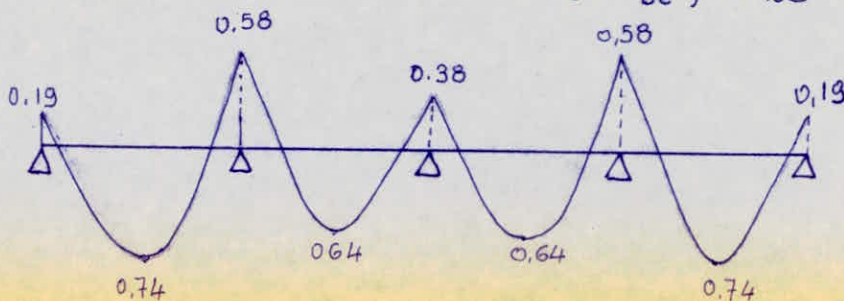
$M_B = 0,6 M_0 = 0,58 \text{ t.m}$

$M_c = 0,4 M_0 = 0,38 \text{ t.m}$

$M_{AB}^e = 0,77 M_0 = 0,74 \text{ t.m}$

$M_{BC}^e = M_{BC}^e = 0,64 \text{ t.m}$

Pour raison sy symetrie $M_A = M_e$; $M_B = M_0$
 $M_{AB}^e = M_{DE}^e$; $M_{BC}^e = M_{ED}^e$



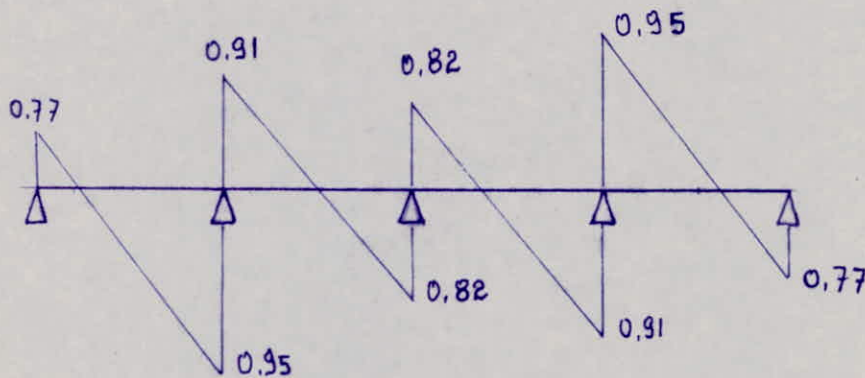
CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

$$T_0 = q \cdot \frac{l}{2} = 0,86 \text{ t.}$$

$$T^g = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T^d = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$$

d'où les efforts tranchants.



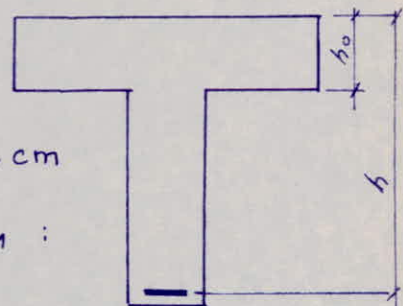
ARMATURES LONGITUDINALES EN TRAVÉE

Travée AB et DE

$$M_t = 0,74 \text{ t.m}$$

$$h_t = 25 \text{ cm} ; d = 2 \text{ cm}$$

$$b = 63 \text{ cm} \quad h_0 = 5 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm}$$



Détermination de l'axe neutre y_1 :

$$y_1 = \alpha \cdot h$$

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\sqrt{\alpha} \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 0,74 \cdot 10^5}{2800 \times 63 \times 23^2} = 0,019.$$

$$\mu = 0,019 \rightarrow \alpha = 0,1463 \rightarrow K = 87,5 \rightarrow \epsilon = 0,119$$

(P. charron; tableau section II A.2 P.148.)

$$\text{Donc : } y_1 = 0,1463 \times 63 = 3,4 \text{ cm} \quad y_1 < h_0$$

l'axe neutre tombe dans la table de compression
Donc le calcul se fait comme pour une section
rectangulaire
Section d'Armature

$$A = \frac{M}{\sqrt{\alpha} \cdot \epsilon \cdot h}$$

$$A = \frac{0,75 \times 10^5}{2800 \times 0,1463 \times 23} = 1,213 \text{ cm}^2$$

On choisira 2T10 Avec $A = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{87,5} = 32, \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 165 \text{ Kg/cm}^2$$

CONDITION DE NON FRAGILITE
le pourcentage minimum d'armature
(BA68 - Art. 52) est donné par:

$$\frac{A}{bh} \gg 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \text{ d'où } A \gg b \cdot h \cdot 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$$A \gg 0,69 \times 63 \times 23 \times \frac{5,9}{4200} = 1,404 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$\sigma'_m = A \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{B'} = \frac{1,57 \times 2800}{63 \times 3,12}$$

$$\sigma'_m = 22,36 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} \text{ donc Vérifié.}$$

ARMATURES LONGITUDINALES SUR LES APPUIS

Appuis A et E

$$M = 0,19 \text{ t.m}$$

la zone tendue se trouve dans la nervure donc la section se calcule comme une section rectangulaire

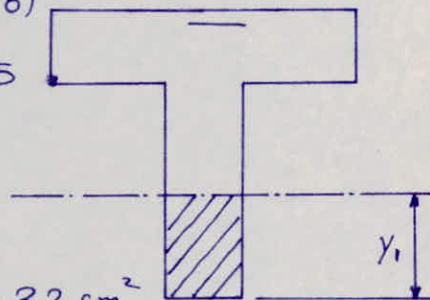
$$\mu = 0,016 \rightarrow (\text{charon: Tableau P148})$$

$$\alpha = 0,1695 \rightarrow K = 73,5 \rightarrow \epsilon = 0,9435$$

$$\text{Axe neutre } y_1 = \alpha h = 3,9 \text{ cm}$$

section d'armature.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{193 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9435 \times 23} = 0,32 \text{ cm}^2$$



On choisira 2T8 = 1 cm²

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 38,1 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A \gg 0,09 \cdot b_0 \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,267 \text{ cm}^2$$

$$A = 1 \text{ cm}^2 > 0,267 \text{ cm}^2 \text{ Vérifié}$$

$$\bar{\sigma}'_m = \frac{A \cdot \bar{\sigma}_a}{B'} = \frac{1 \times 2800}{12 \times 3,9} = 59,83 \text{ Kg/cm}^2$$

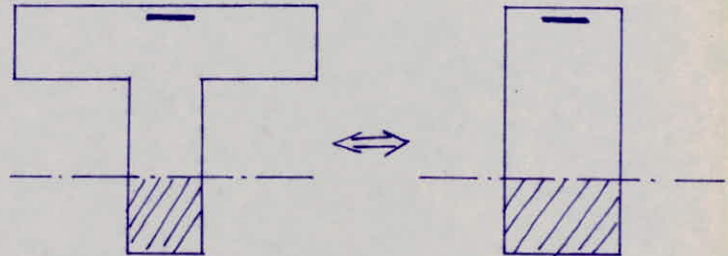
$$\bar{\sigma}'_m = 59,83 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0}$$

Appui C

$$M = 386 \text{ Kg.m}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$h = 23 \text{ cm}$$



$$\mu = \frac{h \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 386 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 23^2} = 0,0326$$

Tableau P147, charon $\rightarrow \lambda = 0,2329$
 $K = 49,4$
 $E = 0,9224$

$$y_1 = \lambda \cdot h = 0,2329 \times 23$$

$$y_1 = 5,36 \text{ cm} \quad \text{Axe neutre}$$

Section d'armature.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{386 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9224 \times 23} = 0,65 \text{ cm}^2$$

On choisit 2T8 $\rightarrow A = 1,00 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}'_{b'} = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{49,4} = 56,68 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_m = \frac{A \cdot \bar{\sigma}_a}{B'} = \frac{2800 \times 1}{5,4 \times 12} = 43,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A \gg 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{en}} = 0,267 \text{ cm}^2$$

or $A = 1 \text{ cm}^2 > 0,267$.

Appuis B et D

$$M = 0,58 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0489 \rightarrow (\text{Charon tableau P146})$$

$$\rightarrow \lambda = 0,2788 \rightarrow K = 38,8 \rightarrow E = 0,9071$$

Donc axe neutre : $y_1 = \lambda \cdot h = 6,41 \text{ cm}$.

Section d'armature :

$$A = 0,991 \text{ cm}^2$$

On choisit 2T8 $\rightarrow A = 1 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{38,8} = 72,2 \text{ kg/cm}^2$$

donc $\sigma'_b = 72,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$.

$$\sigma'_m = \frac{A \cdot \bar{\sigma}_a}{B'} = \frac{1 \times 2800}{6,41 \times 12} = 36,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

CONDITION DE NON FRAGILITE

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,267 \text{ cm}^2$$

or $A = 1,00 \text{ cm}^2 > 0,267 \text{ cm}^2$

FISSURATION (CCBA 68. Art. 49)

la valeur maximale de la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes exprimées en bars.

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega} f}{1 + 10 \tilde{\omega} f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b}$$

Avec : $\tilde{\omega} f$: pourcentage de fissuration = $\frac{A}{B_f} = \frac{1,57}{4,12} = 0,033$

ϕ : diamètre de la plus grosse des barres = 10mm

k : Coefficient de fissuration ; peu nuisible
= $1,5 \cdot 10^6$

$\eta = 1,6$ (barre H.A).

d'où $\sigma_1 = 5955 \text{ bars} = 6074 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2831 \text{ bars} = 2887,6 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a (\text{service}) \leq \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1 = 6074 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2887,6 \text{ Kg/cm}^2) \end{cases}$$

Donc : $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

d'où la valeur que l'on utilisera

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Q. ARMATURES TRANSVERSALES (A_t)

Travée B³

$$T = 943 \text{ kg.}$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 23 = 20,13 \text{ cm.}$$

- Contrainte tangentielle du béton.

$$\tau_b = \frac{T_0}{b_0 \cdot z} = \frac{943}{20,13 \times 12} \Rightarrow \tau_b = 3,9 \text{ kg/cm}^2$$

- Contrainte tangentielle admissible du béton

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \times 5,9 \Rightarrow \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

donc $\tau_b < \bar{\tau}_b$

- Contraintes admissibles des A_t :

$$\bar{\sigma}_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_{en} \\ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(1 - \frac{3,9}{9 \times 5,9}\right) \cdot 2400 = 2223,7 \text{ kg/cm}^2 \\ \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

donc $\bar{\sigma}_{at} = 2223,7 \text{ kg/cm}^2$

le calcul des A_t nous a donné 2 barres, on prévoit un cadre $\varnothing 6$ en Fe E24 perpendiculaire à la ligne moyenne.

$$A_t = 2 \varnothing 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{T}{z \cdot \bar{\sigma}_{at}} \Rightarrow t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

$$t = \frac{0,56 \times 20,13 \times 2223,7}{943} \Rightarrow t = 26,6 \text{ cm.}$$

Espacement admissible des armatures transversales

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{f}_b} \right) \\ t_2 = 0,2 h \end{array} \right.$$

$$\bar{t} = \max (t_1 = 18,44 \text{ cm} ; t_2 = 4,6 \text{ cm}).$$

$$\bar{t} = 18,44 \text{ cm}$$

donc on a : $t \leq \bar{t}$

On adoptera $t = 16 \text{ cm}$.

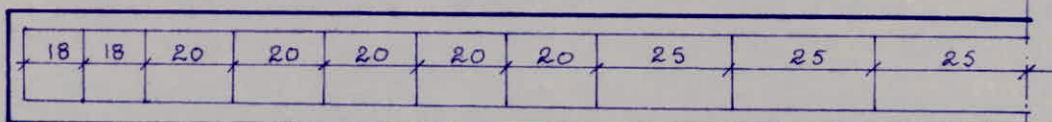
APPUIS	T (Kg)	z (cm)	$\bar{\sigma}_b$ (Kg/cm ²)	\bar{f}_b (Kg/cm ²)	\bar{f}_{at}	At (cm ²)	t _{cal} (cm)	E (cm)	t adopté
A ^d - E ^g	772	20,13	3,2	20,65	2255,4	0,56	32,9	19,3	18
B ^g - D ^d	943	20,13	3,9	20,65	2223,7	0,56	26,6	18,4	18
B ^d - D ^g	900	20,13	3,73	20,65	2231,4	0,56	27,95	18,6	18
C ^g - C ^d	814	20,13	3,37	20,65	2247,7	0,56	31,1	19	18

Progression de Caquot:

$l = 4,50 \text{ m}$ (Portée entre nus d'appuis)

$$\frac{1}{2} \text{ portée} = 2,25 \text{ m} \approx 2 \text{ m}$$

On prendra 2x18 ; 5x20 ; 3x25

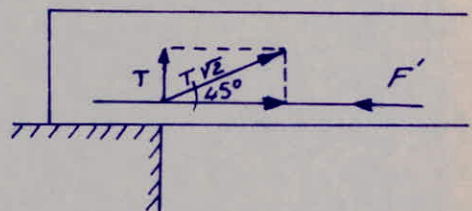


b. TRACTION DES ARMATURES INF AUX APPUIS

(BA. 68 art. 35)

$$A \bar{f}_a \gg T + \frac{M}{z}$$

$$F' = \frac{M}{z}$$



F' : Force de Compression s'opposant à T
 si la valeur : $T + \frac{M}{z} < 0$ alors aucune vérification de la section A des Armatures inférieures

ENTRAINEMENT DES ACIERS DE TRACTION
BA. 68 art.

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z}$$

P: Perimetre utile des aciers tendus pour les barres isolées

$$P = \pi \cdot \phi$$
$$P = \pi \cdot 1 = 3.14 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_{dB} = \frac{943}{2 \times 3,14 \times 20,13} = 7,46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{dA} = \frac{772}{2 \times 3,14 \times 20,13} = 6,11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{dC} = \frac{814}{2 \times 3,14 \times 20,13} = 6,44 \text{ Kg/cm}^2$$

Contrainte admissible des armatures de traction:

$$\bar{\sigma}_d = 2 \Psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\text{Avec : } \Psi_d = 1,5$$

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

Donc toutes les contraintes d'adhérence aux Appuis sont inférieures à leur limite admissible

On doit aussi vérifier aux appuis les armatures supérieures tel que :

$$\frac{M}{z} \leq A \cdot \bar{\sigma}_a$$

$$\text{Appui A: } \frac{19300}{20,13} = 958,77 \text{ Kg} < 2800 \text{ Kg.}$$

$$\text{Appui B: } \frac{57900}{20,13} = 2876 \text{ Kg} > 2800 \text{ Kg.}$$

$$\text{mais } \frac{2876 - 2800}{2800} = 2,7\% < 3\% \text{ donc ça passe}$$

$$\text{Appui C: } \frac{38600}{20,13} = 1917,5 < 2800 \text{ Kg.}$$

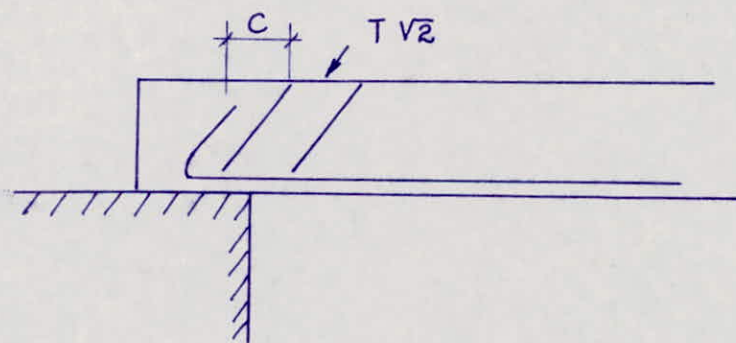
COMPRESSION DE LA BIELLE D'ABOUT

la longueur de l'appui à l'extrémité de laquelle on peut compter le commencement de l'ancrage de l'armature doit être tel que l'on ait:

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

donc : $c \geq \frac{2 \times 772}{12 \times 68,85} = 1,87 \text{ cm.}$

$c < 50 \text{ cm}$ (la longueur de l'appui est suffisante).



ANCRAGE DES ARMATURES : (BA 68. art 30)

- Contrainte des armatures inférieures au niveau des appuis:

$$\sigma_a = \frac{T_{\max}}{A} < \bar{\sigma}_a$$

Avec $T = 772 \text{ Kg.}$
 $A = 1,00 \text{ cm}^2$

$$\sigma_a = \frac{772}{1} = 772 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte d'adhérence admissible en zone d'ancrage normale.

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \Psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,9$$

$$\bar{\sigma}_d = 16,59 \text{ Kg/cm}^2$$

- longueur de scellement droit:

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} ; l_d = \frac{1}{4} \cdot \phi \cdot \frac{2800}{16,59} = 42,19 \phi$$

Fe 40 $\phi \leq 20$

Pour $\phi = 8\text{mm}$. ; $l_d = 33,75\text{cm} \rightarrow l_d = 35\text{cm}$
Pour $\phi = 10\text{mm}$; $l_d = 42,19\text{cm} \rightarrow l_d = 45\text{cm}$

CONDITION DE NON VERIFICATION DE LA FLECHE
(BA 68 art 58.4)

les reglements admettent qu'il n'est pas utile de donner une justification de la flèche si les 3 Conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{25}{450} = 0,055 > \frac{1}{15} \cdot \frac{743 \cdot 10^2}{964,4 \cdot 10^2} = 0,051$$

$$\frac{A}{b_o h} < \frac{36}{\sigma_{en}} \rightarrow \frac{1,57}{12 \times 23} = 0,0057 < \frac{36}{4200} = 0,0086$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{25}{450} = 0,055 > \frac{1}{22,5} = 0,044$$

les 3 conditions étant vérifiées il est inutile de justifier la flèche

FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION
(BA 68 . Art. 58.2.)

l'écartement l_n entre axes des poutrelles est égal à :
 $50 < 63 < 80$; la section d'armature perpendiculaire aux poutrelles est donnée par :

$$A \geq 0,02 \cdot l_n \cdot \frac{2160}{\sigma_{en}} = 43 \frac{l_n}{\sigma_{en}}$$

Avec : $l_n = 63$

On utilisera des T.S

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$\phi < 6\text{mm} ; \sigma_{en} = 5200 \text{ bars}$$

$$\text{Donc } A \geq \frac{43 \cdot l_n}{\sigma_{en}} = \frac{43 \times 63}{5200} = 0,521 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adoptera des $\phi 4$:

$$1 \phi 4 = 0,1256 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,521}{0,1256} = 4,15$$

Il faut mettre (5 barres/ml) au minimum avec un espacement $t = 15\text{cm}$. ; $E = 20\text{cm} \Rightarrow 7\phi 4/\text{ml}$

- Armatures parallèles aux poutrelles:

$$A_1 = \frac{A}{2} = \frac{0,521}{2} = 0,26 \text{ cm}^2$$

On adopte des $\emptyset 3$

$$1 \emptyset 3 = 0,071 \text{ cm}^2$$

Avec $t = 20 \text{ cm}$.

BLOC_B

PREDIMENSIONNEMENT DU HOURDIS

$$h_t \gg \frac{l}{22,5} = \frac{360}{22,5} = 16 \text{ cm.}$$

CALCUL DES POUTRELLES

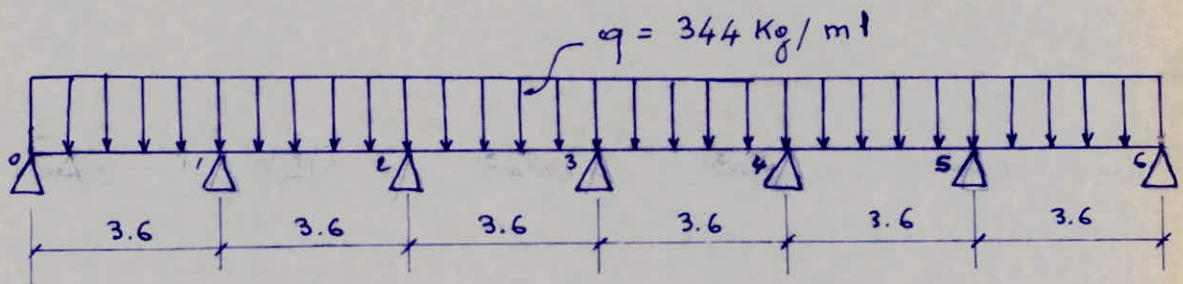
Les poutrelles seront disposées longitudinalement (Sens de la plus petite portée).

Evaluation des charges et surcharges:

$$\begin{aligned} \text{hourdis + Corps creux (16+4)} &= 265 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Revetement terrasse} &= \frac{160}{0,37} \text{ Kg/m}^2 \\ \text{surcharges } P &= 100 \text{ Kg/m}^2 \\ \hline G &= 425 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$q = (G + 1,2P) \cdot 0,63 = 344 \text{ Kg/ml.}$$

schema statique



On utilisera la methode des 3 moments pour determiner les moments en appuis:

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = -6 \left[\frac{\Omega_{i-1} a_i}{l_i} + \frac{\Omega_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}} \right]$$

On prendra : $M_0 = M_6 = -0,2 q \frac{l^2}{8} = -111 \text{ Kg.m.}$

$$4M_1 + M_2 = -q \frac{l^2}{2}$$

$$M_1 + 4M_2 + M_3 = -q \frac{l^2}{2}$$

$$M_2 + 4M_3 + M_4 = -q \frac{l^2}{2}$$

$$M_3 + 4M_4 + M_5 = -q \frac{l^2}{2}$$

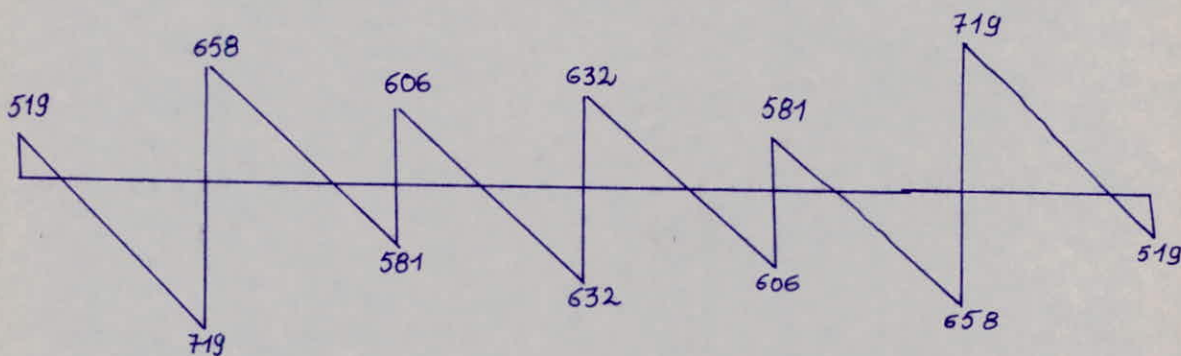
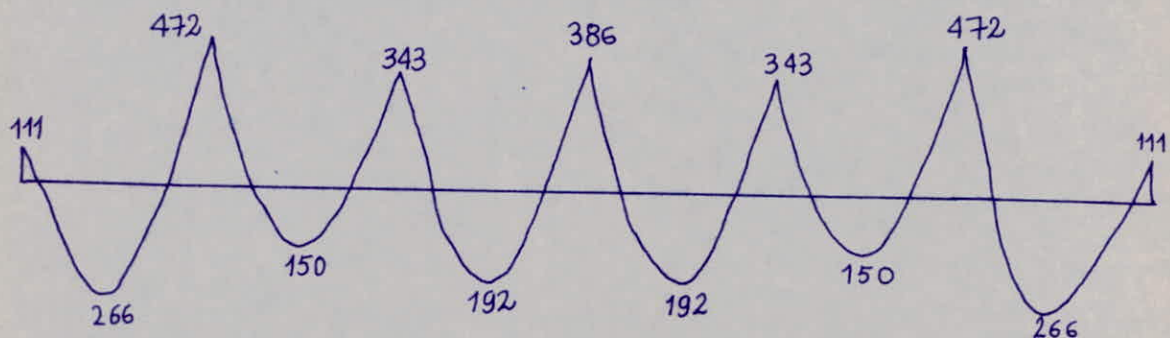
$$M_4 + 4M_5 = -q \frac{l^2}{2}$$

d'où $M_1 = -471,54 \text{ Kg.m}$; $M_4 = -342,94 \text{ Kg.m}$

$M_2 = -342,94 \text{ Kg.m}$; $M_5 = -471,94 \text{ Kg.m}$

$$T_w = \frac{q\ell}{2} + \frac{M_w - M\ell}{\ell} \quad ; \quad T_c = -\frac{q\ell}{2} + \frac{M_w - M\ell}{\ell}$$

$$M_t = M_0 - \frac{M_w + M\ell}{2}$$



Calcul de la largeur de la table de compression:

$$1. b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{335}{10} = 33,5 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \Rightarrow b \leq 79 \text{ cm}$$

avec: L: portée entre nus des appuis.

$$2. b_1 \leq \frac{\ell}{2} = \frac{63 - 12}{2} \Rightarrow b \leq 63 \text{ cm.}$$

ℓ : distance entre faces voisines de deux nervures.

On remarque que 2. est plus restrictive d'où $b = 63 \text{ cm}$.

Calcul des armatures:

En travée:

$$M_t = 266 \text{ Kg.m}$$

en utilisant la méthode de M^E Pierre Charon:

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0,007 \longrightarrow K = 117 ; \alpha = 0,1136 ; \epsilon = 0,9621$$

$$y_1 = \alpha \cdot h = 0,1136 \times 18 = 2,04 \text{ cm.}$$

$y_1 < h_0$ donc la section se calcul comme une section rectangulaire

donc: $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{26600}{2800 \times 0,9621 \times 18} = 0,55 \text{ cm}^2$

Condition de non Fragilité :

$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 63 \times \frac{18 \times 5,9}{4200} \Rightarrow A \geq 1,1 \text{ cm}^2$

Vue que la section d'armature calculée est inférieure à A_{min} , donc on choisira le min. d'armature : $A = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

En appui :

$M_a = 472 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 47200}{2800 \times 63 \times 18^2} = 0,0124$

$\mu = 0,0124 \rightarrow \kappa = 85,5 ; \epsilon = 0,9502 ; \alpha = 0,1493$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{47200}{2800 \times 0,9502 \times 18} = 0,98 \text{ cm}^2$

Donc on choisira la section d'armature min : $A = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Verification à la fissuration :

les conditions de fissuration imposent une limite à la contrainte admissible de l'acier. Cette limite est le max de $(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2)$, l'autre limite est imposée par la nature de l'acier

Section	A (cm ²)	$\bar{\omega}_f$	$\bar{\sigma}_1$ (Kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_2$ (Kg/cm ²)	Verification
Travée	1,57	0,0218	5333	2860	Verifié
Appui	1,57	0,0327	5914	2856	Verifié

Condition de la flèche : (art 58-4 - CCBA68)

On peut se dispenser de la verification de la rigidité des planchers à corps creux si les conditions suivantes sont vérifiées :

$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{20}{360} = 0,055 > \frac{1}{15} \cdot \frac{266}{557,28} = 0,032$

$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{20}{360} = 0,055 > 0,044$

$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{36}{\bar{\sigma}_{en}} \rightarrow \frac{1,57}{18 \times 63} = 1,38 \cdot 10^{-3} < 8,57 \cdot 10^{-3}$

donc on a pas à vérifier la flèche.

Vérification de l'adhérence :

- Condition de non entrainement (aux appuis) :
(art 29 - BA68)

On doit vérifier que $\tau_d \leq \bar{\tau}_d = 2\psi_d \bar{\sigma}_b$

avec : $\psi_d = 1,5$ (H.A)

$$\bar{\tau}_d = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T_{\max}}{n \cdot p \cdot z} \quad \text{avec : } n : \text{nombre de barres}$$

$$p = \pi \cdot \phi$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot h$$

$$\tau_d = \frac{719}{2 \times \pi \times 1 \times \frac{7}{8} \times 18} = 7,27 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage ds appuis

- Armatures inférieures :

On doit vérifier que $A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a}$

appuis	1	2	3	4
M (Kg.m)	-111	-472	-343	-386
T (Kg)	519	719	606	632
$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a}$	-4,345	-19	-14	-15,53
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Donc les armatures inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

- Armatures transversales :

a) contraintes de cisaillement maximum :

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z}$$

$$\tau_b = \frac{719}{12 \times \frac{7}{8} \times 18} = 3,8 \text{ Kg/cm}^2$$

et on a $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$ car $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{85,5} = 32,75 \text{ cm}^2$

donc il faut que : $\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$

ce qui donne $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

la section d'armature $A_L = \text{cadres verticaux } \phi 6$
 $A_L = 0,56 \text{ cm}^2$

b/ Contraintes de traction admissible des aciers transversaux:

$$\bar{\sigma}_{ot} = \rho_a \cdot \sigma_{en} \quad \text{avec } \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

On suppose qu'il y a reprise de bétonnage :

$$\text{donc } \rho_a = \frac{2}{3} \quad \text{et par conséquent } \bar{\sigma}_{ot} = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

c/ Ecartement admissible:

$$\bar{E} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2h = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - \frac{0,3\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 18 \left(1 - \frac{0,3 \times 3,8}{5,9}\right) = 14,5 \text{ cm} \end{cases}$$

d/ Espacement des armatures:

$$t = 3 \cdot \frac{A_L \cdot \bar{\sigma}_{ot}}{T_{max}} = 15,75 \cdot \frac{0,56 \times 1600}{719} = 19,62 \text{ cm}$$

On adopte un espacement uniforme $t = 14 \text{ cm}$.

Ferraillage de la table de compression: (art 58-2 ; BA 6B)

La table de compression sera armée d'un quadrillage (Treillis soudé $\phi 5$) dont les dimensions ne doivent pas excéder:
20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
30cm pour les armatures parallèles aux nervures.

a/ Armatures perpendiculaires aux nervures:

$$50 \text{ cm} < l_x = 63 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$$

l_x : écartement entre axes de nervures.

$$\sigma_{en} = 5200 \text{ bars} = 5300 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{\perp} = 43 \cdot \frac{l_x}{\sigma_{en}} = 43 \cdot \frac{63}{5300} = 0,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } (5\phi 5 \text{ p.m}) \text{ avec } A_{\perp} = 0,98 \text{ cm}^2$$

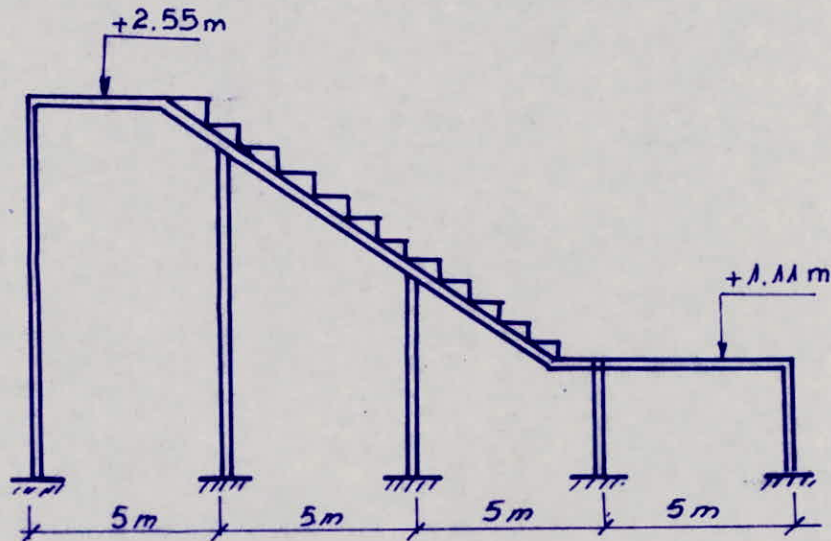
b/ Armatures parallèles aux nervures:

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 \rightarrow (3\phi 5 \text{ p.m}) \text{ avec } A_{\parallel} = 0,59 \text{ cm}^2$$

On adoptera un treillis soudé 5/5 de section ($0,59 \text{ cm}^2$).

BLOC A :

CALCUL DE LA DALLE R.D.C



Généralité :

Cette dalle est située entre le niveau " + 2,55m " et le niveau " + 1,11m ", transversalement elle s'appuiera sur les poutres et longitudinalement sur des voiles ; elle est constituée de marches de largeur 80cm et de hauteur 12cm. au niveau + 1,110m On a une scène en bois.

PREDIMENSIONNEMENT :

$$\text{Épaisseur de la dalle : } \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$\frac{500}{30} \leq e \leq \frac{500}{20} \Rightarrow 16,7 \leq e \leq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{On prendra : } e = 20 \text{ cm.}$$

INCLINAISON :

$$\text{tg } \alpha = \frac{1,44}{9,35} = 0,15 \Rightarrow \alpha = 8,75^\circ$$

$$\text{longueur de la pailleasse : } L = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{1,44}{0,152} = 9,47 \text{ m.}$$

CHARGE ET SURCHARGE

Elles sont évaluées par mètre de projection horizontale les marches sont considérées comme des charges uniformément réparties sur la pailleasse et on fera le calcul par mètre linéaire de largeur.

Poids propre de la dalle $0,2 \times 2500 = 500 \text{ kg/m}^2$
 Poids propre des marches... $\frac{2200 \times 0,12}{2} = 132 \text{ kg/m}^2$

Revetement $\frac{100}{1} \text{ kg/m}^2$
 $G = 732 \text{ kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation pour une salle de fête
 $P = 500 \text{ kg/m}^2$

On majorera la surcharge par 50% et cela est dû aux vibrations de la dalle sous l'effet d'applaudissement de la foule des fêtes.

Pour la scène elle a un poids de 80 kg/m^2

$$q = (G + 1,5P) \cdot 1m.$$

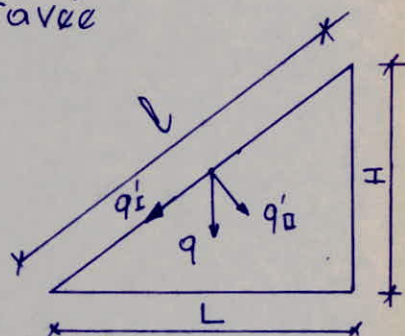
$$q_1 = (732 + 1,5 \cdot 500) \times 1m = 1482 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = (600 + 80 + 1,5 \times 500) \times 1m = 1430 \text{ kg/ml}.$$

Decomposition de q_1 pour une travée

q'_1 perpendiculaire à la pailleasse
 $= q_1 \cos \alpha.$

q''_1 parallèle à la pailleasse
 $= q_1 \sin \alpha.$



$q_1 \cos \alpha$ flechit la pailleasse de portée l ; mais $q_1 \cos \alpha$ interesse $1m$ horizontal, la charge du mètre courant incliné n'est que $q_1 \cos^2 \alpha$, le moment de flexion dans la pailleasse est donc

$$M = \frac{q_1 \cos^2 \alpha \cdot l^2}{8} \quad \text{mais } l = \frac{L}{\cos \alpha} \quad \text{d'où } M = \frac{q_1 \cdot L^2}{8}$$

c'est à dire que le moment dans la pailleasse inclinée est le même que celui de la poutre de même portée horizontale et chargée de q_1 .
 Pour l'effort tranchant. $T = q_1 \cos^2 \frac{l}{2} = q_1 \cdot \frac{L}{2} \cdot \cos \alpha.$

la composante $q_1 \sin \alpha$ est un effort normal par unité de longueur horizontale. l'effort Normal total vaut $q_1 L \sin \alpha$; mais il se décompose en chaque extrémité en $q_1 L \frac{\sin \alpha}{2}$; ceci donne pour une travée

de la pailleasse un effort normal de traction variant de "0" à $q_1 L \frac{\sin \alpha}{2}$, cela pour la moitié supérieure de

la travée, par contre la moitié inférieure reçoit une compression. cet effort normal $q_1 L \frac{\sin \alpha}{2} = 556 \text{ kg}.$

est négligeable, ce qui donne pour une largeur de 1m.
une contrainte du béton $\sigma' = \frac{1482 \times 5 \times 0.15}{200 \times 20} = 0,28 \text{ Kg/cm}^2$.

ce qui est négligeable en traction et en compression.

A l'extrémité ce $q \frac{l}{2} \sin \alpha$ va s'ajouter à l'effort tranchant $q \frac{l}{2} \cos \alpha$. dû à la charge q pour donner une résultante verticale = $q \frac{l}{2}$

schéma statique

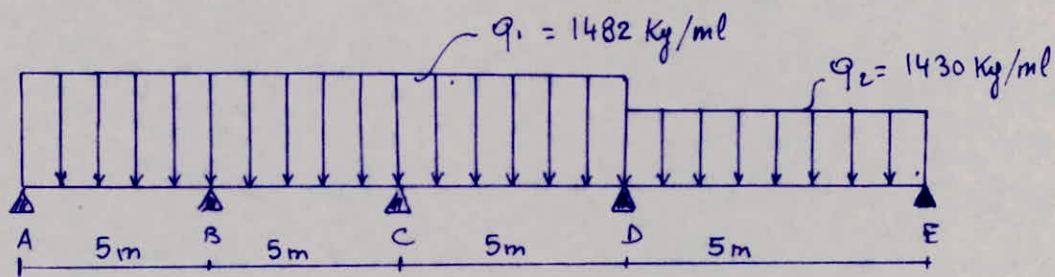
On considère la dalle comme une poutre de 1m. de largeur

METHODE DE CALCUL

On utilise la méthode des 3 moments :

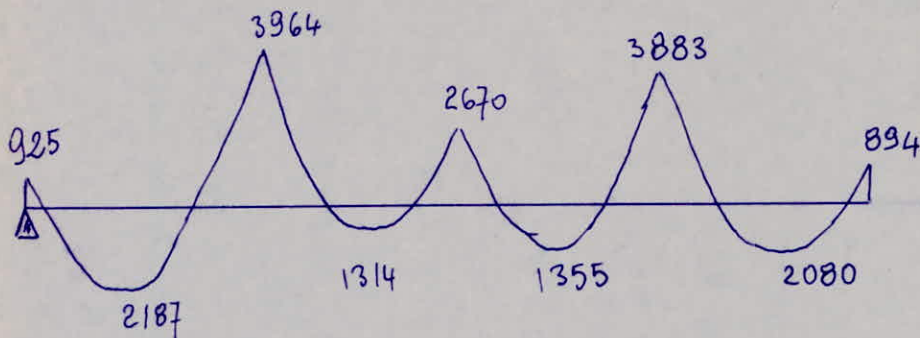
$$m_{i-1} l_i + 2 m_i (l_i + l_{i+1}) + m_{i+1} l_{i+1} = -6 \left[\frac{\Sigma l_i a_i}{l_i} + \frac{\Sigma l_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}} \right]$$

les valeurs des efforts seront reportées sur le diagramme avec :

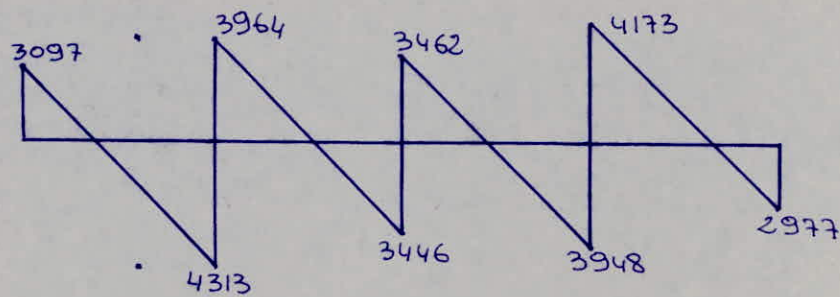


$$M_A = 0,2 \frac{q_1 \cdot l^2}{8} = 325,25 \text{ Kg.m}$$

$$M_E = 0,2 \frac{q_2 \cdot l^2}{8} = 894 \text{ Kg.m}$$



Effort Tranchant



CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES

En travée : $M_E^{max} = 2187 \text{ Kg.m}$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0338 \rightarrow K = 48,4 \rightarrow \epsilon = 0,9211$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2187 \times 10^2}{2800 \times 0,9211 \times 18} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

on choisira 5T12 = 5,65 cm²/ml.

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{48,4} = 57,85 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Donc on n'a pas besoin d'armatures comprimées.
En appui B, D.

$$M_a = 3964 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 396400}{2800 \times 100 \times 18^2} = 0,0655$$

$$A = \frac{396400}{2800 \times 0,8945 \times 18} = 8,79 \text{ cm}^2$$

On choisit 8T12 /ml. (9,05 cm²/ml)

$$\sigma'_b = \frac{2800}{32,4} = 86,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Appui C :

$$M_a = 2670 \text{ Kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 26700}{2800 \times 100 \times 18^2} = 0,0441 \rightarrow K = 41,2; \epsilon = 0,9111$$

on aura :

$$A = 5,81 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T12 / \text{ml} (6,78 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

$$\sigma'_b = 68 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Appui A et E.

$$M_a = 925 \text{ Kg.m.}$$

$$\mu = 0,0153 \rightarrow K = 76 ; \epsilon = 0,9451$$

$$A = 1,94 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8 \text{ (} 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml) .}$$

$$\sigma'_b = 36,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

CONDITION DE NON FRAGILITE

On vérifie la Condition la plus restrictive.

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{45}{\sigma_{en}} \rightarrow A \leq bh \frac{45}{\sigma_{en}} = 100 \times 18 \times \frac{45}{4200} = 19,29 \text{ cm}^2$$

Donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

ARMATURES TRANSVERSALES

$$T_{max} = 4313 \text{ Kg}$$

$$\sigma_b = \frac{4313}{100 \times \frac{7}{8} \times 18} = 2,74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_b \text{ donc } \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 19,1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification de l'effort tranchant à l'appui :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\delta} \text{ avec } T = 4313 \text{ Kg.}$$

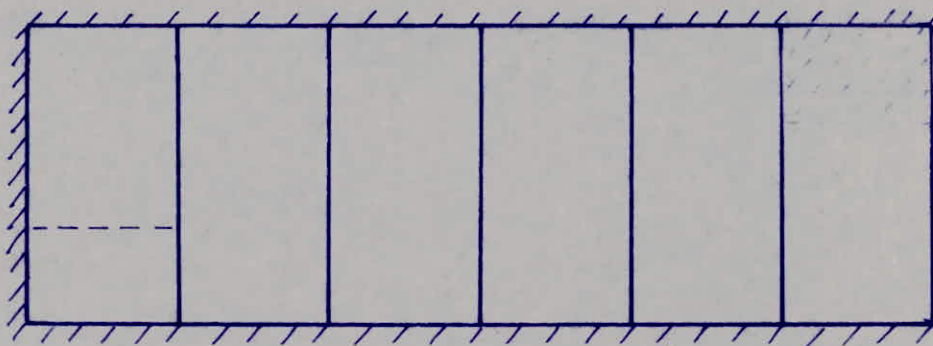
$$M = 3964 \text{ Kg.m.}$$

$$T + \frac{M}{\delta} = 4313 - \frac{3964}{\frac{7}{8} \times 18} < 0.$$

Donc les armatures inférieures ne sont pas nécessaires mais on prévoit des armatures de répartition (5T10/ml).

DALLE R.D.C

BLOC B



$$l_x = 3,35 \text{ m} ; l_y = 4,5 \text{ m} \rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,35}{4,5} = 0,74 > 0,4$$

⇒ la dalle porte dans les deux sens,
l'épaisseur de la dalle sera déterminée par $e \leq \frac{\max(l_x, l_y)}{35}$

donc $e \leq \frac{450}{35} = 12,85 \text{ cm}$. On prendra $e = 12 \text{ cm}$.

d'après la théorie des dalles ; on prend pour les dalles qui portent dans les deux sens :

- le moment d'encastrement de Continuité = 50% M_0

- le moment d'encastrement partiel = 40% M_0

$$G = 700 \text{ Kg/m}^2 ; q = G + 1,2 P = 700 + (1,2 \times 500) = 1300 \text{ Kg/m}^2$$

M_0 = moment max. en travée en Considerant la plaque articulée sur son pourtour.

les moments sont calculés d'après l'échelle fonctionnelle donnée par le CCBA.

- la plaque est articulée sur son pourtour

- En Considerant 2 bandes Centrales d'1m suivant x et y. On aura :

un moment fléchissant au milieu :

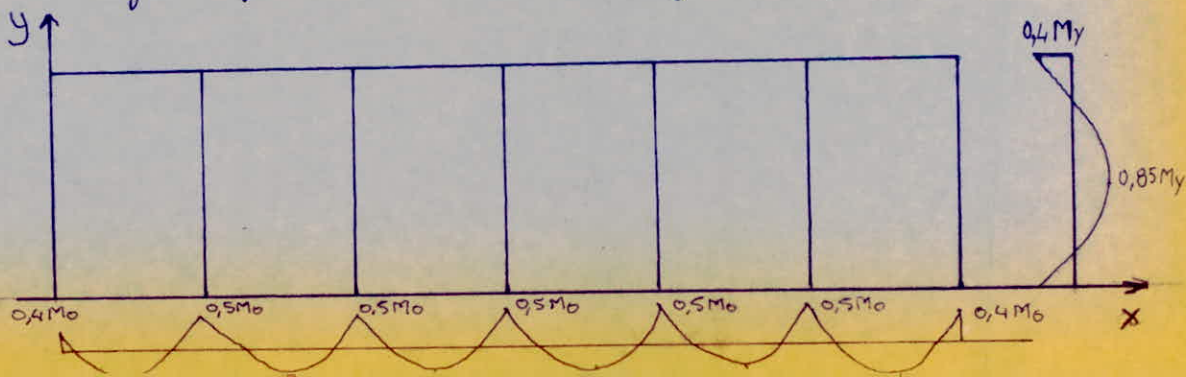
$$1 \text{ m} \times l_x \text{ donné par } M_x = \mu_x q \cdot l_x^2$$

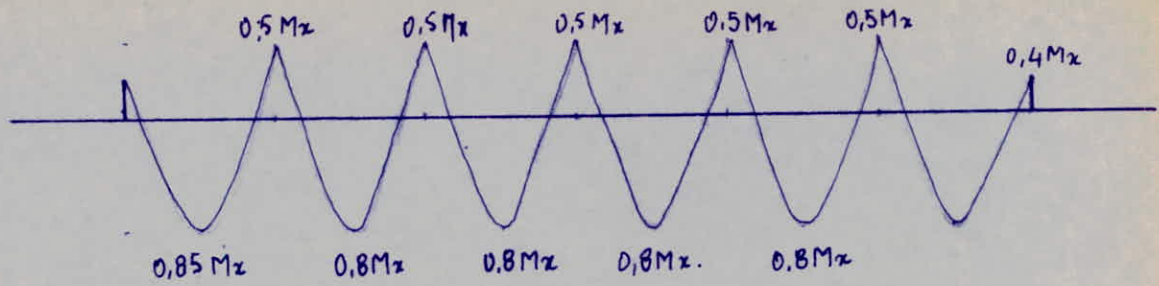
$$1 \text{ m} \times l_y \text{ donné par } M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\rho = 0,744 \rightarrow \mu_x = 0,067 ; \mu_y = 0,612$$

$$\text{d'où : } M_x = \mu_x q \cdot l_x^2 = 977,48 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 598,22 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$





Suivant x-x : $h_x = 9,4 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

section	M _t (Kg.cm)	μ	K	ϵ	$\bar{\sigma}_b$ (Kg/cm ²)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisi}	A _{adopté}
Appui de rive	391.10 ²	0,0237	59,5	0,9329	47,06	1,59	0,609	4T8/ml	2,01
Appui Intermediaire	489.10 ²	0,0296	52,5	0,9259	53,33	2,00	0,609	4T/ml	2,01
Travée de rive	831.10 ²	0,0504	38	0,9057	73,68	3,48	0,609	5T10/ml	3,92
Travée Intermediaire	782.10 ²	0,0474	39,6	0,9084	70,71	3,27	0,609	5T10/ml	3,92

le pourcentage min d'acier d'après CCBA 68 est donné par

$$A_x \geq 0,69 b h_x \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(\frac{2-f}{f} \right)$$

$$\frac{h_0}{10} = \frac{12}{10} = 1,2 \text{ cm.}$$

$$h_x = 12 \cdot 2 - \frac{1,2}{2} = 9,4 \text{ cm.}$$

$$\text{donc } A_x \geq 0,69 \times 100 \times 9,4 \times \frac{5,9}{4200} \times \left(\frac{2-0,744}{2} \right)$$

$$\text{d'ou } A_x \geq 0,609 \text{ cm}^2$$

suivant y-y on aura :

section	M Kg.cm	μ	K	ϵ	$\bar{\sigma}_b$ Kg/cm ²	A cm ²	A _{min}	A _{choisi}	A _{adopté}
Appui	239.10 ²	0,0182	69	0,9405	40,6	1,08	0,354	3T8/ml	1,50
Travée	508,5.10 ²	0,0386	44,8	0,9164	62,5	2,36	0,354	3T10/ml	2,36

$$A_y \geq 0,69 h_y \cdot b \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(\frac{1+f}{4} \right) = 0,354$$

VERIFICATION

I. FLECHE

(CCBA Art. 61.32).

Comme $M_x > M_y$ la plus grande flèche est donnée par le grand moment, donc la vérification de la flèche se fera seulement dans le sens $x-x$

$$\frac{h_0}{l_x} \gg \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{12}{335} = 0,0358 \gg \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_0} = 0,0425$$

donc la vérification de la flèche s'impose

D'après l'article 61.2 CCBA 68; il faut tenir compte de l'existence de fissures actuelles dans les zones tendues d'une pièce de béton armé; on substitue au moment d'inertie total I_t de la section totale homogénéisée - le moment d'inertie I_f défini par la relation : $I_f = \frac{I_t}{1 + \mu \cdot \nu}$

la flèche totale est donnée par $\Delta_{ft} = f_{y_0} + f_{q_0} - f_{g_0}$

Avec : $f_{y_0} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 E_v \cdot I_{fv}}$; $f_{g_0} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{fi}}$; $f_{q_0} = \frac{M_q \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{fi}}$

$G = 700 \text{ Kg/ml}$; $P = 500 \text{ Kg/ml}$

$q = G + P = 1200 \text{ Kg/ml}$

sous q on aura : $M_q = 902,3 \text{ Kg.m/ml}$

$M_{qt} = 767 \text{ Kg.m/ml}$

sous G on aura : $M_G = 526,3 \text{ Kg.m/ml}$

$M_{gt} = 447,4 \text{ Kg.m/ml}$

$\tilde{\omega} = \frac{A}{bh} = 0,004$

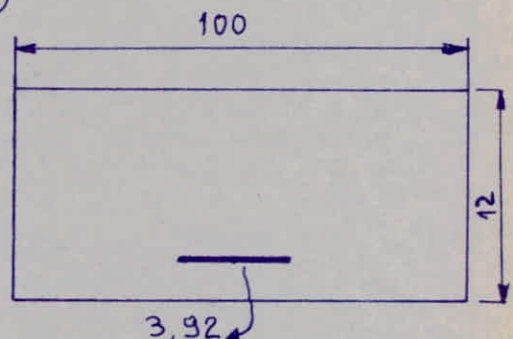
$I_t = \frac{by^3}{3} + 15(h-y)^2 \cdot A + \frac{b}{3}(h_t-y)^3$

Calcul de y :

$\frac{b}{2}y^2 - 15A(h-y) - \frac{b}{2}(h_t-y)^2 = 0$

$(15A + bh_t)y = 15Ah + 0,5bh^2_t$

$\Rightarrow y = \frac{15Ah + 0,5bh^2_t}{15A + bh_t}$



d'où $y = 7,36 \text{ cm}$.

donc $I_t = 17029,3 \text{ cm}^4$

charge de faible durée: $\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2+\frac{3b_0}{b})\tilde{\omega}} = \frac{5,9}{72(2+3) \cdot 0,004}$

$\lambda_i = 4,1$.

charge de longue durée = $\frac{\lambda_i}{2,5} = 1,64$

Sous q : $\sigma_q = \frac{Mq}{3 \cdot A} = 2198,5 \text{ Kg/cm}^2$

$\mu_2 = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \times 0,004 \times 2198,5 + 3 \times 5,9} \Rightarrow \mu = 0,442$

Sous "g" $\sigma_g = \frac{526,3 \cdot 10^2}{0,89 \times 10 \times 3,92} = 1508,5 \text{ Kg/cm}^2$

$\mu_g = 0,295$

Calcul de $f_{g\infty}$; f_{g_0} :

$I_{fv} = \frac{17029,3}{1 + 1,64 \times 0,295} = 11476,82 \text{ cm}^4$

$f_{g\infty} = \frac{52630 \times 335^2}{10 \times 11476,82 \times 128394} = 0,4$

$I_{fi} = \frac{17029,3}{1 + 4,1 \times 0,295} = 7707,31 \text{ cm}^4$

$f_{g_0} = \frac{52630 \times 335^2}{10 \times 7707,31 \times 385182} = 0,2$

Calcul de f_{q_0}

$I_{fi} = \frac{17029,3}{1 + 0,442 \times 4,1} = 6055,51 \text{ cm}^4$

$f_{q_0} = \frac{90230 \times 335^2}{10 \times 6055,51 \times 385182} = 0,434$

$\Delta f_t = 0,4 + 0,434 - 0,2 = 0,634$

$f_{ad} = 0,5 + \frac{335}{1000} = 0,835$

donc $\Delta f_t < f_{ad}$

II - CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

- Au milieu de l_y ; $T_{max} = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x}$

$$T_{max} = \frac{1300 \times 4,5 \times 3,35}{2 \times 4,5 + 3,35} = 1587 \text{ Kg.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1587}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 10} = 1,81 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

donc $\tau_b < \bar{\tau}_b$

- Au milieu de l_x . $T_{max} = \frac{P}{3l_y} = \frac{1300 \times 4,5 \times 3,35}{3 \times 4,5} = 1452 \text{ Kg}$

$$\tau_b = 1,66 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

III FISSURATION

Il faut avoir : $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$

$$\sigma_1 = 2142 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2856 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2856 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a.$$

N.B:

Pour la dalle RDC du Bloc C, la ferrailage sera identique à celui du bloc B, les sollicitations étant voisines.

soit en appui : 4T8/ml.

et en travée : 5T8/ml.

Il est à remarquer que pour la dalle du bloc B l'un des panneaux de rive à une section réduite. Pour simplifier nos calculs, nous avons considéré une section identique aux autres ceci n'ayant aucun incident sur la ferrailage.

CHARGES

VERTICALES

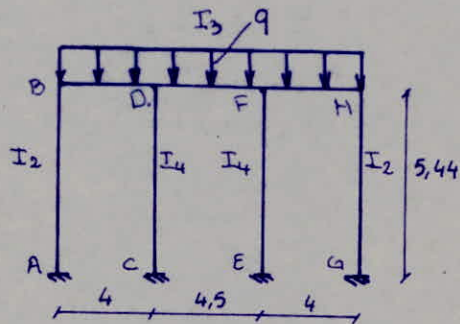
CHARGES VERTICALES

Bloc A

EFFORTS :

Les efforts avec lesquels nous calculerons nos sollicitations proviennent des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation P . Ils se répartiront en kg/ml et de la manière suivante :

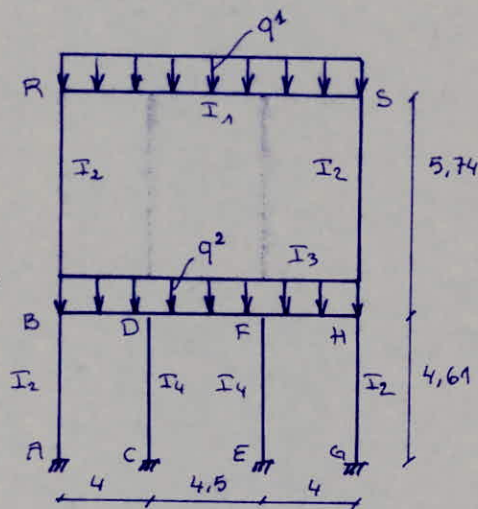
• Portique A :



$$q_G = 1650 \text{ kg/ml.}$$

$$q_P = 250 \text{ kg/ml.}$$

• Portique B :



$$q_G^1 = 3825 \text{ kg/ml}$$

$$q_P^1 = 500 \text{ kg/ml}$$

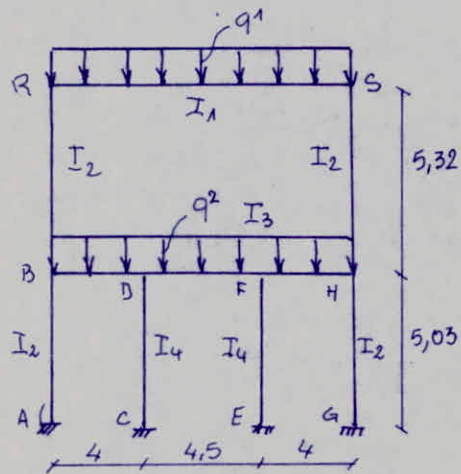
$$q_G^2 = 3780 \text{ kg/ml}$$

$$q_P^2 = 2500 \text{ kg/ml}$$

Remarques :

toutes les distances sont prises entre axes des poutres ou des poteaux

• Portique C :



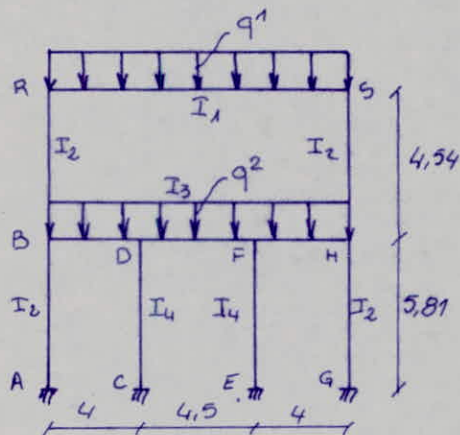
$$q_G^1 = 3825 \text{ kg/ml.}$$

$$q_P^1 = 500 \text{ kg/ml.}$$

$$q_G^2 = 3958 \text{ kg/ml.}$$

$$q_P^2 = 2533 \text{ kg/ml.}$$

• Portique D :



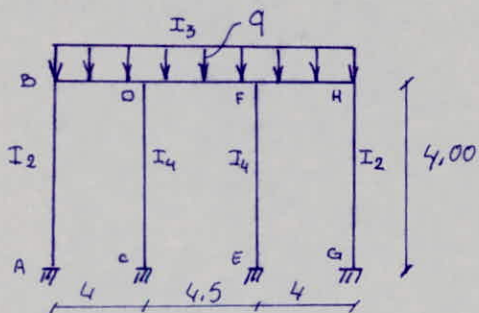
$$q_G^1 = 3825 \text{ kg/ml.}$$

$$q_P^1 = 500 \text{ kg/ml.}$$

$$q_G^2 = 3947 \text{ kg/ml.}$$

$$q_P^2 = 2525 \text{ kg/ml.}$$

• Portique E :



$$q_G = 1650 \text{ kg/ml.}$$

$$q_P = 250 \text{ kg/ml.}$$

Avec : I_i moment d'inertie de l'élément i
soit :

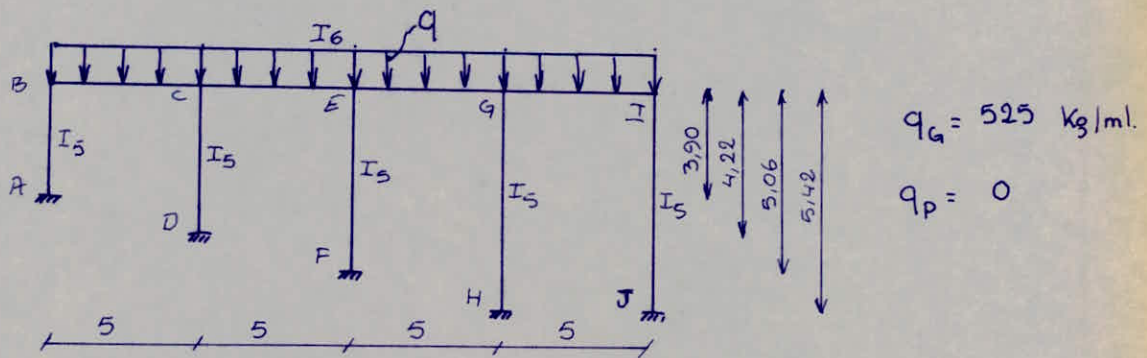
$$I_1 = 55,458 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_3 = 1,333 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_2 = 9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_4 = 0,675 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

• Portiques 1 et 4 :



Moments d'inertias : $I_5 = 6,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

$I_6 = 2,278 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

SOLLICITATIONS :

La calcul des sollicitations se fera par la METHODE des ROTATIONS

Nous considererons deux systemes :

- 1). Systemes à noeuds indeplacable
- 2). Systemes à noeuds deplacable

Dans le 1^{er} cas, les inconnues sont les rotations w des noeuds ; leur nombre est egal à celui des noeuds. Elles seront évaluées en écrivant l'équilibre de chaque noeud, c'ad que la somme des moments des couples qu'il transmet aux différentes barres qui aboutissent à ce noeud est nulle ou bien égale au moment du couple extérieur éventuellement appliqué à ce noeud.

Dans le second cas, les noeuds ne sont pas fixés, l'application d'un système de charges quelconques S a pour effet de provoquer un déplacement horizontal Δ de la barre horizontale vis à vis des sections d'encastrement (notre cas).

Les inconnues seront donc : - les rotations w_i des noeuds
- les rotations $\Omega = \frac{\Delta}{h}$ des barres verticales.

Les équations d'équilibres dans ce cas ci appartiendront à 2 groupes.

• 1^{er} Groupe :

Il est constitué par les équations qui expriment l'équilibre de chaque noeud, avec les rotations Ω des barres non nulles.

• 2^{em} Groupe :

Il est constitué par les équations qui expriment l'équilibre horizontal de la structure. Soit Z une section horizontale coupant les barres verticales et H la résultante des forces horizontales appliquées à la structure au dessus de cette section. Si ΣT est la somme des efforts tranchants dans la section Z

On doit avoir : $\Sigma T = H$

Les relations des Groupes I et II forment un système linéaire où il y a autant d'équations que d'inconnues.

Nos rotations ainsi définies, nous permettra de déterminer nos sollicitations M, T, N . les moments dans un 1^{er} temps et les tranchants et les efforts normaux dans un second temps.

TABLEAU donnant les valeurs des rotations et déplacement des portiques du bloc A (Auditorium) sous G et sous P.

Δ	ω_A	ω_B	ω_C	ω_D	ω_E	ω_F	ω_G	ω_H	ω_I	ω_J	PORTIQUES
0	0	262,536 39,778	0	168,889 25,615	0	-168,889 -25,615	0	-262,536 -39,778	/	/	A
0	0	-385,787 119,984	0	635,529 320,756	0	-635,529 -320,756	0	385,787 -119,984	3368,382 405,026	-3368,382 -405,026	B
0	0	-409,565 120,339	0	680,246 331,801	0	-680,246 -331,801	0	409,565 -120,339	3273,034 390,237	-3273,034 -390,237	C
0	0	-479,83 110,271	0	718,706 343,42	0	-718,706 -343,42	0	479,83 -110,271	3077,261 367,435	-3077,261 -367,435	D
0	0	211,078 37,378	0	265,185 82,296	0	-265,185 -82,296	0	-211,078 -37,378	/	/	E
50,405	0	148,358	-3,638	0	6,316	0	25,142	0	-163,538	0	1,4

Nota: toutes les valeurs sont à multiplier par $10^3/E$
 la 1^{er} Valeur de chaque case est obtenue sous G
 la 2^{ème} est obtenue sous P

Blocs: B et C

Calcul des Efforts sous l'effet de charge verticale

on utilisera la méthode de CROSS pour déterminer les efforts dans la structure

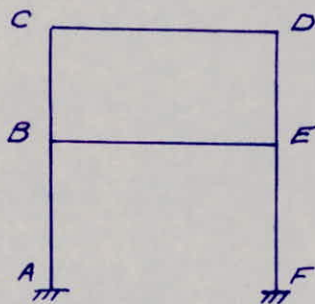
Méthode pratique de Calcul pour structure ne subissant pas de déplacement.

Pour opérer commodément on dispose les opérations décrites ci-dessous sous forme de tableau.

- Sur la 1^{ère} ligne nous indiquerons les nœuds; y compris les appuis et nous les séparerons par des colonnes verticales à double trait
- Sur la 2^{ème} ligne nous indiquerons les barres aboutissant à chaque nœud et nous les séparerons par un simple trait vertical.
- Sur la 3^{ème} ligne nous porterons les Coefficients de répartition correspondant à chaque barre.

$$c = \frac{R}{\sum R} \quad ; \quad R = \frac{I}{l} \quad \text{ou} \quad R = \frac{3I}{4l}$$

- Sur la 4^{ème} ligne nous porterons les moments d'encastrement par rapport à chaque barre: m
S'il n'y a pas de charge sur la barre on a évidemment $m = 0$.
- Sur les lignes suivantes nous porterons les corrections
Pour cela nous aurons en soin de Conserver une Première colonne dans laquelle nous indiquerons successivement le nœud que nous libérons.
Par exemple:



Si nous libérons le nœud B, nous avons dans la barre: $-C_{BA} M_B$ dans BC: $-C_{BC} M_B$ et dans BE: $-C_{BE} M_B$

Dès qu'un moment est réparti nous n'avons plus qu'à le Considérer puisque dans la suite nous n'aurons à prendre en compte pour le nœud B

que les moments transmis provenant de la libération des autres nœuds; aussi pour éviter toute erreur nous soulignerons les moments répartis. les moments transmis sont en AB: $-C_{BA} \frac{M_B}{2}$ en EB: $-C_{BE} \frac{M_B}{2}$ Nous porterons les moments

transmis sur la même ligne que les moments répartis.

Opérons de même pour les nœuds C, D, E le premier tour des nœuds est alors accompli.

Revenons alors au nœud B. et après avoir exécuté ainsi 3 ou 4 fois le tour des nœuds on constatera que les moments répartis et les moments transmis deviennent négligeables.

Il ne reste plus alors qu'à faire la somme des moments inscrits dans chaque colonne pour avoir le moment cherché.

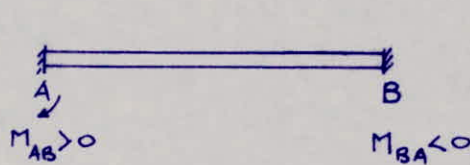
Pour des constructions symétriques, symétriquement chargées on a :

a. le nombre de travée est pair ; dans ces conditions tous les nœuds situés sur l'axe de symétrie, par raison de symétrie, ne subissent aucune rotation. Par conséquent toutes les barres qui coïncident avec l'axe de symétrie ne supportent aucun moment ; et les barres aboutissant aux nœuds qui se trouvent sur l'axe de symétrie peuvent être considérées comme encastrees en ces nœuds. Il suffira donc d'étudier la partie située à gauche de l'axe de symétrie.

b. le nombre de travée est impair : Dans ces conditions l'axe de symétrie des barres est en leur milieu.

Dans ce cas on se contentera d'étudier la moitié de la construction située à gauche de l'axe de symétrie en attribuant aux poutres de la travée centrale les moments correspondant à leurs portées réelles mais en leur attribuant une raideur fictive égale à la moitié de leur raideur réelle.

Convention de Signe.

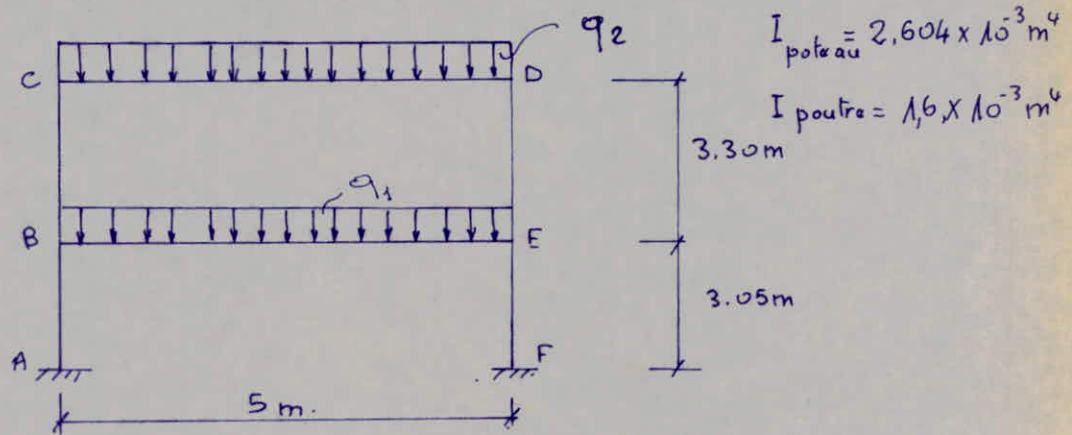


$$M_{AB} = +\frac{PL^2}{12} \quad ; \quad M_{BA} = -\frac{PL^2}{12}$$

CALCUL DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS

BLOC B

Sens Transversal.



Sous G:

Portique de rive : $q_1 = 2309 \text{ Kg/ml}$
 $q_2 = 1300 \text{ Kg/ml}$

Portique Intermediaire : $q_1 = 2218 \text{ Kg/ml}$
 $q_2 = 1925 \text{ Kg/ml}$

Sous P:

Portique de rive : $q_1 = 685 \text{ Kg/ml}$
 $q_2 = 168 \text{ Kg/ml}$

Portique Intermediaire : $q_1 = 1370 \text{ Kg/ml}$
 $q_2 = 336 \text{ Kg/ml}$

Bloc C.

Sens Transversal

Sous G

Portique de rive : $q_1 = 2172 \text{ Kg/ml}$
 $q_2 = 1253 \text{ Kg/ml}$

Portique Intermediaire : $q_1 = 1944 \text{ Kg/ml}$
 $q_2 = 1830 \text{ Kg/ml}$

Sous P

Portique de rive : $q_1 = 685 \text{ Kg/ml}$
 $q_2 = 168 \text{ Kg/ml}$

Portique Intermediaire : $q_1 = 1370 \text{ Kg/ml}$
 $q_2 = 335 \text{ Kg/ml}$

Vue que le nombre de travées est impair, donc on se contentera d'étudier la moitié de la structure située à gauche de l'axe de symétrie en attribuant aux poutres une raideur fictive égale à la moitié de leur raideur réelle.

$$\text{d'ou } R'_{CO} = R'_{BE} = \frac{0.32}{2} \cdot 10^{-3} = 0.16 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Coefficients de repartition.

$$C_{jk} = \frac{R_{jk}}{\sum_{k=1}^n R_{jk}}$$

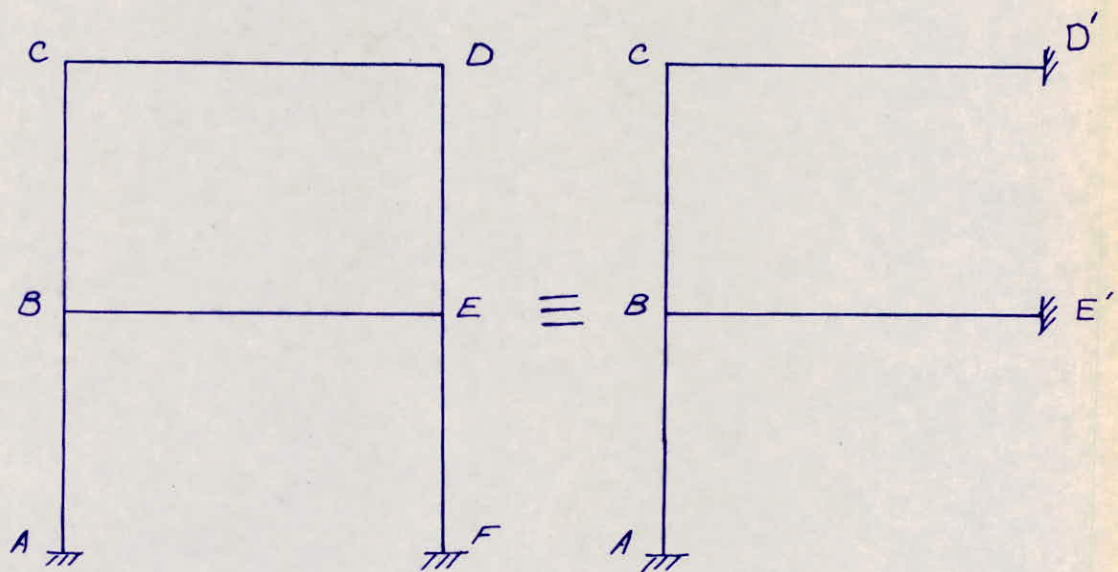
$$C_{BA} = 0.476$$

$$C_{BE} = 0.09$$

$$C_{BC} = 0.434$$

$$C_{CB} = 0.827$$

$$C_{CO} = 0.173$$



Portique De rive

	A		B			C	
	AB	BA	BE'	BC	CB	CD'	
c_{ij}		0,476	0,09	0,434	0,827	0,173	
M_{ij}			4525			2610	
B	-1076,95	-253,9	-407,25	-1963,85	-981,925		
C				-673,209	-1346,418	-201,657	
B	160,224	320,447	60,589	292,173	146,086		
C				-60,406	-120,813	-25,273	
B	14,377	28,753	5,436	26,216	13,108		
C				-5,42	-10,84	-2,268	
B	1,29	2,58	0,488	2,352	1,176		
C				-0,486	-0,972	-0,203	
B	0,116	0,231	0,044	0,211	0,105		
C				-0,043	-0,087	-0,018	
B	0,01	0,02	0,004	0,019	0,009		
C				-0,004	-0,007	-0,003	
B	0,001	0,002		0,002	0,001		
M_f	-900,932	-1801,864	4184,311	-2382,448	-2300,572	2300,572	

Portique Intermediaire

	A		B			C	
	AB	BA	BE'	BC	CB	CD'	
c_{ij}		0,476	0,09	0,434	0,827	0,173	
M_{ij}			4050			3830	
B	-963,9	-1927,8	-363,5	-1757,7	-878,85		
C				-103,271	-206,542	-507,608	
B	288,758	579,517	109,194	528,56	263,28		
C				-108,866	-217,732	-45,547	
B	25,91	51,82	9,798	47,248	23,624		
C				-9,768	-19,537	-4,087	
B	2,324	4,649	0,879	4,239	2,120		
C				-0,877	-1,753	-0,367	
B	0,209	0,417	0,079	0,381	0,191		
C				-0,079	-0,158	-0,033	
B	0,019	0,038	0,007	0,034	0,017		
C				-0,007	-0,014	-0,003	
B	0,002	0,003		0,003	0,001		
M_f	-646,67	-1291,356	3806,438	-2515,103	-3255,353	3255,353	

Bloc C
 sous G
 sens Transversal

Portique de rive

	A	B			C	
	AB	BA	BE'	BC	CB	CD'
C_{ij}		0,476	0,109	0,434	0,827	0,173
M_{ij}			1427			350
B	-339,626	-679,252	-128,43	-619,318	-309,659	
C				-16,681	-33,362	-6,979
B	3,97	7,94	1,501	7,139	3,62	
C				-1,497	2,994	-0,626
B	0,356	0,712	0,135	0,650	0,325	
C				-0,134	-0,269	-0,056
B	0,032	0,064	0,012	0,058	0,029	
C				-0,012	-0,024	-0,005
B	0,003	0,006	0,001	0,005	0,003	
M_f	-335,265	-670,53	1300,219	-629,69	-342,331	342,334

Portique Intermediaire

	A	B			C	
	AB	BA	BE'	BC	CB	CD'
C_{ij}		0,476	0,109	0,434	0,827	0,173
M_{ij}			2792			698
B	-644,496	-1288,992	-251,28	-1241,728	-605,864	
C				-38,098	-76,196	-15,939
B	9,067	18,135	3,429	16,534	8,267	
C				-3,418	-6,836	-1,43
B	0,813	1,627	0,308	1,483	0,742	
C				-0,307	-0,614	-0,128
B	0,073	0,146	0,028	0,133	0,67	
C				-0,277	-0,554	-0,092
B	0,066	0,132	0,025	0,12	0,06	
C				-0,025	-0,05	-0,01
B	0,006	0,012	0,002	0,011	0,005	
M_f	-654,471	-1308,94	2544,512	-1235,574	-680,338	680,4

Bloc C
sous P

Sens Transversal

noeud	A	B			C	
barres	AB	BA	BE'	BC	CB	CD'
C_{ij}		0,476	0,09	0,434	0,827	0,173
M_{ij}			4621			4010
B	-1099,798	-2199,596	-415,89	-2005,514	-1002,757	
C				-1243,485	-2486,99	-520,253
B	295,952	591,904	111,914	539,677	269,838	
C				-111,578	-223,156	-46,682
B	26,555	53,111	10,042	48,485	24,212	
C				-10,012	-20,023	-4,189
B	2,383	4,766	0,901	4,345	2,173	
C				-0,898	-1,797	-0,376
B	0,214	0,427	0,081	0,390	0,195	
C				-0,081	-0,161	-0,033
B	0,02	0,04	0,007	0,04	0,02	
C				-0,008	-0,017	-0,014
B	0,002	0,004		0,003		
M_f	-774,672	-1549,344	4380,055	-2778,706	-3438,463	3438,463

Portique derive

noeud	A	B			C	
barres	AB	BA	BE'	BC	CB	CD'
C_{ij}		0,476	0,09	0,434	0,827	0,173
M_{ij}			4810			2708
B	-1144,78	-2289,56	-432,9	-2087,54	-1043,77	
C				-688,159	-1376,318	-287,912
B	-163,782	-327,564	-61,934	-298,661	-149,33	
C				-61,748	-123,496	-25,834
B	14,696	29,392	5,557	26,799	13,399	
C				-5,54	-11,081	-2,318
B	1,318	2,637	0,499	2,404	1,202	
C				-0,497	-0,994	-0,208
B	0,118	0,236	0,045	0,216	0,108	
C				-0,045	-0,089	-0,019
B	0,011	0,021	0,004	0,019	0,01	
C				0,004	-0,008	-0,002
B	0,001	0,002		0,002	0,001	
M_f	-964,854	-1929,708	4445,139	-2515,432	-2391,706	2391,707

Bloc B
sous G - Portique Intermediaire
sens Transversal

Portique de rive

	B			C		
	AB	BA	BE'	BC	CB	CD'
		0,476	0,09	0,434	0,827	0,173
			1427			350
B	-339,626	-679,252	-128,43	-619,318	-309,653	
C				-16,681	-33,362	-6,979
B	+3,97	+7,940	+1,501	7,240	3,620	
C				-1,497	-2,994	-0,626
B	0,356	0,713	0,135	0,650	0,325	
C				0,134	-0,269	-0,056
B	0,032	0,064	0,012	0,058	0,029	
C				-0,012	-0,024	-0,005
B	0,003	0,006	0,001	0,005	0,0025	
C				-0,001	-0,0021	-0,0004
B	0,00025	0,0005	0,00009	0,0004		
Mf	-335,265		1300,219		-342,334	
		-670,529		-629,690		342,334

Portique Intermediaire

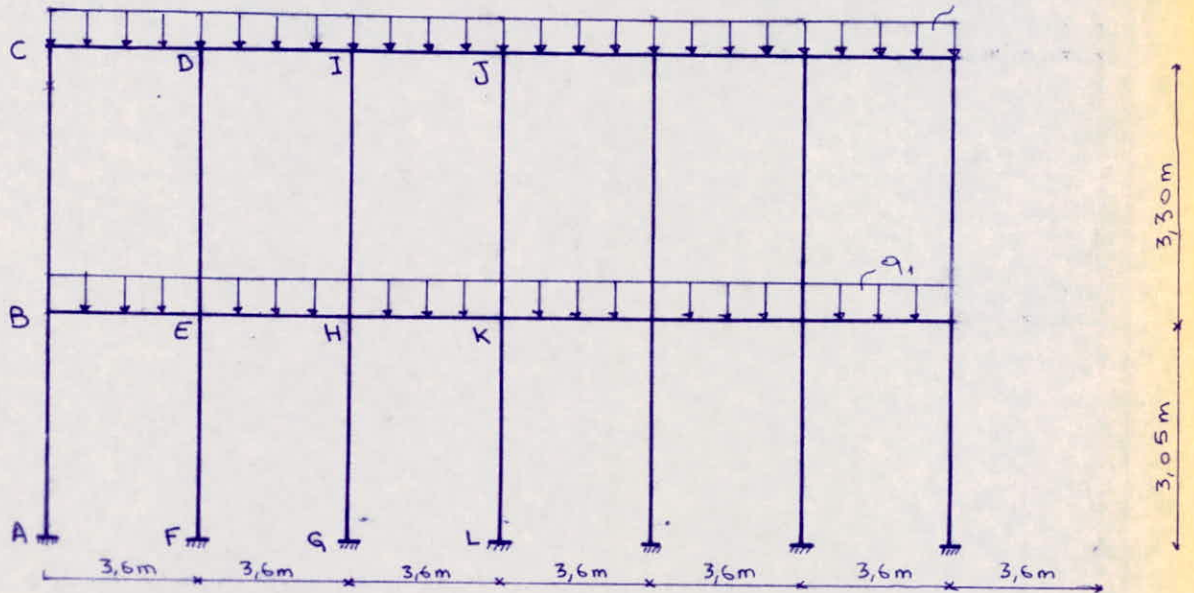
	B			C		
	AB	BA	BE'	BC	CB	CD'
		0,476	0,09	0,434	0,827	0,173
			2854			700
B	-679,252	-1358,504	-256,86	-1238,636	-619,318	
C				-33,362	-66,724	-13,958
B	7,94	15,88	3,003	14,479	7,24	
C				-2,994	-5,987	-1,253
B	0,713	1,425	0,269	1,299	0,65	
C				-0,269	-0,538	-0,112
B	0,064	0,128	0,024	0,117	0,058	
C				-0,024	-0,048	-0,01
B	0,006	0,011	0,002	0,01	0,005	
C				-0,002	-0,004	-0,0009
B	0,0005	0,001	0,0002	0,0009	0,0004	
Mf	-670,529		2600,438		-684,666	
		-1341,059		-1259,381		684,666

Bloc B :
sous D

sans Transversal

BLOC B

sens Longitudinal



sous G : $q_1 = 2118 \text{ kg/ml}$

$q_2 = 375 \text{ kg/ml}$

$I_{\text{poteau}} = 6,51 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

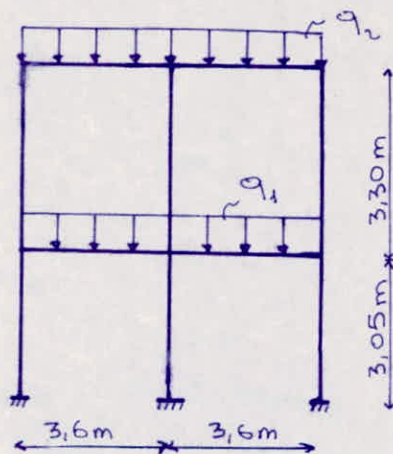
$I_{\text{poutre}} = 5,625 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

sous P : $q_1 = 558 \text{ kg/ml}$

$q_2 = 0$

BLOC C

sens Longitudinal



sous G :- $q_1 = 1790 \text{ kg/ml}$

$q_2 = 375 \text{ kg/ml}$

sous P :- $q_1 = 558 \text{ kg/ml}$

$q_2 = 0$

Bloc C

Sens Longitudinal

sous G

nouveau	A			B			C	
	AB	BA	BE	BC	CB	CD		
barre		0,376	0,276	0,348	0,558	0,442		
Sij			1933			405		
Mij								
B	-363,404	-726,808	-553,358	-672,684	-336,342			
C				-19,155	-38,311	-39,347		
B	2,679	2,353	5,339	6,805	2,102			
C				-0,949	-1,898	-1,504		
B	1,770	0,353	0,262	0,250	0,165			
C				-0,046	-0,092	-0,070		
B	0,000	1,100	0,870	0,016	0,008			
C				-0,002	-0,004	-0,003		
Mf	-359,541	-719,082	-405,154	-685,689	-342,842	-342,842		

sous P

nouveau	A			B			C	
	AB	BA	BE	BC	CB	CD		
barre		0,337	0,220	0,248	0,558	0,442		
Sij			597					
Mij								
B	-112,236	-224,472	-164,372	-207,954	-103,977			
C				-28,988	-57,976	-45,911		
B	5,119	10,897	7,998	10,086	5,043			
C				-1,402	-2,804	-2,229		
B	0,164	0,328	0,238	0,190	0,124			
C				-0,068	-0,138	-0,108		
B	0,013	0,025	0,019	0,024	0,012			
C				-0,003	-0,007	-0,005		
Mf	-112,962	-225,923	-123,822	-187,896	-93,948	-93,948		

PB 03485
ariès p. 67-1-

BLOC B

Sens Longitudinal - sous G

	A		B				E			F	H				G	K	C		D			I		J
	AB	BA	BC	BE	EB	ED	EH	EF	FE	HE	HI	HK	HG	GH	KH	CB	CB	DC	DE	DI	ID	IH	IJ	JI
M ₁		0,376	0,348	0,276	0,216	0,273	0,216	0,295		0,216	0,273	0,216	0,295			0,558	0,442	0,307	0,387	0,307	0,307	0,387	0,307	
M ₂				2,179	-2,179					-2,179		2,179			-2,179	4,05	-4,05		4,05		-4,05		4,05	-4,05
B	-409,65	-819,304	-758,292	-601,409	-300,706											-379,15								
E			32,476	64,952	82,092	64,952	88,707	44,354		32,476														
H							-3,567			-7,015	-8,866	-7,015	-9,58	-4,79	-3,567									
C			-7,213																					
D							-6,887											-14,429	-11,429					
I																			-5,423	-10,847	-13,763	-10,847	-5,423	
B	-4,749	-9,499	-8,792	-6,973	-3,486					1,907												1,513	3,026	1,513
E				1,494	2,987	3,776	2,987	4,108	2,104	1,494														
H																								
C			2,739				-0,367			-0,735	-0,928	-0,735	-1,003	-0,502	-0,367									
D																								
I																								
B	-0,796	-1,592	-1,473	-1,168	-0,584					0,255														
E				0,219	0,438	0,554	0,438	0,598	0,299	0,219														
H																								
C			0,444				-0,105			-0,102	-0,129	-0,102	-0,14	-0,07	-0,051									
D																								
I																								
B	-0,123	-0,249	-0,231	-0,183	-0,091					0,037														
E				0,004	0,009	0,011	0,009	0,012	0,006	0,004														
H																								
C			0,067				-0,004			-0,009	-0,011	-0,009	-0,012	-0,006	-0,004									
D																								
I																								
B	-0,013	-0,027	-0,025	-0,019	-0,01					0,004														
M ₁	-415,333	-830,671	-772,776	1603,446	-2415,46	78,299	2243,457	93,397	46,699	-2152,668	-2,737	2177,139	-10,735	-5,368	2179,069	392,33	32,31	440,978	26,756	393,909	407,922	-0,562	408,496	-406,748

BLOC C

CALCUL DES MOMENTS EN TRAVÉE ET DES EFFORTS TRANCHANTS:

Sens Transversal

sous G:

$$M_t = M_o - \frac{M_w + M_e}{2}$$

PORTIQUE TRAVÉE	rive	Intermediaire
	M_t (Kg.m)	M_t (Kg.m)
BE	2603	2269
CD	1615	2463

sous P:

PORTIQUE TRAVÉE	rive	Intermediaire
	M_t (Kg.m)	M_t (Kg.m)
BE	840	1738
CD	183	366,5

Sens Longitudinal:

$$M_t = M_o - \frac{M_w + M_e}{2}$$

Sous G:

M _t TRAVÉE	M_t (Kg.m)
	BE, EE'
CD, DD'	328

M _t TRAVÉE	M_t (Kg.m)
	BE, EE'
CD, DD'	360

Efforts Tranchants ; Sens Transversal : G

Travée T (Kg)	rive				Intermediaire			
	AB	BC	BE	CD	AB	BC	BE	CD
T _w	-885	-1419	5430	3133	-635	-1748	4860	4575
T _e	-885	-1419	-5430	-3133	-635	-1748	-4860	-4575

$$T_w = T_o + \frac{M_w - M_e}{e}$$

$$T_e = -T_o + \frac{M_w - M_e}{e}$$

Sous P:

rive

Intermediaire

Travée T(Kg)	AB	BC	BE	CD
T _w	-330	-295	1713	420
T _e	-330	-295	-1713	-420

Travée T(Kg)	AB	BC	BE	CD
T _w	-644	-581	3425	838
T _e	-644	-581	-3425	-838

Sens longitudinal

Sous G

	AB	BC	BE	CD	DD'	EE'	E'D'	E'F'
T _w	-354	-320	3417	727	623	3027	-320	-354
T _e	-354	-320	-3027	-623	-727	-3417	-320	-354

Sous P

	AB	BC	BE	CD	DD'	EE'	E'D'	E'F'
T _w	-116	-72	1054	20	-20	936	-72	-116
T _e	-116	-72	-936	20	-20	-1054	-72	-116

Bloc B

Sens Transversal

Sous G

Portique Travée	rive	intermediaire
	M _e (kg.m)	M _e (kg.m)
BE	2771	2551
CD	1671	2577

Sous P

Portique Travée	rive	Intermediaire
	M _e (kg.m)	M _e (kg.m)
BE	840	1680
CD	183	366

sens Longitudinal

Travée	BE	EH	HK	CD	DI	IJ
	M_e (kg.m)	M_e (kg.m)	M_e (kg.m)	M_e (kg.m)	M_e (kg.m)	M_e (kg.m)
sous G	1273	1072	1096	201	206	199
sous P	350	294	301	0	0	0

sens Transversal

Sous G:

Portique de rive

Travée T (kg)	AB	BC	CD	BE
T_e	-762	-2006	-3250	-5773
T_w	-762	-2006	3250	5773

Portique Intermediaire

Travée T (kg)	AB	BC	CD	BE
T_e	-949	-1583	-4813	-5545
T_w	-949	-1583	4813	5545

Sous P:

Portique de rive

Travée T (kg)	AB	BC	CD	BE
T_e	-330	-295	-420	-1713
T_w	-330	-295	420	1713

Portique Intermediaire

Travée T (kg)	AB	BC	CD	BE
T_e	-644	-581	-840	-3426
T_w	-644	-581	840	3426

sens Longitudinal

Sous P

Travée T (kg)	BE	EH	HK	CD	DI	IJ
T_e	-1068	-995	-1004	17	-4,2	1
T_w	937	1010	1001	17	-4,2	1

Sous G:

Travée T (kg)	BE	EH	HK	CD	DI	IJ
T_e	-3858	-3607	-3634	-683	-679	-675
T_w	3407	3658	3631	667	671	675

-ANALYSE

SISMIQUE

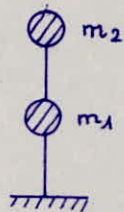
-CHARGES

HORIZONTALES

ANALYSE SISMIQUE

BLOC 13

Notre structure se modélisera de la manière suivante :



avec : $m_1 = 144\,099 \text{ kg}$

$m_2 = 106\,444 \text{ kg}$

Les calculs des rigidités de niveau se feront par la méthode **HOLZER** transformée

et les valeurs propres seront obtenues par la méthode des déplacements - matrice de rigidité.

Cette dernière méthode consiste, lorsque un système dynamique ayant n d° de liberté dynamiques, peut exécuter, comme suite à une impulsion extérieure, un mouvement oscillatoire, autour de sa position d'équilibre statique. A un instant t donné les déplacements horizontaux seront : $x_1(t), x_2(t), \dots, x_k(t), \dots, x_n(t)$.

Si on considère le système ayant tous les degrés de liberté bloqués, à l'aide des appuis articulés, et chargé seulement avec une force $R_{kk}(t)$, qui produit le déplacement $x_k(t)$ du niveau k , alors dans les blocages on trouve les réactions k et une seule force d'inertie : celle correspondante au niveau k , la seule qui exécute le mouvement. De la même manière on peut déplacer chaque niveau, en trouvant chaque fois une force d'inertie et les réactions des blocages.

En réalité le système est libre, donc la somme des réactions pour chaque blocage doit être nulle

$$R_1(t) = R_2(t) = \dots = R_k(t) = \dots = R_n(t) = 0$$

Chaque réaction peut être exprimée en fonction des coef. de rigidité (force nécessaire à produire un déplacement unitaire) pour l'appui k . D'où la réaction totale

$$R_k = -I_k(t) + \sum_{j=1}^n r_{kj} \cdot x_j(t) = 0 \quad \text{où } I_k = -m_k \ddot{x}_k(t) \text{ (Force d'inertie)}$$

Les équations qui expriment le mouvement auront donc la forme :

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1(t) + r_{11} \cdot x_1(t) + r_{12} \cdot x_2(t) + \dots + r_{1k} \cdot x_k(t) + \dots + r_{1n} \cdot x_n(t) = 0 \\ \vdots \\ m_k \ddot{x}_k(t) + r_{k1} \cdot x_1(t) + r_{k2} \cdot x_2(t) + \dots + r_{kk} \cdot x_k(t) + \dots + r_{kn} \cdot x_n(t) = 0 \\ \vdots \\ m_n \ddot{x}_n(t) + r_{n1} \cdot x_1(t) + r_{n2} \cdot x_2(t) + \dots + r_{nk} \cdot x_k(t) + \dots + r_{nn} \cdot x_n(t) = 0 \end{cases} \quad [I]$$

En admettant des solutions particulières ayant la forme :

$$x_k(t) = A_k \sin(\omega t + \varphi)$$

Le système (I) deviendra :

$$\begin{cases} (r_{11} - m_1 \omega^2) A_1 + r_{12} A_2 + \dots + r_{1k} A_k + \dots + r_{1n} A_n = 0 \\ r_{k1} A_1 + r_{k2} A_2 + \dots + (r_{kk} - m_k \omega^2) A_k + \dots + r_{kn} A_n = 0 \\ r_{n1} A_1 + r_{n2} A_2 + \dots + r_{nk} A_k + \dots + (r_{nn} - m_n \omega^2) A_n = 0 \end{cases} \quad [II]$$

où r_{jk} représente la réaction que l'on trouve dans l'appui j quand on impose un déplacement unitaire selon la direction k . Selon le théorème de Betti on a toujours $r_{jk} = r_{kj}$.

Pour que le système [II], linéaire et homogène, puisse admettre des solutions $\neq 0$, il est nécessaire que le déterminant principal soit nul. Ce dernier constituant l'équation caractéristique, ses solutions seront les pulsations propres de la structure ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_k < \dots < \omega_n$)

d'où $\Delta(\omega) =$

$$\Delta(\omega) = \begin{vmatrix} (r_{11} - m_1 \omega^2) & r_{12} & \dots & r_{1k} & \dots & r_{1n} \\ r_{k1} & r_{k2} & \dots & (r_{kk} - m_k \omega^2) & \dots & r_{kn} \\ r_{n1} & r_{n2} & \dots & r_{nk} & \dots & (r_{nn} - m_n \omega^2) \end{vmatrix} = 0$$

En utilisant l'écriture matricielle, les équations [II] s'écrivent alors

$$([R] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \quad [III] \quad \text{ou} \quad ([R] - \omega^2 [M]) \{\phi\} = \{0\} \quad [III']$$

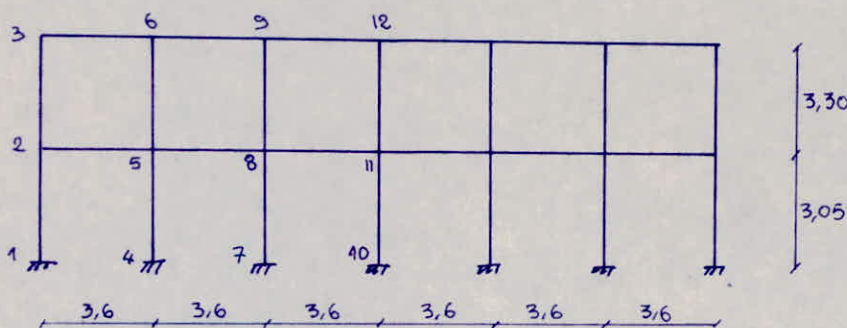
où $[R]$ est la matrice de rigidité composée des coef. r_{jk} , elle est carrée, symétrique et de l'ordre $n \times n$.

Les valeurs propres seront obtenues à partir de :

$$\Delta(\omega) = |[R] - \omega^2 [M]| = 0 \quad [IV] \quad \text{ou} \quad ([R] - \omega_i^2 [M]) \{\phi\}_i = 0 \quad [IV']$$

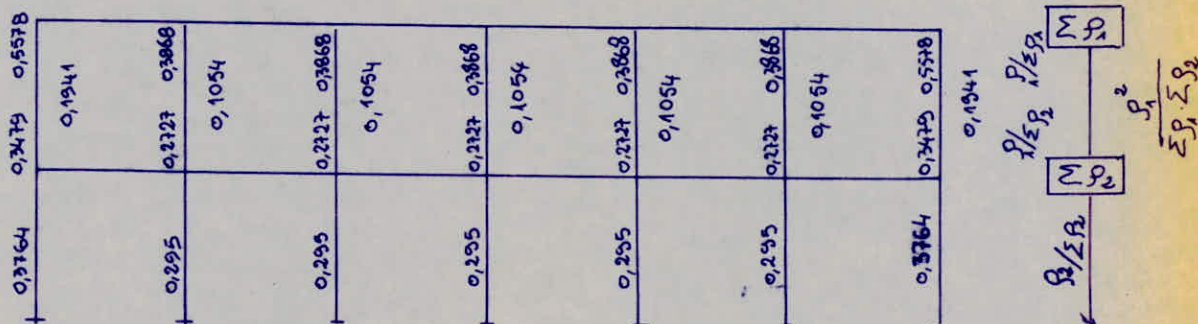


Bloc B sans longitudinal



$$I_{\text{poteau}} = 6,51 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{\text{poutre}} = 5,63 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$



Coefficients de correction:

$$A_{jk} = 1 - 0,75 \left(\frac{P_1}{\Sigma P_1} + \frac{P_1}{\Sigma P_2} - \frac{P_1^2}{\Sigma P_1 \cdot \Sigma P_2} \right) \quad \text{pour le cas de schéma suivant:}$$

et

$$A_{jk} = 1 - 0,75 \cdot \frac{P_2}{\Sigma P_2} \quad \text{pour le cas de schéma suivant:}$$



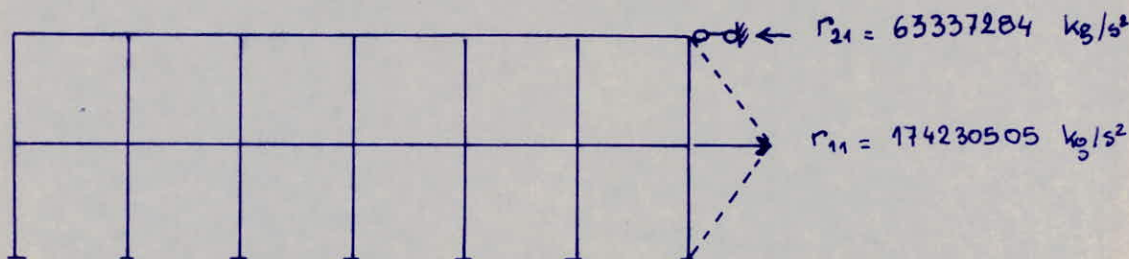
où $R_0 = \frac{12 EI_0}{l_0^3}$; $r_{jk} = A_{jk} \frac{P_{jk}}{\lambda_{jk}^2}$; $R_k = r_k \cdot R_0$ et $r_k = \frac{1}{\lambda_{jk}^2} \sum_{s=1}^n P_{jk}^{(s)} A_{jk}^{(s)}$

$R_0 = 10605,44 \text{ kg/cm}$

TABLEAU : donnant les rigidités de niveau

Niveau	Coef. de corr. A_{jk}		Rigidité relative P_{jk}	long. transl. λ_{jk}	Coef. de rigidité r_{jk}		Coef. rig. total r_k	Rigidité relat. niveau R_k
	Poteau rive	Poteau intermed.			Poteau rive	Poteau intermed.		
2	0,4663	0,5844	0,9243	1,0819	0,3682	0,4615	6,0878	64563,8
1	0,7177	0,7788	1,0000	1,0000	0,7177	0,7788	10,6588	113041,3

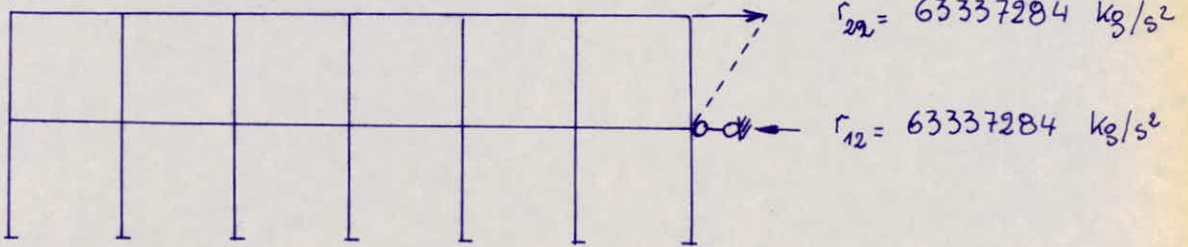
CALCUL de la matrice de rigidité :



On bloque le nœud 2 et on laisse libre le nœud 1

$r_{jk} = R_k \cdot g \quad (g = 981 \text{ cm/s}^2)$

Maintenant on débloque 1 et on bloque 2



On a

$$[M] \{\ddot{x}\} + [R] \{x\} = 0 \Rightarrow -\omega^2 [M] \{x\} + [R] \{x\} = 0$$

Il faut $\det [R] - \omega^2 [M] = 0$

où $[R] = \begin{bmatrix} 174230505 & -63337284 \\ -63337284 & 63337284 \end{bmatrix}$

- Calcul des pulsations et périodes propres :

$$\left| \begin{bmatrix} 174230505 & -63337284 \\ -63337284 & 63337284 \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} 144099 & 0 \\ 0 & 106444 \end{bmatrix} \right| = 0$$

$$\Leftrightarrow 457912,27 - 1804,13 \omega^2 + \omega^4 = 0$$

$$\Rightarrow \omega_2^2 = 1498,565 \rightarrow T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0,162 \text{ s}$$

$$\omega_1^2 = 305,57 \rightarrow T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0,359 \text{ s}$$

- d'où le calcul des ordonnées des 2 modes :

Par la formule [IV'] $\rightarrow \begin{cases} (r_{11} - \omega_1^2 m_1) \phi_{11} + r_{12} \phi_{21} = 0 \\ r_{21} \phi_{12} + (r_{22} - \omega_2^2 m_2) \phi_{22} = 0 \end{cases}$

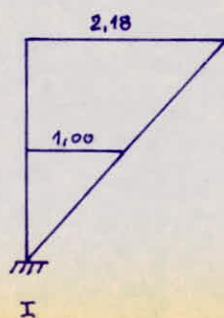
On admettra que :

$$\phi_{11} = \phi_{12} = 1$$

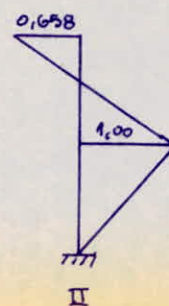
et il faut que pour n'importe quel mode de vibration l'ordonnée se trouvant à la base doit être nulle ($\phi_{01} = 0$)

Nous obtenons donc : 1^{er} mode $\rightarrow \phi_{21} = 2,18$

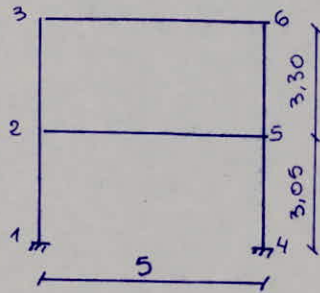
2^{em} mode $\rightarrow \phi_{22} = -0,658$



Les Formes Propres



Bloc B sans transversal.



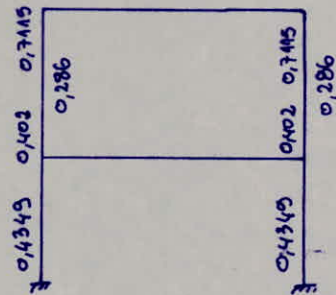
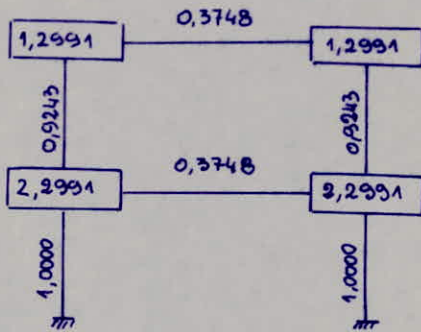
$$I_{\text{poteau}} = 2,604 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{\text{poutre}} = 1,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Calcul de rigidité de niveau

Valeur de référence I_0, l_0 : $I_0 = 2,604 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$; $l_0 = 3,05 \text{ m}$

BARRES	$I \text{ (m}^4\text{)}$	$l \text{ (m)}$	$k = \frac{I}{I_0}$	$\lambda = \frac{l}{l_0}$	$\rho = \frac{k}{\lambda}$
Poteau 1-2	$2,604 \cdot 10^{-3}$	3,05	1,0000	1,0000	1,0000
Poteau 2-3	$2,604 \cdot 10^{-3}$	3,30	1,0000	1,0819	0,9243
Poutre 3-6	$1,6 \cdot 10^{-3}$	5	0,6144	1,6393	0,3748
Poutre 2-5	$1,6 \cdot 10^{-3}$	5	0,6144	1,6393	0,3748



Coef. de correction:

$$A_{21} = 1 - 0,75(0,402 + 0,7115 - 0,286) = 0,3794$$

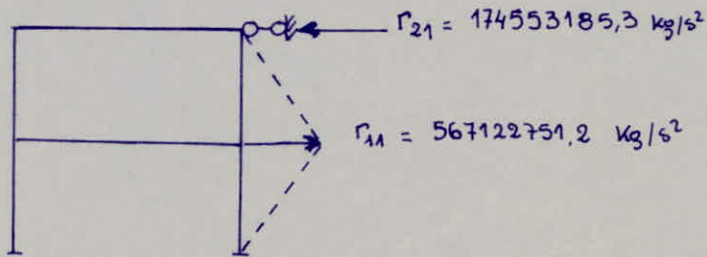
$$A_{10} = 1 - 0,75 \cdot 0,4349 = 0,6738$$

$$R_0 = \frac{12 E I_0}{l_0^3} = 42421,76 \text{ kg/cm}$$

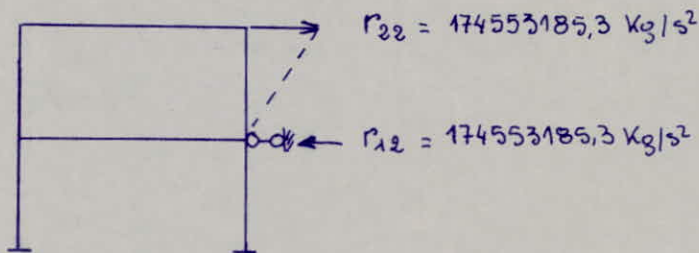
TABLEAU : donnant les rigidités de niveau.

Niveau	coef. corr. A_{jk}	rig. rel. ρ_{jk}	long. transl. λ_{jk}	Coef. rig. η_{jk}	Coef. rig. tot. π_k	Rig. rel. niv. R_k
2	0,3794	0,9243	1,0819	0,2996	4,1944	177933,83
1	0,6738	1,0000	1,0000	0,6738	9,4332	400172,95

Calcul de la matrice de rigidité :



$$r_{kj} = R_{kj} \cdot g \quad (g = 981 \text{ cm/s}^2)$$



$$[R] = \begin{bmatrix} 567122751,2 & -174553185,3 \\ -174553185,3 & 174553185,3 \end{bmatrix}$$

• Calcul des pulsations et périodes propres :

$$\left| \begin{bmatrix} 567122751,2 & -174553185,3 \\ -174553185,3 & 174553185,3 \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} 144099 & 0 \\ 0 & 106444 \end{bmatrix} \right| = 0$$

$$\Rightarrow 4467476,23 - 5575,51 \omega^2 + \omega^4 = 0 \quad \text{d'où} \quad \omega_2^2 = 4605,5 \rightarrow T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0,093 \text{ s}$$

$$\omega_1^2 = 970,04 \rightarrow T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0,202 \text{ s}$$

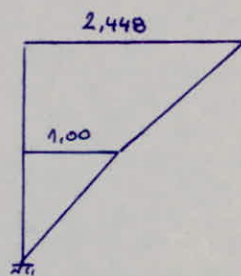
• Calcul des ordonnées (valeurs propres) des 2 modes :

Par la formule [IV'] où on admettra :

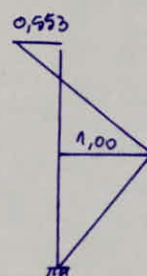
$$\phi_{01} = 0 \quad ; \quad \phi_{11} = \phi_{12} = 1$$

Pour le 1^{er} mode $\rightarrow \phi_{21} = 2,448$

Pour le 2^{em} mode $\rightarrow \phi_{22} = -0,553$



I



II

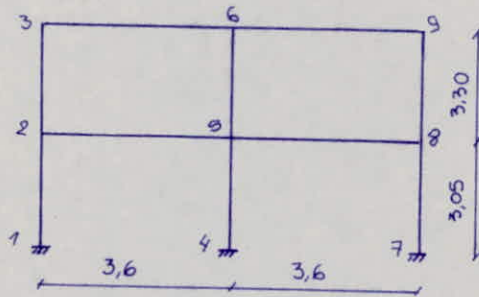
13 LOC C

Notre structure se modélisera de la manière suivante :



avec $m_1 = 55\,353 \text{ Kg}$
 $m_2 = 40\,604 \text{ Kg}$

- Analyse sismique Sens Longitudinal



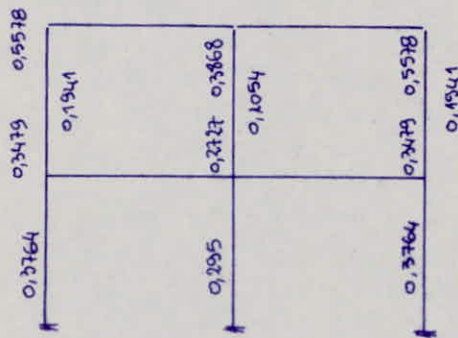
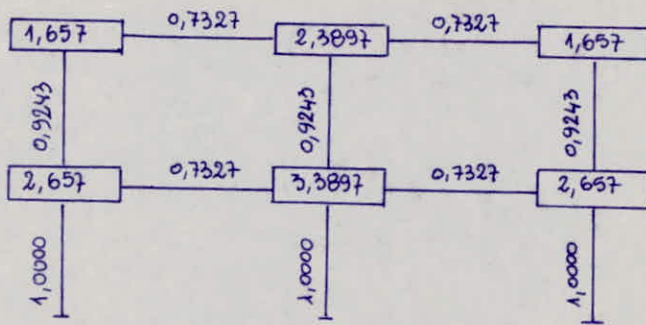
$I_{\text{potreau}} = 6,51 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

$I_{\text{poutre}} = 5,63 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

- Calcul des rigidités de niveau

Valeurs de référence I_0, l_0 $I_0 = 6,51 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$; $l_0 = 3,05 \text{ m}$

B A R R E S		$I (\text{m}^4)$	$l (\text{m})$	$k = \frac{I}{I_0}$	$\lambda = \frac{l}{l_0}$	$\rho = \frac{k}{\lambda}$
Poutres	1-2	$6,51 \cdot 10^{-4}$	3,05	1,0000	1,0000	1,0000
	2-3		3,30		1,0819	0,9243
	4-5		3,05		1,0000	1,0000
	5-6		3,30		1,0819	0,9243
	7-8		3,05		1,0000	1,0000
	8-9		3,30		1,0819	0,9243
Poutres	2-5	$5,63 \cdot 10^{-4}$	3,60	0,8648	1,1803	0,7327
	3-6		3,60		1,1803	0,7327
	5-8		3,60		1,1803	0,7327
	6-9		3,60		1,1803	0,7327



• Coef. de correction :

$$A_{21} = 1 - 0,75(0,3479 + 0,5578 - 0,1941) = 0,4663 \quad \text{Poteau de rive}$$

$$A_{21} = 1 - 0,75(0,2727 + 0,3868 - 0,1054) = 0,5844 \quad \text{Poteau intermédiaire}$$

$$A_{10} = 1 - 0,75 \times 0,3764 = 0,7177 \quad \text{Pt de rive}$$

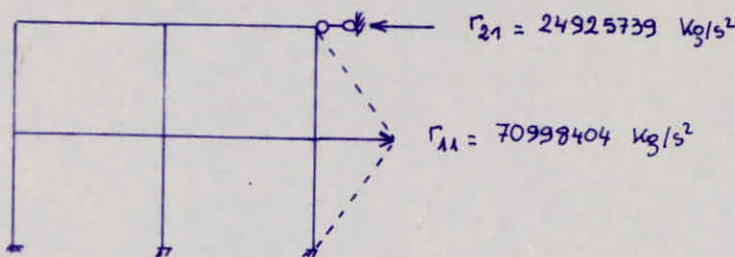
$$A_{10} = 1 - 0,75 \times 0,295 = 0,7788$$

$$R_0 = \frac{12EI_0}{l_0^3} = 10609,44 \text{ Kg/cm.}$$

TABLEAU des rigidités de niveau :

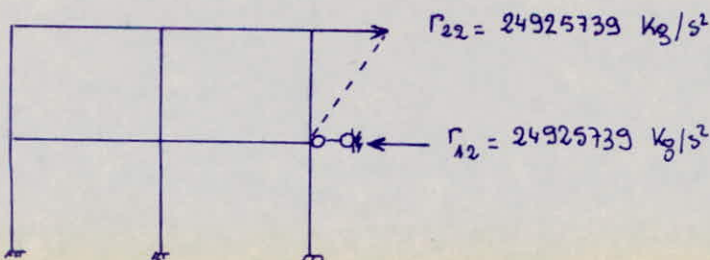
Niveau	Coef. de corr. A_{jk}		rig. relat. β_{jk}	lono. travée λ_{jk}	Coef. de rigidité r_{jk}		coef. de rig. tot r_k	Rig. rel. niv R_k
	Poteau de rive	Poteau intermed.			Poteau de rive	Poteau intermed.		
2	0,4663	0,5844	0,9243	1,0819	0,3682	0,4615	2,3958	25408,5
1	0,7177	0,7788	1,0000	1,0000	0,7177	0,7788	4,4284	46965

Matrice de rigidité :



niveau 2 bloqué, niveau 1 libre

$$r_{kj} = R_{kj} \cdot g \quad (g = 981 \text{ cm/s}^2)$$



niveau 2 débloqué, niveau 1 bloqué

$$[R] = \begin{bmatrix} 70998404 & -24925739 \\ -24925739 & 24925739 \end{bmatrix}$$

• Calcul des pulsations et périodes propres :

$$[M] \{\ddot{x}\} + [R] \{x\} = 0 \quad -\omega^2 [M] \{x\} + [R] \{x\} = 0$$

$$\det [R] - \omega^2 [M] = 0$$

$$\left| \begin{bmatrix} 70998404 & -24925739 \\ -24925739 & 24925739 \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} 55353 & 0 \\ 0 & 40604 \end{bmatrix} \right| = 0$$

$$\Rightarrow 510953,48 - 1897,77 \omega^2 + \omega^4 = 0 \quad \text{d'où } \omega_2^2 = 1572,93 \rightarrow T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0,158 \text{ s}$$

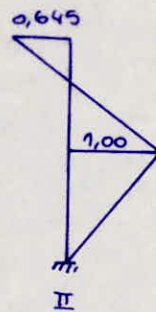
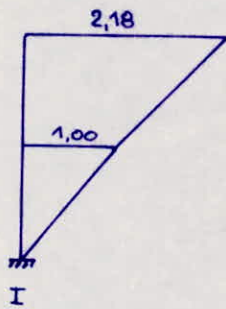
$$\omega_1^2 = 324,84 \rightarrow T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0,349 \text{ s}$$

• Calcul des ordonnées (valeurs propres) des 2 modes :

Par la formule (IV') où on admettra : $\phi_{01} = 0$; $\phi_{11} = \phi_{12} = 1$

Pour le 1^{er} mode $\rightarrow \phi_{21} = 2,18$

Pour le 2^{em} mode $\rightarrow \phi_{22} = -0,645$



Bloc C sans transversal :

Idem que pour le bloc B transversal

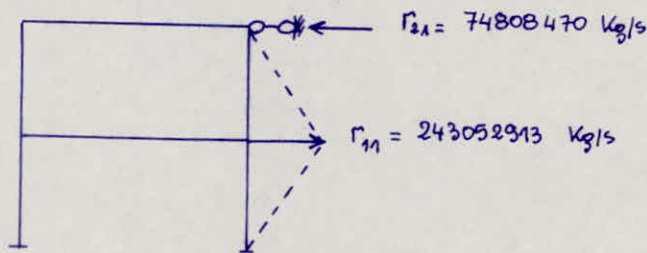
TABEAU : donnant les rigidités de niveau

$$R_0 = \frac{12 E I_0}{l_0^3} = \frac{12 \cdot 385182 \cdot 2,604 \cdot 10^5}{305^3}$$

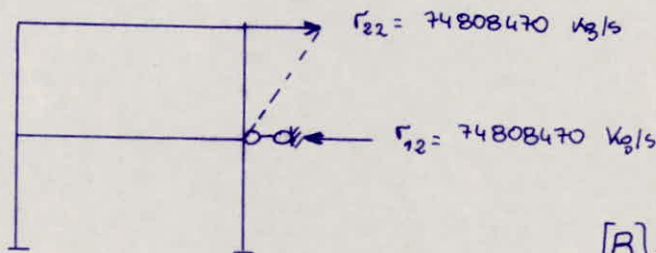
$$R_0 = 42421,76 \text{ kg/cm}$$

Niveau	coef. corr. A _{ix}	rig. rel. P _{ix}	long. transl. Z _{ix}	Coef. rig. n _{ix}	coef. rig. tot. n _{ix}	Rig. rel. niv. R _{ix}
2	0,3794	0,9243	1,0819	0,2996	1,7976	76257,36
1	0,6738	1,0000	1,0000	0,6738	4,0428	171502,7

Matrice de rigidité



$$\Gamma_{kj} = R_{kj} \cdot g \quad (g = 981 \text{ cm/s}^2)$$



$$[R] = \begin{bmatrix} 243052913 & -74808470 \\ -74808470 & 74808470 \end{bmatrix}$$

Calcul des pulsations et périodes propres :

$$\det / [R] - \omega^2 [M] / = 0$$

$$\left| \begin{bmatrix} 243052913 & -74808470 \\ -74808470 & 74808470 \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} 55353 & 0 \\ 0 & 40604 \end{bmatrix} \right| = 0$$

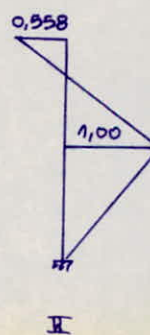
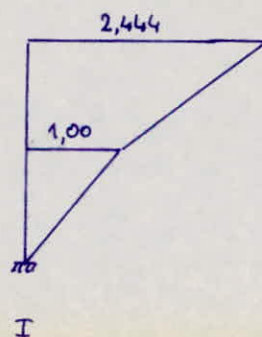
$$\Rightarrow 5599915,914 - 6233,35 \omega^2 + \omega^4 = 0 \text{ d'où } \omega_2^2 = 5144,91 \rightarrow T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0,087 \text{ s}$$

$$\omega_1^2 = 1088,44 \rightarrow T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0,19 \text{ s}$$

Calcul des ordonnées (valeurs propres) des 2 modes

Par la formule (IV') où on admettra : $\phi_{01} = 0$; $\phi_{11} = \phi_{12} = 1$

Pour le 1^{er} mode $\rightarrow \phi_{21} = 2,444$, Pour le 2^{em} mode $\rightarrow \phi_{22} = -0,558$



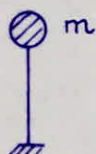
BLOC A (Auditorium)

Analyse sismique :

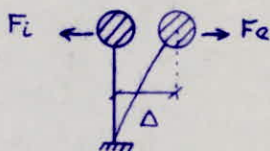
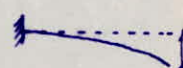
- Calcul de rigidité et valeurs propres :

On utilisera, pour cela, la méthode de MUTO et pour la détermination des pulsations et périodes propres, nous utiliserons un calcul dynamique.

Notre structure se modélisera de la manière suivante :



nous aurons donc une console :



nous avons : $F_i = -m\ddot{x}$ et $F_e = kx$
 et $F_e - F_i = 0$
 d'où $m\ddot{x} + kx = 0$ (1).

Nous travaillons dans le cas d'une oscillation non amortie.

(1) $\Leftrightarrow \ddot{x} + \frac{k}{m}x = 0$ avec $\omega^2 = \frac{k}{m}$

L'ensemble des solutions de l'équation différentielle $\ddot{x}(t) + \frac{k}{m}x(t) = 0$ est donné par la formule :

$$x(t) = a \cos \omega t + b \sin \omega t$$

où a et b sont des constantes arbitraires.

$a = B \sin \theta$ et $b = B \cos \theta$

d'où

$x(t) = B \sin(\omega t + \theta)$ avec $B = \sqrt{a^2 + b^2}$ et $\tan \theta = \frac{a}{b}$

En ayant, comme hypothèse : $x(0) = \Delta$ et $\dot{x}(0) = V_0$

on a : $a = \Delta$ et $b = \frac{V_0}{\omega}$

d'où $B = \sqrt{\Delta^2 + \frac{V_0^2}{\omega^2}}$

et nous avons à l'élongation de vibration l'amplitude $X_0 = \max x(t)$ qui s'y ajoute.
 $X_0 = B$

$\Rightarrow \sin(\omega t + \theta) = 1 \Rightarrow \omega t + \theta = (2n+1) \frac{\pi}{2}$

A $t=0$, $V_0=0 \Rightarrow X_0 = \Delta$.

$x(t) = x(t+T) = B \sin[\omega(t+T) + \theta] = B \sin(\omega t + \theta)$

d'où $\omega t + \omega T + \theta = \omega t + \theta + 2\pi \Leftrightarrow \omega T = 2\pi \Rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega}$

or $\omega^2 = \frac{k}{m} \Rightarrow T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$ avec $W = mg \Rightarrow m = \frac{W}{g}$

$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{\frac{W}{k}}$ $T = \frac{2\pi}{\sqrt{981}} \cdot \sqrt{\frac{W}{k}} \rightarrow \text{kg/cm}$

$T = 0,2 \sqrt{\frac{W}{k}}$

W poids du niveau considéré
 ($g = 981 \text{ cm/s}^2$)

CALCUL DES EFFORTS SOUS L'EFFET DES CHARGES HORIZONTALES

BLOC B et C

On utilisera à cet effet la méthode approchée de M^{re} MUTO.

PRINCIPE DE LA METHODE :

C'est une méthode qui permet d'analyser une structure constituée de portiques sollicités par des efforts horizontaux basés sur les rigidités de niveau d'étage.

Elle nous permet dans une première étape de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux correspondants des différents portiques, et en une deuxième étape d'en déduire les moments fléchissants dans les poteaux et poutres.

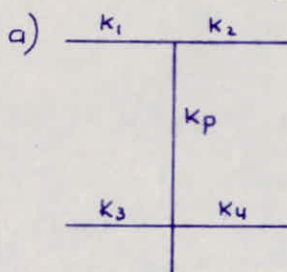
RESUME DE LA METHODE :

1. Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :-

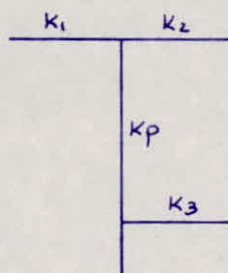
$$K_{\text{poteau}} = \left(\frac{I}{h}\right)_{\text{poteau}} \quad , \quad K_{\text{poutre}} = \left(\frac{I}{l}\right)_{\text{poutre}}$$

dans les deux sens : x et y.

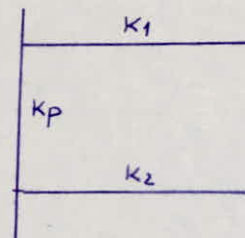
2. Calcul des coefficients \bar{K} : dans les deux sens x et y :



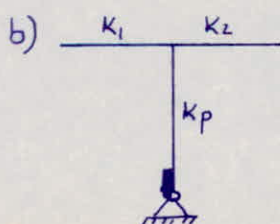
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



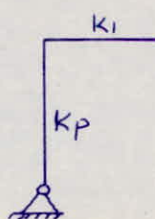
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$



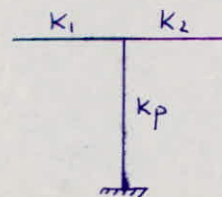
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$



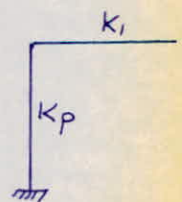
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



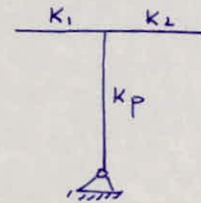
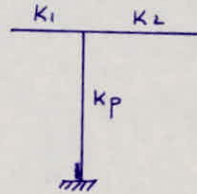
$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

3. Calcul des coefficients de correction a_j des rigidités des poteaux dans les deux sens x et y :

- en utilisant les formules:

$$a_j^{(i)} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad ; \quad a_j = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad ; \quad a_j = \frac{0,5 \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$$

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{2 K_{poteau}}$$



- en utilisant des tableaux.

4. Calcul des raideurs des poteaux corrigées $a_j k_j$ dans les sens x et y

5. Calcul de la quantité D_j :

$$D_j = \sum_{i=1}^{i=m} a_j^{(i)} \cdot K_j^{(i)}$$

sur le niveau.

pour chaque niveau des différents portiques transversales ou longitudinaux.

nota: $D_j = \frac{R_j}{\frac{12E}{h_j^2}} \Rightarrow R_j = \frac{12E}{h_j^2} \cdot D_j$

6. Calcul de la quantité $D_j = \sum D_j$ dans les 2 sens, ou bien Calcul des rigidités dans les 2 sens x et y .

$$R_{jx} = \sum R_{jx} = \frac{12E}{h_j^2} \sum D_{jx} = \frac{12E}{h_j^2} D_{jx}$$

$$R_{jy} = \frac{12E}{h_j^2} D_{jy}$$

7. Détermination du centre de torsion en utilisant la formule:

$$x_{cj} = \frac{\sum_{l=1}^k R_{jy}^{(l)} x_j^{(l)}}{\sum_{l=1}^k R_{jy}^{(l)}} \quad ; \quad y_{cj} = \frac{\sum_{l=1}^m R_{jx}^{(l)} y_j^{(l)}}{\sum_{l=1}^m R_{jx}^{(l)}}$$

8. Calcul de la rigidité de torsion $R_{j\theta}$ en chaque niveau par

la formule:

$$R_{j\theta} = \sum_{l=1}^{l=k} R_{jy}^{(l)} [x_j^{(l)}]^2 + \sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^{(l)} [y_j^{(l)}]^2$$

9. Calcul des efforts tranchants de niveau (j) revenant à chaque portique : transversal et longitudinal par les formules

$$T_{jx}^{(e)} = \varepsilon_{jx} \frac{R_{dx}^{(e)}}{R_{jx}} + \varepsilon_{jx} \frac{R_{dx}^{(e)} y_d^{(e)}}{R_{j\theta}} \cdot y_G$$

$$T_{jy}^{(e)} = \varepsilon_{jy} \frac{R_{dx}^{(e)} \cdot y_d^{(e)}}{R_{j\theta}} \cdot x_G$$

ou par les formules:-

$$T_{jy}^{(e)} = \varepsilon_{jy} \frac{R_{dy}^{(e)}}{R_{jy}}$$

$$T_{jx}^{(e)} = \varepsilon_{jx} \frac{R_{dx}^{(e)}}{R_{jx}}$$

10. Calcul des déplacements relatifs de niveau j pour chaque portique : dans les deux sens

$$\delta_j = \frac{T_j}{R_j} = \frac{T_j}{\frac{12E}{h_j^3} \cdot D_j}$$

11. Calcul des efforts tranchants de niveau (j) à chaque poteau des portiques transversaux et longitudinaux :

$$t_j = \frac{a_j K_d}{\sum a_j K_j} \cdot T_j = \frac{a_j K_d}{D_j} \cdot T_j$$

12. détermination de la position du point de moment nul :

$$z = y h$$

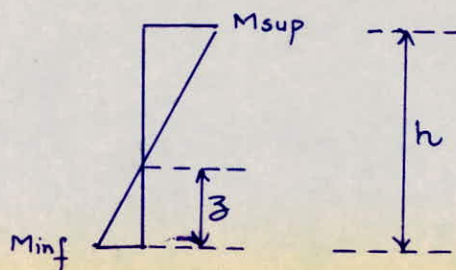
$$\text{avec : } y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

y_0, y_1, y_2 et y_3 sont donnés par des tableaux.

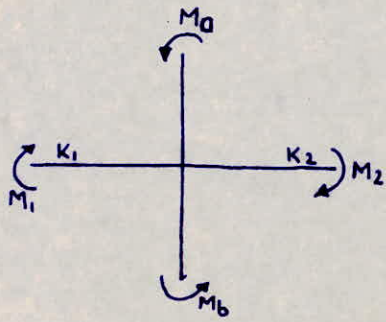
13. Calcul des moments aux têtes de poteaux

$$M_{sup} = t(h-z)$$

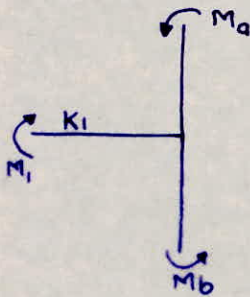
$$M_{inf} = t \cdot z$$



14. Calcul des moments dans les poutres :



$$\Rightarrow \begin{cases} M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} \cdot (M_a + M_b) \\ M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} \cdot (M_a + M_b) \end{cases}$$

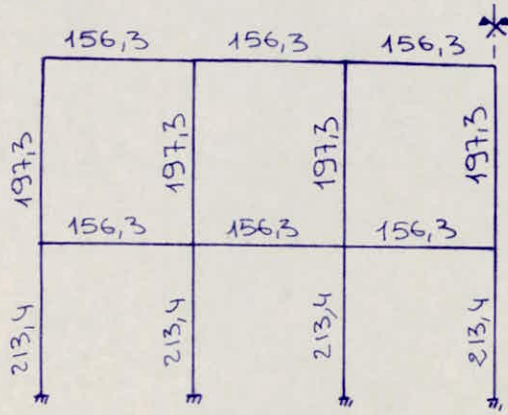


$$\Rightarrow M_1 = M_a + M_b$$

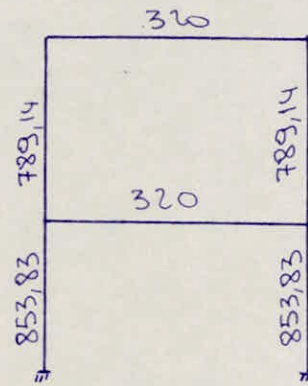
1) Calcul des rigidités linéaires des barres

$$K = \frac{I}{l} \quad [\text{cm}^3]$$

BLOC "B"

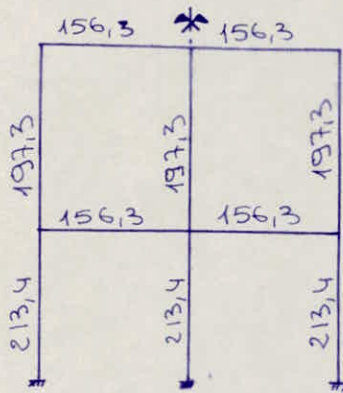


sens Longitudinal

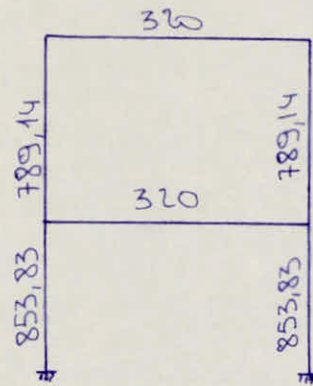


sens Transversal

BLOC "C"



Sens Long.



sens Transversal

2) Calcul des coefficients \bar{K} et a_j

sens Transversal

niveau 1 $\bar{K} = 0,37$

$a_1 = 0,37$

niveau 2 $\bar{K} = 0,71$

$a_2 = 0,17$

sens Longitudinal

Poteaux d'angle

niveau 1 : $\bar{K} = 0,73$

$a_1 = 0,45$

niveau 2 : $\bar{K} = 0,79$

$a_2 = 0,28$

Poteaux de rive

niveau 1 : $\bar{K} = 1,46$

$a_1 = 0,57$

niveau 2 : $\bar{K} = 1,58$

$a_2 = 0,44$

Calcul des rigidités de niveau :

BLOC-B:

Sens transversal :

niveau	file de poteau	\bar{K}	a_j	$K_{\text{poteau}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$a K_p \text{ (cm}^2\text{)}$	$D_j = \sum a K_p$	$\frac{a K_p}{D_j}$	$R_{jy} = \frac{12 E D_j}{h_j^2}$	$\mathcal{R}_j = \sum R_{jy}$
2	A	0,41	0,17	789,14	268,3	134,15	268,3	11387,8	179714,6
	B	0,41	0,17	789,14	268,3		268,3		
1	A	0,37	0,37	853,43	631,84	631,84	0,84	31394,58	219762,1
	B	0,37	0,37	853,43	631,84		0,84		

Sens longitudinal :

niveau	file de poteau	\bar{K}	a_j	$K_{\text{poteau}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$a K_p \text{ (cm}^2\text{)}$	$D_j = \sum a K_p$	$\frac{a K_p}{D_j}$	$R_{jx} = \frac{12 E D_j}{h_j^2}$	$\mathcal{R}_{jx} = \sum R_{jx}$
2	1	0,79	0,28	197,3	55,24	544,53	0,101	23112,19	46224,39
	2	1,58	0,44	197,3	86,81		0,159		
	3	1,58	0,44	197,3	86,81		0,159		
	4	1,58	0,44	197,3	86,81		0,159		
	5	1,58	0,44	197,3	86,81		0,159		
	6	1,58	0,44	197,3	86,81		0,159		
	7	0,79	0,28	197,3	55,24		0,101		
1	1	0,73	0,45	213,4	96,03	800,26	0,12	39762,96	79525,90
	2	1,46	0,57	213,4	121,64		0,152		
	3	1,46	0,57	213,4	121,64		0,152		
	4	1,46	0,57	213,4	121,64		0,152		
	5	1,46	0,57	213,4	121,64		0,152		
	6	1,46	0,57	213,4	121,64		0,152		
	7	0,73	0,45	213,4	96,03		0,12		

BLOC - C :

Sens transversal :

niveau	file de poteau	\bar{K}	a_j	$K_{poteau} (cm^2)$	$ak_p (cm^2)$	$D_j = \sum ak_p$	$\frac{ak_p}{D_j}$	$R_{jy} = \frac{12ED_j}{h_j^3}$	$R_{jy} = \sum R_{jy}$
2	A	0,41	0,17	789,14	268,3	134,15	268,3	1387,8	34163,4
	B	0,41	0,17	789,14	268,3		268,3		
1	A	0,37	0,37	853,43	631,84	631,84	0,84	31394,58	94183,74
	B	0,37	0,37	853,43	631,84		0,84		

Sens longitudinal :

niveau	file de poteau	\bar{K}	a_j	$K_{poteau} (cm^2)$	$ak_p (cm^2)$	$D_j = \sum ak_p$	$\frac{ak_p}{D_j}$	$R_{jx} = \frac{12ED_j}{h_j^3}$	$R_{jx} = \sum R_{jx}$
2	1	0,79	0,28	197,3	55,24	197,29	0,28	8373,84	16747,68
	2	1,58	0,44	197,3	86,81		0,44		
	3	0,79	0,28	197,3	55,24		0,28		
1	1	0,73	0,45	213,4	96,03	313,7	0,31	15586,98	31173,96
	2	1,46	0,57	213,4	121,64		0,38		
	3	0,73	0,45	213,4	96,03		0,31		

Centre de Torsion

Vue, que le bloc B (respectivement C) est symétrique dans les deux sens x et y . Nous avons donc, le centre de masse qui coïncide avec le centre géométrique et ainsi de même pour le centre de torsion. C_j .

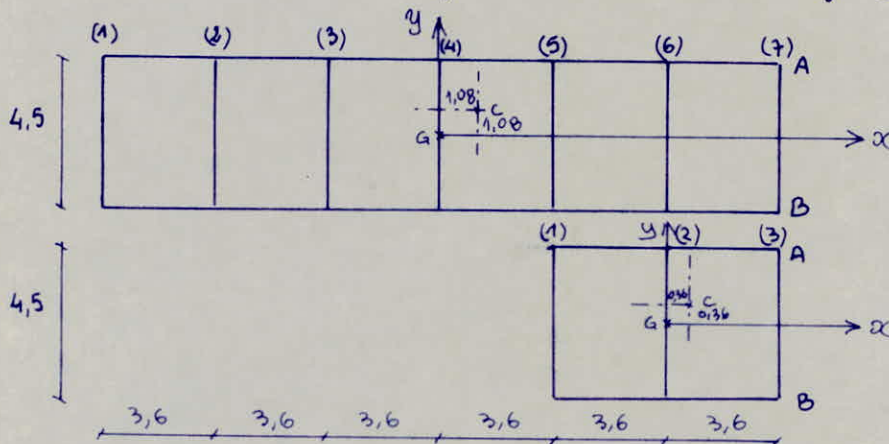
$$C_j(x_{cj}, y_{cj}) / o_{xy}$$

$C_j(0,0)$ car tous les portiques transversaux et longitudinaux ont même rigidité.

Dans ce cas, le RPA préconise de prendre une torsion due à une excentricité accidentelle ayant pour valeur 5% de la plus grande dimension du bâtiment.

Nous obtenons donc pour le bloc B : $x_{cj} = y_{cj} = 0,05 \cdot 21,6 = 1,08$ m

pour le bloc C : $x_{cj} = y_{cj} = 0,05 \cdot 7,2 = 0,36$ m



Calcul de la rigidité à la torsion

$$R_{j\theta} = \sum_{j=1}^{n=k} R_{jy}^{(n)} [x_j^t]^2 + \sum_{l=1}^{l=m} R_{jx} [y_j^l]^2$$

Bloc B:

$$\begin{aligned} x_1 &= -10,8 \text{ m} & x_3 &= -3,6 \text{ m} & x_5 &= 3,6 \text{ m} & x_7 &= 10,8 \text{ m} & y_A &= 2,5 \text{ m} \\ x_2 &= -7,2 \text{ m} & x_4 &= 0 & x_6 &= 7,2 \text{ m} & & & y_B &= -2,5 \text{ m} \\ R_{1y} &= 31394,58 \text{ Kg/cm} & R_{1x} &= 39762,96 \text{ Kg/cm} & & & & & & \\ R_{2y} &= 11387,8 \text{ Kg/cm} & R_{2x} &= 23112,12 \text{ Kg/cm} & & & & & & \end{aligned}$$

d'où $R_{1\theta} = 12 \cdot 10^{10} \text{ Kg.cm}$ $R_{2\theta} = 4,47 \cdot 10^{10} \text{ Kg.cm}$

Bloc C:

$$\begin{aligned} x_1 &= -3,6 \text{ m} & y_A &= 2,5 \text{ m} & R_{1y} &= 31394,58 \text{ Kg/cm} & R_{1x} &= 15586,98 \text{ Kg/cm} \\ x_2 &= 3,6 \text{ m} & y_B &= -2,5 \text{ m} & R_{2y} &= 11387,58 \text{ Kg/cm} & R_{2x} &= 8373,84 \text{ Kg/cm} \end{aligned}$$

d'où $R_{1\theta} = 1 \cdot 10^{10} \text{ Kg.cm}$ $R_{2\theta} = 0,4 \cdot 10^{10} \text{ Kg.cm}$

Calcul des Efforts tranchants de niveau

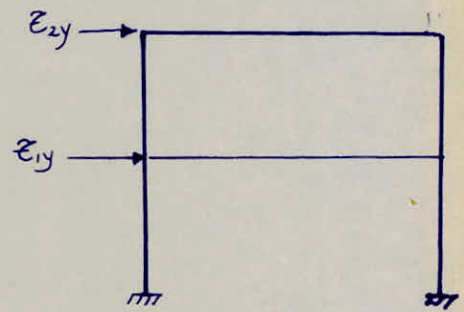
BLOC - B :

- Sens transversal :

E_{jy} = force sismique de niveau cumulé.

$$E_{1y} = 29133 \text{ Kg}$$

$$E_{2y} = 11177 \text{ Kg}$$



T_{jy} = force sismique revenant à chaque portique en fonction de sa rigidité, elle est donnée par la relation :

$$T_{jy} = E_{jy} \cdot \frac{R_{0y}}{R_{jy}} + E_{jy} \cdot \frac{R_{0y}}{R_{j0}} \cdot x_c \cdot x_G$$

x_c = distance du portique considéré / $\bar{a} C$.

Portique ① :

$$T_{1y} = \frac{29133 \times 31394,58}{219762,1} + \frac{29133 \times 31394,58}{1,2 \times 10^8} \cdot (-1080)(108) = 3274 \text{ Kg}$$

$$T_{2y} = 11177 \times \frac{11387,8}{79714,6} + 11177 \times \frac{11387,8}{4,47 \times 10^8} \cdot (-1080)(108) = 1264 \text{ Kg}$$

Portique ⑦ :

$$T_{1y} = 29133 \times \frac{31394,58}{219762,1} + 29133 \times \frac{31394,58}{1,20 \cdot 10^8} \cdot (1080)(108) = 5050 \text{ Kg}$$

$$T_{2y} = 11177 \times \frac{11387,8}{79714,6} + 11177 \times \frac{11387,8}{4,47 \times 10^8} \cdot (1080)(108) = 1930 \text{ Kg}$$

de même pour les autres portiques.

On choisiera les portiques ④, ⑤, ⑥, ⑦ car qu'ils sont plus défavorables que ①, ② et ③.

d'où :

Portique ⑥ :

$$T_{1y} = 4754 \text{ Kg}$$

$$T_{2y} = 1819 \text{ Kg}$$

Portique ⑤ :

$$T_{1y} = 4458 \text{ Kg}$$

$$T_{2y} = 1708 \text{ Kg}$$

Portique ①:

$$T_{1y} = 4162 \text{ Kg}$$

$$T_{2y} = 1597 \text{ Kg}$$

Portique ②:

$$T_{1y} = 3569 \text{ Kg}$$

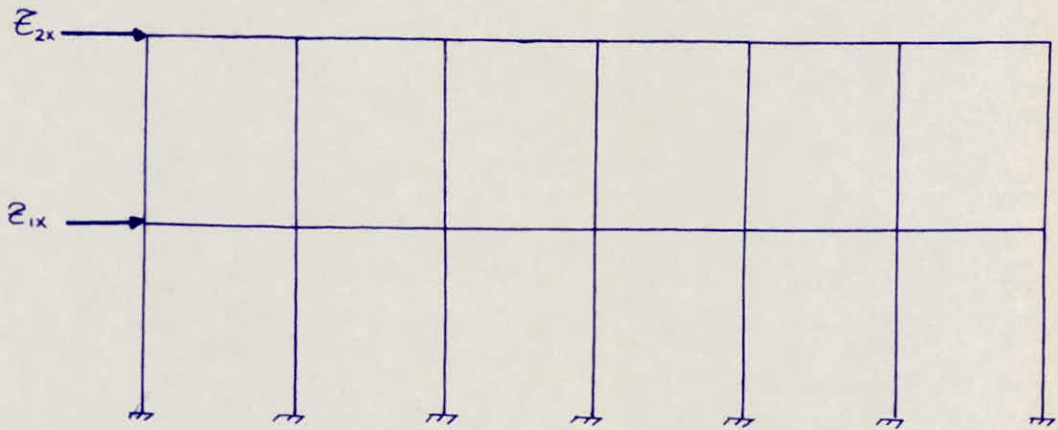
$$T_{2y} = 1375 \text{ Kg}$$

Portique ③:

$$T_{1y} = 3866 \text{ Kg}$$

$$T_{2y} = 1486 \text{ Kg}$$

- Sens longitudinal



$$z_{1x} = 26665 \text{ Kg}$$

$$z_{2x} = 10227 \text{ Kg}$$

$$T_{jx} = z_{jx} \cdot \frac{R_{jx}}{R_{jx}} + z_{jx} \cdot \frac{R_{jx}}{R_{j\theta}} \cdot y_i \cdot y_G$$

$$\text{avec: } y_i = \pm 250 \text{ cm}$$

$$y_G = 108 \text{ cm}$$

Portique A:

$$\text{avec } y_i = +250 \text{ cm}$$

$$T_{1x} = 13571 \text{ Kg}$$

$$T_{2x} = 5257 \text{ Kg}$$

Portique B:

$$y_i = -250 \text{ cm}$$

$$T_{1x} = 13094 \text{ Kg}$$

$$T_{2x} = 4970 \text{ Kg}$$

On prendra le portique (A) car il est le plus defavorable.

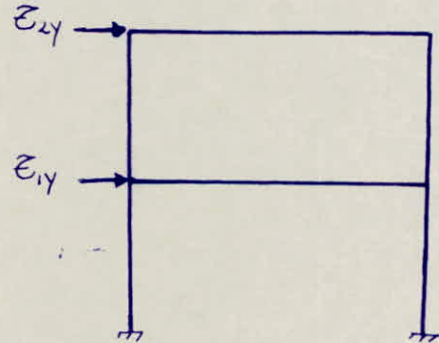
BLOC C :

Même raisonnement que celui du BLOC B

- Sens transversal :

$$E_{2y} = 4263 \text{ Kg.}$$

$$E_{1y} = 12910 \text{ Kg}$$



D'après les mêmes arguments donnés pour le BLOC B, on a les portiques ③ et ② qui sont les plus défavorables.

Portique ③ :

$$\text{avec : } x_i = 360 \text{ cm}$$

$$x_G = 36 \text{ cm}$$

$$T_{1y} = 4702 \text{ Kg.}$$

$$T_{2y} = 1528 \text{ Kg.}$$

Portique ② :

$$x_i = 0$$

$$x_G = 36 \text{ cm}$$

$$T_{1y} = 4303 \text{ Kg.}$$

$$T_{2y} = 1421 \text{ Kg.}$$

Portique ① :

$$x_i = -360 \text{ cm.}$$

$$x_G = 36 \text{ cm.}$$

$$T_{1y} = 3905 \text{ Kg}$$

$$T_{2y} = 1314 \text{ Kg}$$

- Sens longitudinal :

$$E_{1x} = 11944 \text{ Kg.}$$

$$E_{2x} = 3944 \text{ Kg.}$$

Portique A :

$$y_i = +250 \text{ cm}$$

$$y_G = 36 \text{ cm}$$

$$T_{1x} = 6099 \text{ Kg}$$

$$T_{2x} = 2022 \text{ Kg}$$

Portique B :

$$y_c = -250 \text{ cm}$$

$$y_G = 36 \text{ cm}$$

$$T_{1x} = 5845 \text{ kg}$$

$$T_{2x} = 1922 \text{ kg}$$

Deplacements relatifs de niveau :

BLOC B :

- Sens longitudinal :

$$\delta_{jx} = \frac{T_{jx}}{R_{jx}}$$

Donc :

$$\delta_{1x} = \frac{T_{1x}}{R_{1x}} = \frac{13571}{39762,96} = 0,34 \text{ cm}$$

$$\delta_{2x} = \frac{T_{2x}}{R_{2x}} = \frac{5257}{23112,3} = 0,23 \text{ cm}$$

- Sens transversal :

$$\delta_{jy} = \frac{T_{jy}}{R_{jy}}$$

Donc :

$$\delta_{1y} = \frac{T_{1y}}{R_{1y}} = \frac{5050}{31394,58} = 0,16 \text{ cm}$$

$$\delta_{2y} = \frac{T_{2y}}{R_{2y}} = \frac{1930}{11387,8} = 0,17 \text{ cm}$$

BLOC C :

- Sens longitudinal

$$\delta_{1x} = \frac{6099}{15586,98} = 0,39 \text{ cm}$$

$$\delta_{2x} = \frac{2022}{8373,84} = 0,24 \text{ cm}$$

- Sens transversal :

$$\delta_{1y} = \frac{4702}{31394,58} = 0,15 \text{ cm}$$

$$\delta_{2y} = \frac{1528}{11387,8} = 0,13 \text{ cm}$$

Calcul des efforts dus aux charges horizontales:

Portique A₁B₁

niveau	file de poteau	$\frac{d \cdot K_p}{\sum d \cdot K_p}$	T _{ij} (kg)	E _{ij} (kg)	y ₀	y ₁	y ₂	y ₃	y	$\delta = y \cdot h$ [cm]	M _{inf} (kg.m)	h- δ (m)	M _{sup} (kg.m)	M _w (kg.m)	M _e (kg.m)
2	A	0,5	1929	965	0,4	0	0	0	0,4	1,32	1273	1,98	1910	1910	-1910
	B	0,5	1929	965	0,4	0	0	0	0,4	1,32	1273	1,98	1910		
1	A	0,5	5050	2526	0,72	0	0	0	0,72	2,196	5546	0,854	2157	3430	-3430
	B	0,5	5050	2526	0,72	0	0	0	0,72	2,196	5546	0,854	2157		

Portique A₂B₂:

niveau	file de poteau	$\frac{d \cdot K_p}{\sum d \cdot K_p}$	T _{ij} (kg)	E _{ij} (kg)	y ₀	y ₁	y ₂	y ₃	y	$\delta = y \cdot h$ (cm)	M _{inf} (kg.m)	h- δ (m)	M _{sup} (kg.m)	M _w (kg.m)	M _e (kg.m)
2	A	0,5	1819	909,5	0,4	0	0	0	0,4	1,32	1200,5	1,98	1801	1801	-1801
	B	0,5	1819	909,5	0,4	0	0	0	0,4	1,32	1200,5	1,98	1801		
1	A	0,5	4754	2372	0,72	0	0	0	0,72	2,196	5220	0,854	2030	3230	-3230
	B	0,5	4754	2372	0,72	0	0	0	0,72	2,196	5220	0,854	2030		

Portique A₃B₃

niveau	file de poteau	$\frac{d \cdot K_p}{\sum d \cdot K_p}$	T _{ij} (kg)	E _{ij} (kg)	y ₀	y ₁	y ₂	y ₃	y	$\delta = y \cdot h$ (cm)	M _{inf} (kg.m)	h- δ (m)	M _{sup} (kg.m)	M _w (kg.m)	M _e (kg.m)
2	A	0,5	1708	854	0,4	0	0	0	0,4	1,32	1127	1,98	1691	1691	-1691
	B	0,5	1708	854	0,4	0	0	0	0,4	1,32	1127	1,98	1691		
1	A	0,5	4458	2229	0,72	0	0	0	0,72	2,196	4895	0,854	1904	3031	-3031
	B	0,5	4458	2229	0,72	0	0	0	0,72	2,196	4895	0,854	1904		

Portique A₄B₄

niveau	file de poteau	akp Σakp	T _{ij} (kg)	E _{ij} (kg)	y ₀	y ₁	y ₂	y ₃	y	z=yh (cm)	Minf (kg.m)	h-z (m)	Msup (kg.m)	Mw (kg.m)	Me (kg.m)
2	A	0,5	1597	798,5	0,4	0	0	0	0,4	132	1042	1,98	1563	1563	-1563
	B	0,5	1597	798,5	0,4	0	0	0	0,4	132	1042	1,98	1563		
1	A	0,5	4162	2081	0,72	0	0	0	0,72	2,196	4570	0,854	1777	2819	-2819
	B	0,5	4162	2081	0,72	0	0	0	0,72	2,196	4570	0,854	1777		

Sens longitudinal

niveau	file de poteau	akp Σakp	T _{ij} (kg)	E _{ij} (kg)	y ₀	y ₁	y ₂	y ₃	y	z=yh (cm)	Minf (kg.m)	h-z (m)	Msup (kg.m)	Mw (kg.m)	Me (kg.m)
2	1	0,10	5257	526	0,65	0	0	0	0,65	2,145	1128,3	1,155	607,5	—	608
	2	0,16	5257	841	0,45	0	0	0	0,45	1,485	1249	1,815	1526,4	-763	763
	3	0,16	5257	841	0,45	0	0	0	0,45	1,485	1249	1,815	1526,4	-763	763
	4	0,16	5257	841	0,45	0	0	0	0,45	1,485	1249	1,815	1526,4	-763	763
	5	0,16	5257	841	0,45	0	0	0	0,45	1,485	1249	1,815	1526,4	-763	763
	6	0,16	5257	841	0,45	0	0	0	0,45	1,485	1249	1,815	1526,4	-763	763
	7	0,10	5257	526	0,65	0	0	0	0,65	2,145	1128,3	1,155	607,5	-608	—
1	1	0,12	13571	1629	0,65	0	0	0	0,65	1,983	3230,3	1,067	1738	—	2866
	2	0,152	13571	2063	0,58	0	0	0	0,58	1,769	3649,4	1,281	2643	-1946	1946
	3	0,152	13571	2063	0,58	0	0	0	0,58	1,769	3649,4	1,281	2643	-1946	1946
	4	0,152	13571	2063	0,58	0	0	0	0,58	1,769	3649,4	1,281	2643	-1946	1946
	5	0,152	13571	2063	0,58	0	0	0	0,58	1,769	3649,4	1,281	2643	-1946	1946
	6	0,152	13571	2063	0,58	0	0	0	0,58	1,769	3649,4	1,281	2643	-1946	1946
	7	0,12	13571	1629	0,65	0	0	0	0,65	1,983	3230,3	1,067	1738	-2866	—

BLOC "C"

Sens Transversal

Portique A₁-B₁

Niveau	file de poteau	$\frac{K_2}{20K_1}$	T_{xy} [kg]	t_{xy} [kg]	y_0	y_1	y_2	y_3	y	$z=yh$ [m]	M_{inf} [kg.m]	$h-z$ [m]	M_{sup} [kg.m]	M_w [kg.m]	M_e [kg.m]
2	A	0,5	1528	764	0,4	0	0	0	0,4	1,32	1008,5	1,98	1513	1513	-1513
	B	0,5	1528	764	0,4	0	0	0	0,4	1,32	1008,5	1,98	1513		
1	A	0,5	4702	2351	0,72	0	0	0	0,72	2,196	5162	0,854	2008	3016	-3016
	B	0,5	4702	2351	0,72	0	0	0	0,72	2,196	5162	0,854	2008		

Portique A₂-B₂

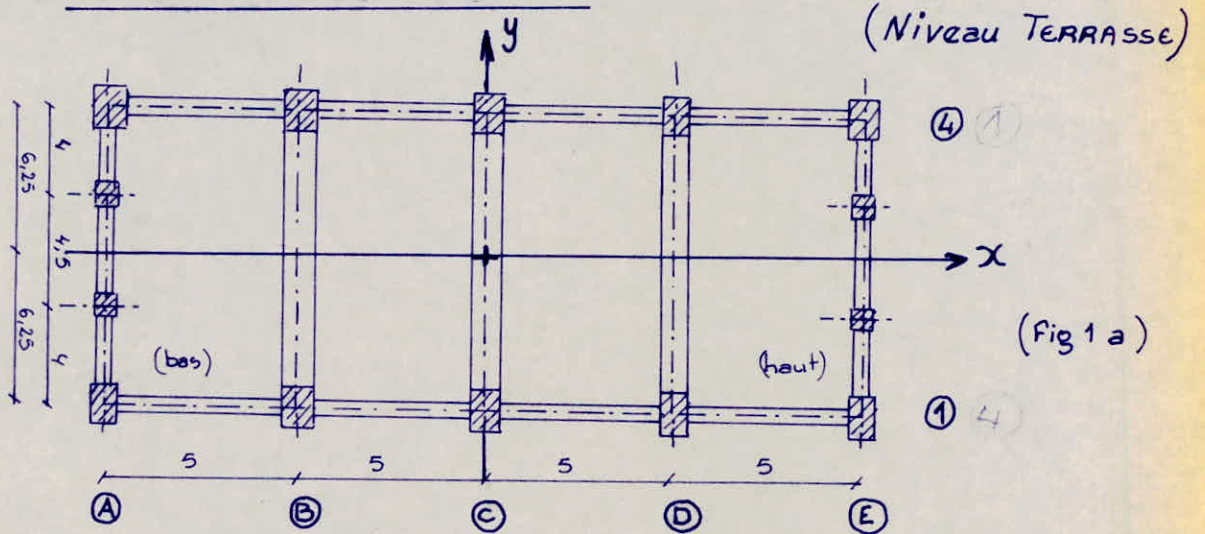
Niveau	Poteau	$\frac{K_2}{20K_1}$	T_{xy} [kg]	t_{xy} [kg]	y_0	y_1	y_2	y_3	y	$z=yh$ [m]	M_{inf} [kg.m]	$h-z$ [m]	M_{sup} [kg.m]	M_w [kg.m]	M_e [kg.m]
2	A	0,5	1421	710,5	0,4	0	0	0	0,4	1,32	938	1,98	1407	1407	-1407
	B	0,5	1421	710,5	0,4	0	0	0	0,4	1,32	938	1,98	1407		
1	A	0,5	4303	2151,5	0,72	0	0	0	0,72	2,196	4725	0,854	1837	2775	-2775
	B	0,5	4303	2151,5	0,72	0	0	0	0,72	2,196	4725	0,854	1837		

Sens Longitudinal

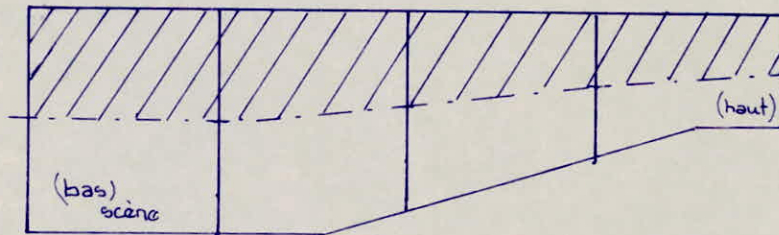
Niveau	Poteau	$\frac{K_2}{20K_1}$	T_{ix} [kg]	t_{ix} [kg]	y_0	y_1	y_2	y_3	y	$z=yh$ [m]	M_{inf} [kg.m]	$h-z$ [m]	M_{sup} [kg.m]	M_w [kg.m]	M_e [kg.m]
2	1	0,28	2022	566	0,4	0	0	0	0,4	1,32	747	1,98	1121	/	1121
	2	0,44	2022	890	0,45	0	0	0	0,45	1,485	1322	1,815	1615	-808	+808
	3	0,28	2022	566	0,4	0	0	0	0,4	1,32	747	1,98	1121	-1121	/
1	1	0,31	6099	1891	0,65	0	0	0	0,65	1,983	3749	1,067	2019	/	2766
	2	0,38	6099	2318	0,58	0	0	0	0,58	1,769	4101	1,281	2969	-2146	2146
	3	0,31	6099	1891	0,65	0	0	0	0,65	1,983	3749	1,067	2019	-2766	/

Bloc A

Calcul du centre de masse :



(Fig 1 a)



(Fig 1 b)

Pour le calcul du centre de masse, nous prenons en compte les éléments suivants :

- Le plancher terrasse
- Les acrotères longitudinaux et transversaux
- Les poutres longitudinales et transversales
- Les demi-hauteurs de poteau (voir Fig 1b)
- Les demi-hauteurs supérieures des pans de murs (donnant une certaine valeur de surface) (Fig 1b)

Le calcul se fera de la manière suivante : Avec -

- Les poids m_i de chacun des éléments
- Les coordonnées (x_i, y_i) du C.d.G de chacun des éléments par rapport au centre géométrique de la (fig 1a).

Le centre de masse sera alors :

$$x_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i}$$

$$y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

Tableau des valeurs $m_i, x_i, y_i, m_i x_i, m_i y_i$

Elements	m_i (kg)	x_i (m)	y_i (m)	$m_i x_i$	$m_i y_i$
Plancher Terrasse	125 712	0	0	0	0
Acrotère long. 1	3 750	0	- 6,186	0	-23 197,5
Acrotère long. 4	3 750	0	+ 6,186	0	+23 197,5
Acrotère transv. A	2 344	- 9,936	0	- 23 290	0
Acrotère transv. E	2 344	+ 9,936	0	+ 23 290	0
Poutre B	18 038	- 5	0	-90 190	0
Poutre C	18 038	0	0	0	0
Poutre D	18 038	+ 5	0	+90 190	0
Poutre A	3 275	- 10	0	-32 750	0
Poutre E	3 275	+10	0	+32 750	0
Mur. transv. E	7 318	+10	0	+73 180	0
Mur. transv. A	10 126	-10	0	-101 260	0
Mur. long. Pan AB	4 087	- 7,5	- 6,25	- 30 652,5	- 25 543,8
- Pan BC	3 898	- 2,5	- 6,25	- 9 745	- 24 362,5
- Pan CD	3 426	+ 2,5	- 6,25	+ 8 565	- 21 412,5
- Pan DE	3 048	+ 7,5	- 6,25	+ 22 860	- 19 050
Mur. long. Pan AB	4 087	- 7,5	+ 6,25	- 30 652,5	+ 25 543,8
- Pan BC	3 898	- 2,5	+ 6,25	- 9 745	+ 24 362,5
- Pan CD	3 426	+ 2,5	+ 6,25	+ 8 565	+ 21 412,5
- Pan DE	3 048	+ 7,5	+ 6,25	+ 22 860	+ 19 050
Poteaux A ₁	1 946	- 10	- 6,25	- 19 460	- 12 162,5
- A ₂	584	- 10	- 2,25	- 5 840	- 1 314
- A ₃	584	- 10	+ 2,25	- 5 840	+ 1 314
- A ₄	1 946	- 10	+ 6,25	- 19 460	+ 12 162,5
- B ₁	1 946	- 5	- 6,25	- 9 730	- 12 162,5
- B ₄	1 946	- 5	+ 6,25	- 9 730	+ 12 162,5
- C ₁	1 766	0	- 6,25	0	- 11 037,5
- C ₄	1 766	0	+ 6,25	0	+ 11 037,5
- D ₁	1 496	+ 5	- 6,25	+ 7 480	- 9 350
- D ₄	1 496	+ 5	+ 6,25	+ 7 480	+ 9 350
- E ₁	1 406	+ 10	- 6,25	+ 14 060	- 8 787,5
- E ₂	422	+ 10	- 2,25	+ 4 220	- 949,5
- E ₃	422	+ 10	+ 2,25	+ 4 220	+ 949,5
- E ₄	1 406	+ 10	+ 6,25	+ 14 060	+ 8 787,5

$$\sum m_i = 264 058 \text{ kg}$$

$$\sum m_i x_i = -64 565$$

$$\sum m_i y_i = 0$$

D'où le centre de masse

$$\begin{cases} x_G = -0,245 \text{ m} \\ y_G = 0 \end{cases}$$

Bloc A

Calcul de la rigidité du niveau

On utilisera la méthode de MUTO (méthode approchée)

La déformée d'un portique sous l'action des forces horizontales peut être décomposée en 3 composantes :

- Un déplacement de translation dû à la déformation de flexion des poteaux en supposant la rigidité des poutres infinies (δ_j^A)
- Un déplacement dû à la rotation des nœuds en fonction de la rigidité réelle des poutres (δ_j^B)
- Un déplacement de console dû aux déformations axiales relatives de poteaux tendus respectivement comprimés (δ_j^C)

• D'où un déplacement total :

$$\delta_j = \delta_j^A + \delta_j^B + \delta_j^C \quad (j: \text{niveau considéré})$$

Pour un portique ne dépassant pas 15 niveau

δ_j^C est négligeable

$$\text{On aura donc } \delta_j \approx \delta_j^A + \delta_j^B = \left(1 + \frac{\delta_j^B}{\delta_j^A}\right) \cdot \delta_j^A$$

$$\Leftrightarrow \delta_j = \rho_j \delta_j^A$$

Or la rigidité relative de niveau est $R_j = \frac{T_j}{\delta_j}$ où T_j désigne l'effort tranchant du niveau j .

Ce qui nous donne en tenant compte de la flexibilité des poutres :

$$R_j = \frac{T_j}{\delta_j} \cdot \frac{1}{\rho_j} = a_j \cdot \frac{T_j}{\delta_j^A} \quad \text{avec } a_j = \frac{1}{\rho_j}$$

Or $\frac{T_j}{\delta_j^A} = R_j^x$: rigidité relative de niveau avec poutres infiniment rigides.

a_j : coefficient de correction ≤ 1 .

$$\text{Donc On a: } R_j = a_j R_j^x$$

Soit la détermination de la rigidité corrigée d'un poteau i du niveau j : $R_j^{(i)\infty}$

$R_j^{(i)\infty}$: désignant la rigidité du poteau (i) du niveau (j) encastré en haut et en bas (c.à.d, avec poutres infiniment rigides).

$$\text{On a: } R_j^{(i)\infty} = \frac{T_j^{(i)}}{\delta_j} = \frac{12 E I_j^{(i)}}{h_j^3} = \frac{12 E I_j^{(i)}}{h_j^2 \cdot h_j} \quad \text{en posant } k_j^{(i)} = \frac{I_j^{(i)}}{h_j} \text{ (rigidité linéaire)}$$

$$\text{On obtient: } R_j^{(i)\infty} = \frac{12 E}{h_j^2} k_j^{(i)}$$

Ce qui nous emmène à la rigidité du poteau (i) en tenant compte de la flexibilité des poutres :

$$\text{Soit } R_j^{(i)} = a_j^{(i)} R_j^{(i)\infty} = a_j^{(i)} k_j^{(i)} \frac{12 E}{h_j^2}$$

Enfin, nous arrivons à la rigidité relative du niveau corrigée :

$$R_j = \sum_{i=1}^{i=m} R_j^{(i)} = \sum_{i=1}^{i=m} \frac{12 \cdot E}{h_j^2} \cdot a_j^{(i)} \cdot k_j^{(i)}$$

Il faut savoir que tous les poteaux d'un même niveau doivent avoir le même déplacement.

- Comme valeurs des coefficients de correction a_j ; M^r MUTO nous propose les valeurs suivantes :

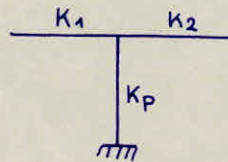
1^{er} cas : étage courant

$$a_j^{(i)} = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}} \quad \text{avec} \quad \bar{k} = \frac{K_{\text{poutre}}}{2 K_{\text{poteau}}}$$

2^{em} cas : Premier niveau :

$$a_j = \frac{0,5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

$$\text{avec} \quad \bar{k} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



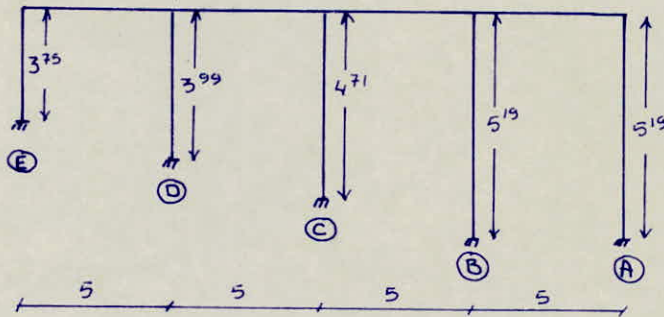
$$K_{\text{poteau}} = \frac{I}{h} ; \quad K_{\text{poutre}} = \frac{I}{l} \quad : \text{rigidité linéaire.}$$



On a 3 types de portiques :

- Dans le sens Longitudinal (1)

Portiques 1 et 4



Poteaux : 50 x 60

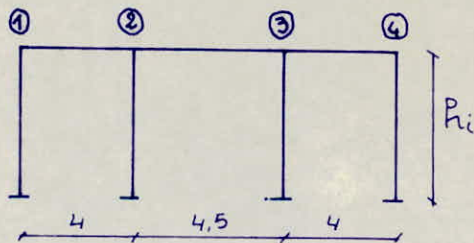
Poutres : 45 x 30

$$I_{\text{poteau}} = \frac{0,6 \cdot 0,5^3}{12} = 6,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{\text{poutre}} = \frac{0,3 \cdot 0,45^3}{12} = 2,278 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

- Dans le sens transversal (2)

Portiques A et E

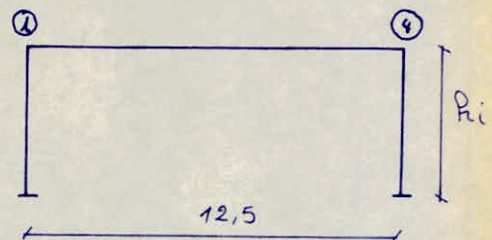


$$h_A = 5,24 \text{ m} \quad I_{\text{poteau}}(1,4) = \frac{0,5 \cdot 0,6^3}{12} = 9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$h_E = 3,80 \text{ m} \quad I_{\text{poteau}}(2,3) = \frac{0,3^4}{12} = 0,675 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{\text{poutre}} = \frac{0,25 \cdot 0,4^3}{12} = 1,333 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Portiques B, C et D



$$h_B = 5,19 \text{ m} \quad I_{\text{poutre}} = \frac{0,5 \cdot 1,1^3}{12} = 55,458 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$h_C = 4,71 \text{ m}$$

$$h_D = 3,99 \text{ m}$$

Remarque:

Lorsque l'on a un portique avec des hauteurs de poteaux variables, une correction est à apporter sur le coefficient $a_j^{(i)}$

On prendra comme hauteur de référence $h_E = 3,75$ m.

d'où la correction: $a_j^{(i)} = a_j^{(i)} \cdot \frac{h_E}{h_i}$

Rigidité sens Y (transversal)

Poteaux	h (m)	$K_{pot} 10^{-3}$	\bar{k}	a	a'	$\sum' k_p 10^{-3}$	$R^{(i)} 10^{-3} E$
A rive	5,19	1,204	0,379	0,369	0,193	0,232	0,103
B	5,19	1,204	0,757	0,456	0,238	0,287	0,128
C	4,71	1,327	0,687	0,442	0,280	0,372	0,201
D	3,99	1,566	0,582	0,419	0,370	0,579	0,436
E rive	3,75	1,666	0,274	0,340	0,340	0,566	0,483

$R_{Y1} = R_{Y4} = 1,351 \cdot 10^{-3} E$

$\sum R_{Yi} = 2,702 \cdot 10^{-3} E$

Rigidité sens X (Longitudinal)

Poteaux	h (m)	$K_{pot} 10^{-3}$	\bar{k}	a	$\sum k_p 10^{-3}$	$R^{(i)} 10^{-3} E$	$R_x 10^{-3} E$
A ₁	5,24	1,718	0,194	0,316	0,543	0,237	0,562
A ₂	5,24	0,129	4,876	0,782	0,101	0,044	
A ₃	5,24	0,129	4,876	0,782	0,101	0,044	
A ₄	5,24	1,718	0,194	0,316	0,543	0,237	
B ₁	5,19	1,734	2,559	0,671	1,164	0,518	1,036
B ₄	5,19	1,734	2,559	0,671	1,164	0,518	
C ₁	4,71	1,911	2,322	0,653	1,248	0,675	1,350
C ₄	4,71	1,911	2,322	0,653	1,248	0,675	
D ₁	3,99	2,256	1,967	0,622	1,403	1,058	2,116
D ₄	3,99	2,256	1,967	0,622	1,403	1,058	
E ₁	3,80	2,368	0,141	0,299	0,708	0,588	1,392
E ₂	3,80	0,178	3,534	0,729	0,130	0,108	
E ₃	3,80	0,178	3,534	0,729	0,130	0,108	
E ₄	3,80	2,368	0,141	0,299	0,708	0,588	

$R_x = \sum R^{(i)}$

$\sum R_{Xi} = 6,456 \cdot 10^{-3} E$

Centre de torsion :

Il sera défini dans le même repère de la (fig. 1a) du centre de masse de la manière suivante :

$y_T = \frac{\sum (R_{Yi} \cdot Y_i)}{\sum R_{Yi}}$ et $x_T = \frac{\sum (R_{Xi} \cdot X_i)}{\sum R_{Xi}}$

Ordonnée du centre de torsion :

Portiques	R_{y_i} $10^3 \cdot E$	Y_i (m)	$R_{y_i} \cdot Y_i$ $10^3 \cdot E$	ΣR_{y_i} $10^3 \cdot E$	$\Sigma R_{y_i} \cdot Y_i$ $10^3 \cdot E$	Y_T
1	1,351	-6,25	-8,444	2,702	0	0
4	1,351	6,25	8,444			

Abscissa du centre de torsion :

Portiques	R_{x_i} $10^3 \cdot E$	X_i (m)	$R_{x_i} \cdot X_i$ $10^3 \cdot E$	ΣR_{x_i} $10^3 \cdot E$	$\Sigma R_{x_i} \cdot X_i$ $10^3 \cdot E$	X_T
A	0,562	-10	-5,62	6,456	13,7	2,122
B	1,036	-5	-5,18			
C	1,350	0	0			
D	2,116	5	10,58			
E	1,392	10	13,92			

Nous avons donc :

$$\text{Le centre de masse : } \begin{cases} x_G = 0,245 \text{ m} \\ y_G = 0 \end{cases}$$

$$\text{Le centre de torsion : } \begin{cases} x_T = 2,122 \text{ m} \\ y_T = 0 \end{cases}$$

L'excentricité est alors entre le centre de masse et celui de torsion égale à :

- Dans le sens transversal : $e_y = 0$
- Dans le sens longitudinal : $e_x = x_T - x_G = 2,122 - (-0,245) = 2,367 \text{ m}$

Or. (RPA p.69) Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragme horizontaux rigides dans leur plan, On supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des 2 valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau
soit $L = 20,50 \text{ m} \rightarrow e = 1,025 \text{ m}$
- l'excentricité théorique résultant des plans
soit $e = 2,367 \text{ m}$.

On prendra donc :

$$\begin{cases} e_y = 1,025 \text{ m} \\ e_x = 2,367 \text{ m} \end{cases}$$

EVALUATION de la FORCE SISMIQUE de Calcul Bloc A (auditorium)

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, suivant la formule:

$$F_{ki} = \sigma_i w_k (A D_i B Q) \Delta_{ki}$$

- Δ_{ki} : formes propres :

$$\Delta_{ki} = \frac{\sin(\frac{2i-1}{2n+1})k\pi}{\sin(\frac{2i-1}{2n+1})n\pi} \quad \text{où} \quad \begin{array}{l} n: \text{nbre total d'étages} \quad (n=1) \\ k: \text{rang de l'étage} \quad (k=1) \\ i: \text{rang du mode} \quad (i=1) \end{array}$$

d'où $\Delta_{ki} = 1$

- σ_i : facteur de contribution

$$\sigma_i = \frac{\sum w_k \Delta_{ki}}{\sum w_k \Delta_{ki}^2} \quad \text{où } i, n \text{ et } k \text{ même définition que les précédentes.}$$

d'où $\sigma_i = 1$

- D_i : facteur d'amplification dynamique moyen

Il sera défini d'après le type du sol en fonction de la période T du bâtiment.

$$T = 0,2 \sqrt{\delta} \quad \text{avec} \quad \delta = \frac{W}{K} \quad \text{où} \quad \begin{array}{l} W = \text{pois de l'étage} \\ K = \text{rigidité dans un sens.} \end{array}$$

$$W = G + 1/5 P = 269\,058 \text{ kg.}$$

$$K_{\text{long}} = 6,456 \cdot 10^3 \text{ E kg/m} \quad E_r = 385\,182 \cdot 10^4 \text{ kg/m}^2$$

$$K_{\text{transv}} = 2,702 \cdot 10^3 \text{ E kg/m}$$

$$\delta_{\text{long}} = 1,082 \text{ cm} \quad ; \quad \delta_{\text{transv}} = 2,585 \text{ cm}$$

$$T_{\text{long}} = 0,208 \text{ s} \quad ; \quad T_{\text{transv}} = 0,322 \text{ s}$$

D'après le spectre de réponse (fig. 4 RPA).

$$D = 2 \text{ dans les deux sens} \quad (\text{Sol ferme})$$

- A coefficient d'accélération des zones

Nous sommes en zone sismique II avec un bâtiment de groupe d'usage 1

D'où $A = 0,25$

• B : facteur de comportement de la structure

$$B = 0,25 \text{ (Portique autostable en B.A) .}$$

• Q : facteur de qualité

1. Conditions minimales des files porteuses	P_q
2. Surabondance en plan	0
3. Symétrie en plan	0,1
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,1
6. Contrôle de la qualité de la construction	0,1

$$\Sigma P_q = \underline{0,4}$$

$$Q = 1 + \Sigma P_q = 1,4.$$

La force sismique dans les 2 sens est égale :

$$F = ABDQ \cdot W$$

$$F = 0,25 \cdot 0,25 \cdot 2 \cdot 1,4 \cdot 269058 = 47085 \text{ kg .}$$

Répartition des forces horizontales sur les portiques

Forces Longitudinales

Nous avons utilisé, pour cette répartition, la méthode de MUTO donnée dans le bulletin du CTC n° 6/80

où

$$F_i = F \cdot \frac{R_{y_i}}{\Sigma R_{y_i}} + F \frac{R_{y_i}}{R_0} \cdot y_i \cdot \alpha_y$$

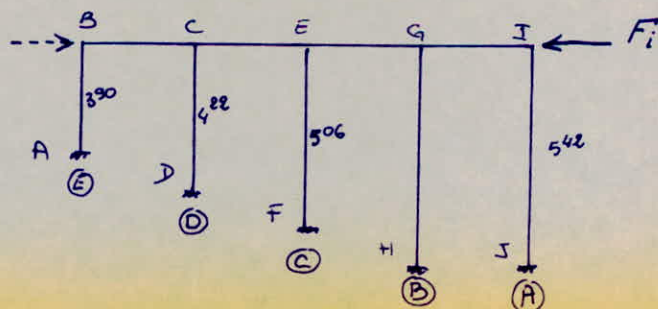
$$R_{y_1} = R_{y_2} = 1,351 \cdot 10^3 E \quad ; \quad \Sigma R_{y_i} = 2,702 \cdot 10^3 E \quad ; \quad R_0 = 442 \cdot 10^3 E$$

$$\alpha_y = 1,025 \text{ m} \quad ; \quad y_1 = 5,225 \text{ m} \quad ; \quad y_2 = 7,275 \text{ m}$$

$$F_1 = 24768 \text{ kg .}$$

$$F_4 = 25249 \text{ kg .}$$

Portiques 1 et 4



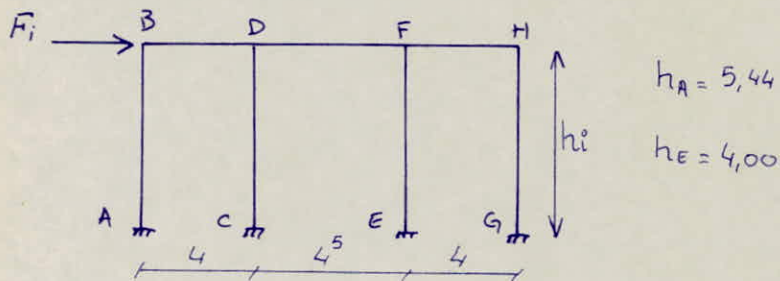
Forces transversales

$$F_i = F \cdot \frac{R_{xi}}{\sum R_{xi}} + F \frac{R_{xi}}{R_0} \cdot x_i \cdot \alpha_x$$

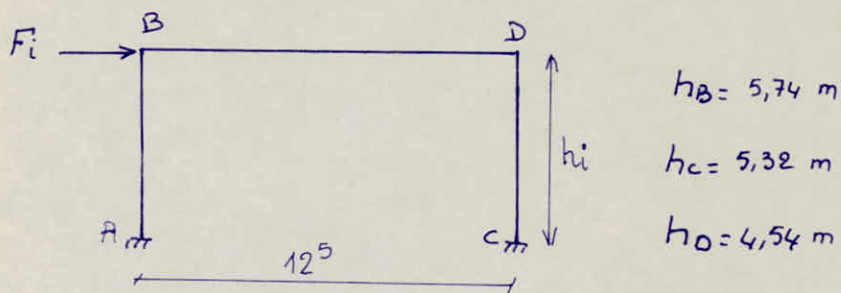
$$\alpha_x = 2,367 \text{ m} ; R_0 = 442 \cdot 10^3 \cdot E ; \sum R_{xi} = 13,7 \cdot 10^3 \cdot E$$

Portiques	\vec{R}_{xi} $10^3 \cdot E$	x_i (m)	F_i (kg)
A	0,562	12,122	5 816
B	1,036	7,122	9 416
C	1,350	2,122	10 568
D	2,116	2,878	16 968
E	1,392	7,878	12 917

Portiques A et E :



Portiques B-C-D :



Nous calculerons les sollicitations M, N, T engendrées par les efforts dus aux forces horizontales par la méthode des rotations

Nous donnons ici, les valeurs des rotations, et déplacements pour chacun des portiques du bloc A.
Les sollicitations seront quand à eux récapitulées dans des tableaux.

Δ	ω_A	ω_B	ω_C	ω_D	ω_E	ω_F	ω_G	ω_H	ω_I	ω_J	Portiques
9619,27	0	2211,34	0	-43,65	0	-43,65	0	2211,34	0	-	A
9619,35	0	479,36	0	479,36	-	-	-	2959,84	-	-	B
8687,29	0	496,46	0	496,46	-	-	-	-	-	-	C
8879,42	0	673,33	0	673,33	-	-	-	-	-	-	D
9078,92	0	2959,84	0	85,95	0	85,95	0	2959,84	-	-	E
11642,57	0	2054,39	2098,21	0	1616,06	0	1388,31	0	2112,97	0	1
11868,67	0	3317,59	2138,96	0	1647,45	0	1415,28	0	2154,0	0	4

Nota: toutes les valeurs sont à multiplier par $10^3/E$

ETUDE

ALL

VENT

- K_m : coefficient de masque
Il y aura effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de présence (durée).
Il se traduira dans notre cas par une réduction du vent de 25% sous réserve que la réduction maximale des pressions dynamiques de base ne doit, en aucun cas, dépasser 33%
[$K_m = 0,75$]

- δ : coefficient de réduction
Les pressions dynamiques s'exerçant sur les éléments constitutifs d'une construction doivent être affectées d'un coefficient de réduction fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent.
 - sens transversal : $H \leq 30 \text{ m}$ $l = 13,10 \text{ m} \rightarrow \delta = 0,815$
 - sens longitudinal : $H \leq 30 \text{ m}$ $L = 20,50 \text{ m} \rightarrow \delta = 0,790$

Or nous avons $K_m \cdot \delta = 53\% > 33\%$ (en réduction)
nous prendrons donc
[$K_m \cdot \delta = 0,77$] \rightarrow sans transversal

d'où la pression dynamique corrigée

$$q = 72,338 \cdot 0,77 = 55,7 \text{ kg/m}^2 \text{ (sans transversal)}$$

$$q = 72,338 \cdot 0,79 = 57,15 \text{ kg/m}^2 \text{ (sens longitudinal)}$$

On prendra pour coefficient de majoration $\gamma = 1$.
Ainsi qu'un q corrigé = 57 kg/m^2 .

$$[q_c = 57 \text{ kg/m}^2]$$

• Actions extérieures :

Vent normale aux parois verticales de la construction

- parois verticales :
 - Au vent $c_e = +0,8$
 - Sous vent $c_e = -0,5$

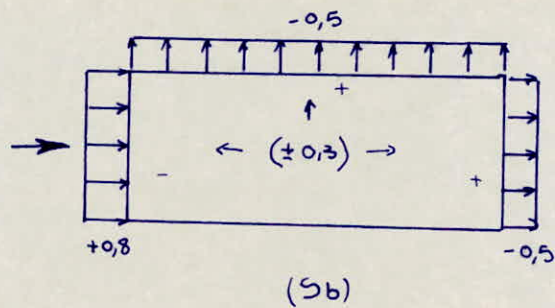
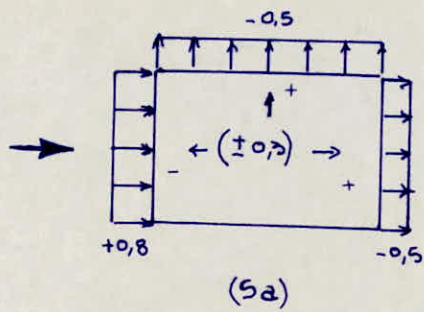
• Actions intérieures :

- Construction fermée

$$c_i = \pm 0,3$$

• Actions résultantes :

$$q = (c_e - c_i) q_c$$



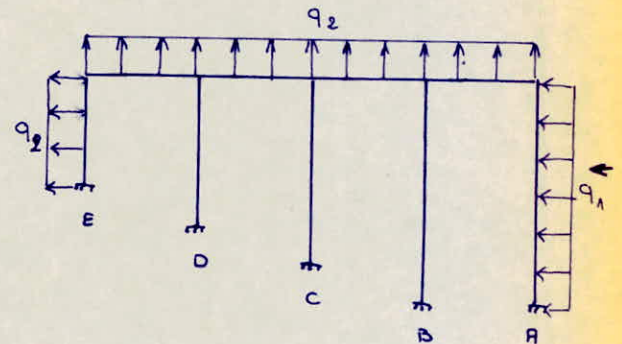
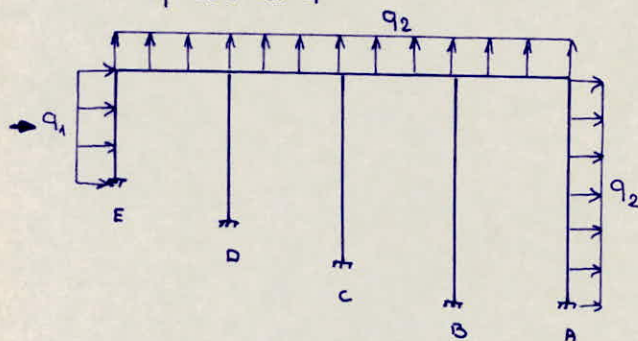
Sa plus petite surface
Sb plus grande surface

Au vent : $q = (0,8 + 0,3) q_c = 1,1 \cdot 57 = 62,7 \text{ Kg/m}^2$

Sous vent : $q = (-0,5 - 0,3) q_c = -0,8 \cdot 57 = -45,6 \text{ Kg/m}^2$

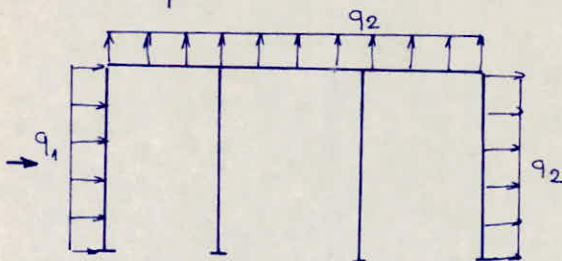
Répartition des efforts sur les portiques

Portiques 1 et 4



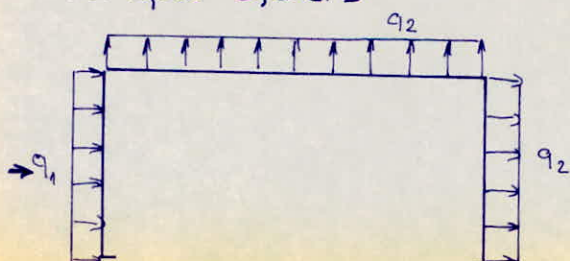
$q_1 = 62,7 \cdot 6,25 = 391 \text{ Kg/ml.}$
 $q_2 = -45,6 \cdot 6,25 = -285 \text{ Kg/ml.}$

Portiques A et E



$q_1 = 62,7 \cdot 2,5 = 156,3 \text{ Kg/ml.}$
 $q_2 = -45,6 \cdot 2,5 = -114 \text{ Kg/ml.}$

Portiques B, C et D



$q_1 = 62,5 \cdot 5 = 312,5 \text{ Kg/ml.}$
 $q_2 = -45,6 \cdot 5 = -228 \text{ Kg/ml.}$

N.B: les sollicitations sont calculées par la méthode des rotations

'COMBINAISSONS'
DES
'CHARGES'

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous.

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons de charges sur la base des règlements en vigueur. (RPA 81) et du C.C.B.A 68

$$\text{Poutres : } G + P + \overleftrightarrow{SI} ; 0,8G + \overleftrightarrow{SI} ; G + 1,2P$$

$$\text{Poteaux : } G + P + 1,2 \overleftrightarrow{SI} ; 0,8G + \overleftrightarrow{SI} ; G + 1,2P$$

où : G - sollicitation due à la charge permanente

P - sollicitation due à la surcharge d'exploitation

SI - sollicitation due aux séismes.

- Moments en travée des poutres. (CCBA 68 Art 12)

$$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = \text{avec } M_0 = (G + 1,2P) \frac{l^2}{8}$$

Moments en appuis.

$$\text{- Sous } (G + 1,2P) \rightarrow M_a(G) + 1,2 M_a(P).$$

$$\text{- Sous } (G + P + \overleftrightarrow{SI}) \rightarrow M_a(G) + M_a(P) + M_a(\overleftrightarrow{SI})$$

$$\text{- Sous } (0,8G + \overleftrightarrow{SI}) \rightarrow 0,8 M_a(G) + M_a(\overleftrightarrow{SI}).$$

Effort Tranchant "T"

$$\text{- Sous } (G + 1,2P) \rightarrow T(G) + 1,2 T(P).$$

$$\text{- Sous } (G + P + \overleftrightarrow{SI}) \rightarrow T(G) + T(P) + T(\overleftrightarrow{SI}).$$

$$\text{- Sous } (0,8G + \overleftrightarrow{SI}) \rightarrow 0,8 T(G) + T(\overleftrightarrow{SI})$$

N.B. : l'expression du moment en travée sous "SI" est donnée par :

$$M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$$

- Pour les blocs B et C le vent n'a pas été pris en considération, vu les valeurs obtenues pour le bloc A qui sont petites devant le séisme.

BLOC B

Sens transversal:
Poutre 1.1' : (rive)

	G	P	\vec{S}_I	$G+P+\vec{S}_I$	$G+P+\vec{S}_I$	$0,8G+\vec{S}_I$	$0,8G+\vec{S}_I$	$G+1,2P$	Niveau
M_e	-4445	-1300	-3430	-9175	-2315	-6986	-126	-6005	1
	-2392	-342	-1910	-4644	-824	-3824	-4	-2802	2
M_w	-4445	-1300	-3430	-2315	-9175	-126	-6986	-6005	1
	-2392	-342	-1910	-824	-4644	-4	-3824	-2805	2
M_t	2771	840	0	3611	3611	2217	2217	3779	1
	1671	183	0	1854	1854	1337	1337	1891	2
T_e	-5773	-1713	-1372	-8858	-6114	-5990	-3246	-7829	1
	-3250	-420	-764	-4434	-2906	-3364	-1836	-3754	2
T_w	5773	1713	-1372	6114	8858	3246	5990	7829	1
	3250	420	-764	2906	4434	1836	3364	3754	2

Poutre 2.2' : (intermediaire)

	G	P	\vec{S}_I	$G+P+\vec{S}_I$	$G+P+\vec{S}_I$	$0,8G+\vec{S}_I$	$0,8G+\vec{S}_I$	$G+1,2P$	Niveau
M_e	-4380	-2600	-3230	-10210	-3750	-6734	-274	-7500	1
	-3438	-685	-1801	-5924	-2322	-4551	-949	-4200	2
M_w	-4380	-2600	3230	-3750	-10210	-274	-6734	-7500	1
	-3438	-685	1801	-2322	-5924	-949	-4551	-4200	2
M_t	2551	1680	0	4231	4231	2041	2041	4567	1
	2577	366	0	2943	2943	2062	2062	3016	2
T_e	-5545	-3426	-1292	-10263	-7679	-5728	-3144	-9656	1
	-4813	-840	-720	-6373	-4933	-4570	-3130	-5821	2
T_w	5545	3426	-1292	7679	10263	3144	5728	9656	1
	4813	840	-720	4933	6373	3140	4570	5821	2

Portique 3-3' (Intermediaire)

	G	P	$\vec{S}I$	$G+P+\vec{S}I$	$G+P+\vec{S}I$	$0,8G+\vec{S}I$	$0,8G+\vec{S}I$	$G+1,2P$	niveau
M_e	-4380	-2600	-3031	-10011	-3949	-6535	-473	-7500	1
	-3438	-685	-1691	-5814	-2432	-4441	-1059	-4260	2
M_w	-4380	-2600	3031	-3949	-10011	-473	-6535	-7500	1
	-3438	-685	1691	-2432	-5834	-1059	-6535	-4260	2
M_t	2551	1680	0	4231	4231	2041	2041	4567	1
	2577	366	0	2943	2943	2062	2062	3016	2
T_e	-5545	-3426	-1212	-10183	-7759	-5648	-3224	-9656	1
	-4813	-840	-676	-6329	-4977	-4526	-3174	-5821	2
T_w	5545	3426	-1212	7759	10183	3224	5648	9656	1
	4813	840	-676	4977	6329	3174	4526	5821	2

Portique 4-4' (Intermediaire)

	G	P	$\vec{S}I$	$G+P+\vec{S}I$	$G+P+\vec{S}I$	$0,8G+\vec{S}I$	$0,8G+\vec{S}I$	$G+1,2P$	niveau
M_e	-4380	-2600	-2819	-9799	-4661	-6323	-685	-7500	1
	-3438	-685	-1563	-5686	-2560	-4313	-1187	-4260	2
M_w	-4380	-2600	2819	-4161	-9799	-685	-6323	-7500	1
	-3438	-685	1536	-2560	-4161	-1187	-4313	-4260	2
M_t	2551	1680	0	4231	4231	2041	2041	4567	1
	-2577	366	0	2943	2943	2062	2062	3016	2
T_e	-5545	-3426	-1128	-10099	-7843	-5564	-3308	-9656	1
	-4813	-840	-625	-6278	-5028	-4475	-3225	-5821	2
T_w	5545	3426	-1128	7843	10099	3308	5564	9656	1
	4813	840	-625	5028	6278	3225	4475	5821	2

Sens longitudinal :

	niveau	G	P	\vec{SI}	$G+P+\vec{SI}$	$G+P+\vec{SI}$	$0,8G+\vec{SI}$	$0,8G+\vec{SI}$	$G+1,2P$	Travée
M_e	1	-2415	-670	-1946	-5031	-1139	-3878	14	-3219	BE
		-2153	-594	-1946	-4693	-801	-3668	224	-2866	EH
		-2175	-603	-1946	-4724	-832	-3668	206	-2899	HK
	2	-421	-14	-763	-1198	328	-100	426	-438	CD
		-408	-4	-763	-1175	351	-1089	437	-413	DI
		-407	-1	-763	-1171	355	-1089	437	-408	IJ
M_w	1	-1603	-434	2866	829	-4903	1584	-4148	-2124	BE
		-2243	-622	1946	-919	-4811	152	-3740	-2989	EH
		-2171	-599	1946	-824	-4716	209	-3683	-2890	HK
	2	-392	-46	608	170	-1046	294	-922	-447	CD
		-394	-11	763	358	-1168	448	-1078	-407	DI
		-408	-2	763	353	-1173	437	-1089	-410	IJ
M_t	1	1273	350	459	2082	1164	1477	559	1693	BE
		1072	294	0	1366	1366	858	858	1425	EH
		1096	301	0	1397	1397	877	877	1457	HK
	2	201	0	-78	123	279	83	239	201	CD
		206	0	0	206	206	165	165	206	DI
		199	0	0	199	199	159	159	199	IJ
T_e	1	-3858	-1068	-1337	-6263	-3589	-4423	-1749	-5140	BE
		-3607	-995	-1081	-5683	-3521	-3967	-1805	-4801	EH
		-3634	-1004	-1081	-5719	-3557	-3988	-1826	-4839	HK
	2	-683	17	-381	-1047	-285	-927	-165	-663	CD
		-679	-42	-424	-1107	-259	-967	-119	-684	DI
		-675	1	-424	-1098	-250	-964	-116	-674	IJ
T_w	1	3407	937	-1337	3007	5681	1389	4063	4531	BE
		3658	1010	-1081	3587	5749	1845	4007	4870	EH
		3631	1001	-1081	3551	5713	1824	3986	4832	HK
	2	667	17	-381	303	1065	153	915	687	CD
		671	-42	-424	243	1091	113	961	666	DI
		675	1	-424	252	1100	116	964	676	IJ

BLOC "C" sens transversal

Poutre de rive

	Niveau	G	P	SI	$G+P+\vec{S}_I$	$G+P+\overleftarrow{S}_I$	$0,8G+\vec{S}_I$	$0,8G+\overleftarrow{S}_I$	$G+1,2P$
M_w	1	-4184	-1300	3016	-2468	-8500	-331	-6363	-5744
	2	-2301	-342	1513	-1130	-4156	-328	3354	-2711
M_e	1	-4184	-1300	-3016	-8500	-2468	-6363	-331	-5744
	2	-2301	-342	-1513	-4156	-1130	-3354	-328	-2711
M_t	1	2603	840	0	3443	3443	2082	2028	3611
	2	1615	183	0	1798	1798	1292	1292	1835
T_w	1	5430	1713	-1206	5937	8349	3138	5550	7486
	2	3133	420	-605	2948	4158	1901	3111	3637
T_e	1	-5430	-1713	-1206	-8349	-5937	-5550	-3138	-7486
	2	-3133	-420	-605	-4158	-2948	-3111	-1901	-3637

Poutre intermediaire

	Niveau	G	P	SI	$G+P+\vec{S}_I$	$G+P+\overleftarrow{S}_I$	$0,8G+\vec{S}_I$	$0,8G+\overleftarrow{S}_I$	$G+1,2P$
M_w	1	-3806	-2545	2775	-3576	-9126	-270	-5820	-6860
	2	-3255	-680	1407	-2528	-5342	-1197	-4011	-4071
M_e	1	-3806	-2545	-2775	-9126	-3576	-5820	270	-6860
	2	-3255	-680	-1407	-5342	-2528	-4011	-1197	-4071
M_t	1	2269	1738	0	4007	4007	1815	1815	4355
	2	2463	367	0	2830	2830	1970	1970	2903
T_w	1	4860	3425	-1110	7175	9395	2778	4998	8970
	2	4575	838	-563	4850	5976	3097	4223	5581
T_e	1	-4860	-3425	-1110	-9395	-7175	-4998	-2778	-8970
	2	-4575	-838	-563	-5976	-4850	-4223	-3097	-5781

COMBINAISON DES EFFORTS SENS LONGITUDINAL

Niveau		G	P	SI	$G+P+\vec{SI}$	$G+P+\vec{SI}$	$0,8G+\vec{SI}$	$0,8G+\vec{SI}$	$G+1,2P$
M _w	1	-1405	-424	+2766	937	-4595	1642	-3890	-1914
	2	-373	-48	+1121	700	-1542	823	-1419	-431
M _e	1	-703	-212	-2146	-3061	1231	-2708	1584	-957
	2	-187	+24	-806	-971	645	-958	658	-158
M _t	1	1846	578	311	2735	2113	1788	1166	2540
	2	328	36	156	520	208	418	106	371
T _w	1	3417	1054	-1364	3107	5835	1370	4098	4682
	2	727	20	-536	211	1283	46	1118	751
T _e	1	-3027	-936	-1364	-5327	-2599	-3786	-1058	-4150
	2	-623	20	-536	-1139	-67	-1034	38	-599

combinaison des charges - poteaux

BLOC "B" sens Longitudinal

sollic.	Niveau	Poteau	G	P	SI	$G+P+1,2S$	$G+P+1,2\bar{S}$	$0,8G+S$	$0,8G+\bar{S}$	$G+1,2P$
N	1	A ₁	4345	937	-1337	3678	6886	2139	4813	5469
		A ₂	8454	2078	256	10839	10225	7019	6507	10948
		A ₃	8176	1996	0	10172	10172	6541	6541	10571
		A ₄	8179	1999	0	10178	10178	6543	6543	10578
	2	A ₁	667	17	-381	227	1141	153	915	687
		A ₂	1354	+21	43	1385	1281	1126	1040	1329
		A ₃	1354	+3	0	1351	1351	1083	1083	1350
		A ₄	1354	+5	0	1359	1359	1083	1083	1360
M _i	1	A ₁	415	122	3230	4413	-3339	3562	-2898	561
		A ₂	47	14	3649	4440	-4318	3687	-3611	64
		A ₃	5	2	3649	4386	-4372	3653	-3645	7
		A ₄	0	0	3649	4379	-4379	3649	-3649	0
	2	A ₁	773	192	1128	2319	-389	1746	-510	1003
		A ₂	78	19	1249	1596	-1402	1311	-1187	101
		A ₃	8	2	1249	1509	-1489	1255	-1243	10
		A ₄	0	0	1249	1499	1499	1249	-1249	0
M _s	1	A ₁	831	243	1738	3160	-1012	2403	-1073	1129
		A ₂	93	29	2643	3312	-3032	2717	-2569	149
		A ₃	10	4	2643	3186	-3158	2651	-2635	15
		A ₄	0	0	2643	3172	-3172	2643	-2643	0
	2	A ₁	392	46	607	1166	-290	921	-293	447
		A ₂	27	2	1526	1860	-1802	1548	-1504	29
		A ₃	0,56	1	1526	1833	-1830	1526	-1526	1,76
		A ₄	0	0	1526	1831	-1831	1526	-1526	0

BLOC "B" Sens Transversal

Sollicité	Niveau	Poteau	G	P	SI	$G+P+12SI$	$G+P+1,2SI$	$0,8G+SI$	$0,8G+SI$	$G+1,2P$
N	1	A ₁	6711	1713	-1372	6778	10070	3997	6741	8767
		A ₂	6483	3426	-1292	8359	11459	3894	6478	10594
	2	A ₁	3250	420	-764	2753	4587	1836	3364	3754
		A ₂	4813	840	-720	4789	6517	3130	4570	5821
M _i	1	A ₁	965	335	5546	7955	-5355	6318	-4774	1367
		A ₂	775	670	5220	7709	-4819	5840	-4600	1579
	2	A ₁	2515	630	1273	4673	1617	3285	739	3271
		A ₂	2779	1260	1201	5480	2598	3424	1022	4291
M _s	1	A ₁	1930	671	2157	5189	13	3701	-613	2735
		A ₂	1549	1341	2030	5326	454	3269	-791	3158
	2	A ₁	2392	342	1910	5026	442	3824	4	2802
		A ₂	3438	685	1801	6284	1962	4551	949	4260

BLOC "C" Sens Transversal

Sollicité	Niveau	Poteau	G	P	SI	$G+P+12SI$	$G+P+1,2SI$	$0,8G+SI$	$0,8G+SI$	$G+1,2P$
N	1	A ₁	6368	1713	-1206	6634	9578	3888	6300	8424
		A ₂	5798	3425	-1110	7891	10555	3528	5748	9908
	2	A ₁	3133	420	-605	2827	4279	1901	3111	3637
		A ₂	4575	838	-563	4737	6089	3097	4223	5581
M _i	1	A ₁	901	335	5162	7430	-4958	5883	-4441	1303
		A ₂	647	654	4725	6971	-4369	5243	-4207	1432
	2	A ₁	2388	630	1009	4223	1801	2915	897	3138
		A ₂	2515	1236	939	4878	2624	2951	1073	3998
M _s	1	A ₁	1802	671	2008	4883	63	3450	-566	2607
		A ₂	1291	1309	1837	4804	396	2870	-804	2862
	2	A ₁	2301	342	1513	4459	827	3354	328	2711
		A ₂	3255	680	1407	5623	2247	4011	1197	4071

BLOC "C" sens Longitudinal

Sollicit	Niveau	Poteau	G	P	SI					
N	1	A ₁	4355	1054	-1364	3772	7046	2170	4848	5670
		A ₂	7382	1990	0	9372	9372	5906	5906	9770
	2	A ₁	727	20	-536	104	1390	46	1118	751
		A ₂	1350	0	0	1350	1350	1080	1080	1350
M _i	1	A ₁	360	118	3749	4977	-4021	4037	-3461	502
		A ₂	0	0	4101	4921	-4921	4101	-4101	0
	2	A ₁	686	189	747	1771	-21	1296	-198	913
		A ₂	0	0	1615	1938	-1938	1615	-1615	0
M _s	1	A ₁	719	236	2019	3378	-1468	2594	-1444	1002
		A ₂	0	0	2969	3563	-3563	2969	-2969	0
	2	A ₁	373	48	1322	2007	-1165	1670	-1024	431
		A ₂	0	0	1121	1345	-1345	1121	-1121	0

(BLOC A)

EFFORTS TRANCHANTS et MOMENTS dans les poutres

(A)	G		P		SI		Vent ₁		Vent ₂	
	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me
Poutres										
1-2	-1737,4	-2600,3	-263,2	-394	2918,6	-1415,7	-385,4	416,1	610	-52,7
2-3	-2684,2	-2684,2	-406,7	-406,7	-77,6	77,6	212,2	160,9	160,9	212,2
3-4	-2600,3	-1737,4	-394	-263,2	1415,7	-2918,6	-52,7	610	416,1	-385,4
Poutres	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
1-2	3084,3	3515,7	467,3	532,7	-1083,6	1083,6	-27,6	-428,4	-393,7	-62,3
2-3	3712,5	3712,5	562,5	562,5	34,5	-34,5	-267,9	-245,1	-245,1	-267,9
3-4	3515,7	3084,3	532,7	467,3	-1083,6	1083,6	-62,3	-393,7	-428,4	-27,6
Poutres	Mt		Mt		Mt		Mt		Mt	
1-2	1131,2		171,4		751,5		-212,7		103,4	
2-3	1492,4		226,1		0		-102		-102	
3-4	1131,2		171,4		-751,5		103,4		-212,7	

(E)

Poutres	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me
	1-2	-1899,7	-2510,5	-336,4	-353,6	4002,8	-2087,3	-103,1	292,1	347,6
2-3	-2689,4	-2689,4	-409	-409	152,8	-152,8	183,4	188	188	183,4
3-4	-2510,5	-1899,7	-353,6	-336,4	2087,3	-4002,8	64,2	347,6	292,1	-103,1
Poutres	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
1-2	3147,3	3452,7	495,7	504,3	-1522,5	1522,5	-129,2	-326,8	-298,9	-157,2
2-3	3712,5	3712,5	562,5	562,5	-67,9	67,9	-255,5	-257,5	-257,5	-255,5
3-4	3452,7	3147,3	504,3	495,7	-1522,5	1522,5	-157,2	-298,9	-326,8	-129,2
Poutres	Mt		Mt		Mt		Mt		Mt	
1-2	1094,9		155		957,8		-133,5		-22,1	
2-3	1487,2		223,8		0		-102,9		-102,9	
3-4	1094,9		155		957,8		-22,1		-133,5	

1-4	G		Vent ₁		Vent ₂		SI (1)		SI (4)	
	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me
Poutres										
E-D	-826,7	-1222,3	910,1	217,4	1400,9	-126,6	7842,7	-6789,2	7995	-6921
D-C	-1094,6	-1101,9	986,2	245,2	1179,5	55,8	5296,3	-4857	5399,2	-4951,3
C-B	-1069,3	-1145,3	887,1	311,7	1033,8	203,8	4210,1	-4002,6	4291,9	-4080,4
B-A	-1196,9	-818,6	893,8	264,3	1253,7	386,4	4455,4	-5115,7	4541,9	-5215,1
Poutres	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
E-D	1233,4	1391,6	-851	-574	-1018	-407	-2926,4	2926,4	-2983,2	2983,2
D-C	1311	1314	-860,7	-564,3	-937,2	-487,8	-2030,7	2030,7	-2070,1	2070,1
C-B	1295,3	1329,7	-827,6	-597,4	-878,5	-546,5	-1642,6	1642,6	-1674,5	1674,5
B-A	1388,2	1236,8	-838,4	-586,6	-886	-539	-1914,2	1914,2	-1951,4	1951,4
Poutres	Mt		Mt		Mt		Mt		Mt	
E-D	616,1		-326,9		-253,5		526,8		537	
D-C	542,4		-274,9		-273		219,7		224	
C-B	538,3		-291,2		-271,8		103,8		105,8	
B-A	632,9		-311,6		-70,6		-330,2		-336,6	

niveau II

Poutre 1-4	G	P	Vent ₁	Vent ₂	SI
Mw	-19 916,1	-2916,5	2563,3	-240,4	12760,4
Ma	-19 916,1	-2916,5	-240,4	2563,3	-12760,4
B	Tw	23906,3	3125	-1649,3	-2041,7
	Te	23906,3	3125	-1200,7	2041,7
MT	54790,9	6849,1	-3291,7	-3291,7	0
Mw	20762,1	-3047,9	2426,6	-29,3	13215,6
Ma	-20762,1	-3047,9	-29,3	2426,6	-13215,6
C	Tw	23906,3	3125	-1616,8	-1233,2
	Te	23906,3	3125	-1233,2	-1616,8
MT	53944,9	6717,7	-3254,5	-3254,5	0
Mw	-22498,8	-3303,3	2226,6	-498,7	17923,9
Ma	-22498,8	-3303,3	-498,7	2226,6	-17923,9
D	Tw	23906,3	3125	-1643	-1207
	Te	23906,3	3125	-1207	-1643
MT	52208,2	6462,3	-3589,2	-3589,2	0

niveau I

(B)

(C)

(D)

	G		G		G	
Poutres	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me
1-2	-5130,7	-5630	-5369,9	-5911,1	-5423,3	-5900,9
2-3	-6002,3	-6002,3	-6276,1	-6276,1	-6234,8	-6234,8
3-4	-5630	-5130,7	-5911,1	-5369,9	-5900,9	-5423,3
Poutres	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
1-2	7435,2	7684,8	7780,7	8051,3	7774,6	8013,4
2-3	8505	8505	8905,5	8905,5	8880,8	8880,8
3-4	7684,8	7435,2	8051,3	7780,7	8013,4	7774,6
Poutres	Mt		Mt		Mt	
1-2	2180		2254		2254	
2-3	3565		3715		3784	
3-4	2180		2254		2254	
	P		P		P	
Poutres	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me
1-2	-2959,6	-3840,9	-2995,8	-3899,8	-2990,8	-3897,9
2-3	-4028,7	-4028,7	-4077,9	-4077,9	-4057,5	-4057,5
3-4	-3840,9	-2959,6	-3899,8	-2995,8	-3897,9	-2990,8
Poutres	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
1-2	4779,7	5220,3	4840	5292	4823,2	5276,8
2-3	5625	5625	5699,3	5699,3	5681,3	5681,3
3-4	5220,3	4779,7	5292	4840	5276,8	4823,2
Poutres	Mt		Mt		Mt	
1-2	1600		1602		1622	
2-3	2299		2314		2354	
3-4	1600		1602		1622	

Moments en tête et base des poteaux Efforts normaux et réactions horizontales (à la base)

(A)	G		P		SI		Vent ₁		Vent ₂	
	M _s	M _I	M _s	M _I	M _s	M _I	M _s	M _I	M _s	M _I
Poteau										
1	1737,4	-868,7	263,2	-131,6	-2918,6	10235,5	385,4	-955,3	-610	1150,1
2	83,9	-42	12,7	-6,4	-1338,1	1327,3	203,5	-202,3	-213,2	207,2
3	-83,9	42	-12,7	6,4	-1338,1	1327,3	213,2	-207,2	-203,5	202,3
4	-1737,4	868,7	-263,2	131,6	-2918,6	10235,5	610	-1150,1	-385,4	955,3
Poteau	R _H	N	R _H	N	R _H	N	R _H	N	R _H	N
1	-479,1	3084,3	-72,6	467,3	2418	-1083,6	178,6	-27,6	633,5	-393,7
2	-23,1	7228,2	-3,5	1095,2	490	1118,1		-696,3		-307,4
3	23,1	7228,2	3,5	1095,2	490	-1118,1		-307,4		-696,3
4	479,1	3084,3	72,6	467,3	2418	1083,6	-633,5	-393,7	-178,6	-27,6

(E)	G		P		SI		Vent ₁		Vent ₂	
	M _s	M _I	M _s	M _I	M _s	M _I	M _s	M _I	M _s	M _I
Poteau										
1	1899,7	-1839,9	336,4	-850,2	-4002,8	17322,1	103,1	-519,5	-347,6	726,3
2	179	-195,7	55,5	-88,9	-2240,1	2269,1	108,6	-112,8	-123,7	120,4
3	-179	195,7	-55,5	88,9	-2240,1	2269,1	123,7	-120,4	-108,6	112,8
4	-1899,7	1839,9	-336,4	850,2	-4002,8	17322,1	347,6	-726,3	-103,1	519,5
Poteau	R _H	N	R _H	N	R _H	N	R _H	N	R _H	N
1	-934,9	3147,3	-296,7	495,7	5331,2	-1522,5	157	-129,2	40,5	-298,9
2	-93,7	7165,2	-36,1	1066,8	1127,3	1454,6		-582,3		-414,7
3	93,7	7165,2	36,1	1066,8	1127,3	-1454,6		-414,7		-582,3
4	934,9	3147,3	296,7	495,7	5331,2	1522,5	-40,5	-298,9	-157	-129,2

1.4	G		Vent ₁		Vent ₂		SI (1)		SI (4)	
	M _s	M _I	M _s	M _I	M _s	M _I	M _s	M _I	M _s	M _I
Poteau										
E	826,7	-351,2	-910,4	2202,1	-1401	1726,8	-7842,7	18272,8	-7995	18627,7
D	-127,7	116,9	-768,5	1241,4	-1305,7	1992,2	-12085,5	18300,2	-12320,2	18655,6
C	-42,6	58,2	-641,6	916,9	-977,4	1420,3	-9067,1	13059,2	-9243,2	13312,8
B	51,6	6,4	-592,4	656,4	-1050,5	1337,2	-8458	11659,7	-8622,3	11886,1
A	-818,6	441,5	-263,9	1434,2	-387,1	430,3	-5115,7	9988,5	-5215,1	10182,5
Poteau	R _H	N	R _H	N	R _H	N	R _H	N	R _H	N
E	-302	1233,4		-851		-1018	6696,3	-2926,4	6826,3	-2983,2
D	58	2702,7		-1434,7		-1344,2	7200,4	895,7	7340,2	913,1
C	19,9	2609,3		-1391,9		-1366,3	4372,8	388,1	4457,7	395,7
B	-8,4	2717,9		-1435,8		-1432,5	3711,8	-271,7	3783,8	-276,9
A	232,5	1236,8		-586,6		-539	2786,8	1914,2	2840,9	1951,4

niveau II

Poteaux	G	P	Vent ₁	Vent ₂	SI	
Ms	19916,1	2916,5	-2563,2	240,4	-12760,4	
1	MI	-8143,3	-2022,6	3805,6	-2296,2	14263,6
	RH	-4888,4	-860,5	2006,4	-1096,3	4708
	N	23906,3	3125	-1649,3	-1200,7	-2041,7
3	Ms	-19916,1	-2916,5	-240,4	2563,3	-12760,4
	MI	8143,3	2022,6	2296,2	-3805,6	14263,6
	RH	4888,4	860,5	1096,3	-2006,4	4708
4	N	23906,3	3125	-1200,7	-1649,3	2041,7
	Ms	20762,1	3047,9	-2426,5	29,3	-13215,6
	MI	-8302,7	-2134,7	3389,2	-1862,3	14895,3
1	RH	-5463,4	-974,2	1924,4	-951	5284
	N	23906,3	3125	-1616,8	-1233,2	-2114,5
	C	Ms	-20762,1	-3047,9	29,4	2426,6
MI		8302,7	2134,7	1862,3	-3389,2	14895,3
RH		5463,4	974,2	951	-1924,4	5284
4	N	23906,3	3125	-1233,2	-1616,8	2114,5
	Ms	22498,8	3303,3	-2226,6	498,7	-17923,9
	MI	-8395,8	-2307,4	2711,2	-1130,9	20593,5
1	RH	-6805	-1235,8	1797	-376,5	8484
	N	23906,3	3125	-1643	-1207	-2867,8
	D	Ms	-22498,8	-3303,3	-498,7	2226,6
MI		8395,8	2307,4	1130,9	-2711,2	20593,5
RH		6805	1235,8	376,5	-1797	8484
4	N	23906,3	3125	-1207	-1643	2867,8

niveau I

(13)

(C)

(D)

Poteaux	G		G		G	
	Ms	MI	Ms	MI	Ms	MI
1	-3012,7	-1506,4	-2931,3	1465,6	-2973,1	1486,6
2	372,2	186,1	365,1	-182	334	-167
3	-372,2	-186,1	-365,1	182,6	-334	167
4	3012,7	1506,4	2931,3	-1465,6	2973,1	-1486,6
	RH	N	RH	N	RH	N
1	980,3	31345,5	874,1	31687	767,6	31680,9
2	-121,1	16189,8	-108,9	16956,8	-86,2	16894,2
3	121,1	16189,8	108,9	16956,8	86,2	16894,2
4	-980,3	31345,5	-874,1	31687	-767,6	31680,9
Poteaux	P		P		P	
	Ms	MI	Ms	MI	Ms	MI
1	937	468,5	861,3	-430,6	683,3	-341,6
2	187,9	93,9	178,1	-89,1	159,6	-79,8
3	-187,9	-93,9	-178,1	89,1	-159,6	79,8
4	-937	-468,5	-861,3	430,6	-683,3	341,6
	RH	N	RH	N	RH	N
1	-304,9	7904,7	-256,8	7965	-176,4	7948,2
2	-61,2	10845,3	-53,1	10991,3	-41,2	10958,1
3	61,2	10845,3	-53,1	10991,3	-41,2	10958,1
4	304,9	7904,7	256,8	7965	176,4	7948,2

(Bloc A)

SUPERPOSITION des SOLLICITATIONS

Moments fléchissants et efforts Tranchants

dans les poutres

Bloc A (auditorium)

PORTIQUE (A)					
Travée 1-2 Solllicitations	T_w	T_e	M_w	M_e	M_t
G+P+ \vec{S}_I	2468	5132	918	-4410	2054
G+P+ \vec{S}_I	4635	2965	-4919	-1579	551
0,8G+ \vec{S}_I	1384	3896	1529	-3496	1656
0,8G+ \vec{S}_I	3551	1729	-4309	-665	153
G+P+ V_1	3524	3620	-2386	-2578	1090
G+P+ V_2	3158	3986	-1391	-3047	1406
G+1,5(P+ V_1)	3744	3672	-2710	-2567	1069
G+1,5(P+ V_2)	3195	4221	-1217	-3270	1543
G+1,2P	3645	4155	-2053	-3073	1337
Travée 2-3					
G+P+ \vec{S}_I	4310	4241	-3169	-3013	1719
G+P+ \vec{S}_I	4241	4310	-3013	-3169	1719
0,8G+ \vec{S}_I	3005	2936	-2225	-2070	1194
0,8G+ \vec{S}_I	2936	3005	-2070	-2225	1194
G+P+ V_1	4007	4030	-2879	-2930	1616
G+P+ V_2	4030	4007	-2930	-2879	1616
G+1,5(P+ V_1)	4154	4189	-2976	-3053	1679
G+1,5(P+ V_2)	4189	4154	-3053	-2976	1679
G+1,2P	4388	4388	-3172	-3172	1764
Travée 3-4					
G+P+ \vec{S}_I	2965	4635	-1579	-4919	551
G+P+ \vec{S}_I	5132	2468	-4410	918	2054
0,8G+ \vec{S}_I	1729	3551	-665	-4309	153
0,8G+ \vec{S}_I	3896	1384	-3496	1529	1656
G+P+ V_1	3986	3158	-3047	-1391	1406
G+P+ V_2	3620	3524	-2578	-2386	1090
G+1,5(P+ V_1)	4221	3195	-3270	-1217	1543
G+1,5(P+ V_2)	3672	3744	-2567	-2710	1069
G+1,2P	4155	3645	-3073	-2053	1337

PORTIQUE (E)

Travée 1-2 Solllicitations	T _w	T _e	M _w	M _e	M _t
G + P + S _I [→]	2121	5480	1767	-4951	2208
G + P + S _I [←]	5166	2435	-6239	-777	292
0,8G + S _I [→]	995	4285	2483	-4096	1834
0,8G + S _I [←]	4040	1240	-5523	79	-82
G + P + V ₁	3514	3630	-2339	-2572	1116
G + P + V ₂	3344	3800	-1889	-2800	1228
G + 1,5(P + V ₁)	3697	3719	-2559	-2603	1127
G + 1,5(P + V ₂)	3443	3973	-1883	-2945	1294
G + 1,2 P	3742	4058	-2303	-2934	1281
Travée 2-3					
G + P + S _I [→]	4207	4343	-2946	-3251	1711
G + P + S _I [←]	4343	4207	-3251	-2946	1711
0,8G + S _I [→]	2902	3038	-1999	-2304	1190
0,8G + S _I [←]	3038	2902	-2304	-1999	1190
G + P + V ₁	4020	4018	-2915	-2910	1608
G + P + V ₂	4018	4020	-2910	-2915	1608
G + 1,5(P + V ₁)	4173	4170	-3028	-3021	1669
G + 1,5(P + V ₂)	4170	4173	-3021	-3028	1669
G + 1,2 P	4388	4388	-3180	-3180	1758
Travée 3-4					
G + P + S _I [→]	2435	5166	-777	1767	292
G + P + S _I [←]	5480	2121	-4951	-6239	2208
0,8G + S _I [→]	1240	4040	79	-5523	-82
0,8G + S _I [←]	4285	995	-4096	2483	1834
G + P + V ₁	3800	3344	-2800	-1889	1228
G + P + V ₂	3630	3514	-2572	-2339	1116
G + 1,5(P + V ₁)	3973	3443	-2945	-1883	1294
G + 1,5(P + V ₂)	3719	3697	-2603	-2559	1127
G + 1,2 P	4058	3742	-2934	-2303	1281

Portique (B)		TRAVÉE 1-4			niveau II
T _w	T _e	M _w	M _e	M _t	
24990	29073	-10072	-35593	61640	
29073	24990	-35093	-10072	61640	
17083	21167	-3172	-28693	43833	
21167	17083	-28693	-3172	43833	
25388	25831	-20269	-23073	58348	
25831	25388	-23073	-20269	58348	
26120	26793	-20446	-24651	60127	
26793	26120	-24651	-20446	60127	
27656	27656	-23416	-23416	63010	
Portique (C)		travée 1-4			niveau II
24917	29146	-10594	-37026	60663	
29146	24917	-37026	-10594	60663	
17011	21240	-3394	-29825	43156	
21240	17011	-29825	-3394	43156	
25415	25798	-21383	-23839	57408	
25798	25415	-23839	-21383	57408	
26169	26744	-21694	-25378	59140	
26744	26169	-25378	-21694	59140	
27656	27656	-24420	-24420	62006	
Portique (D)		travée 1-4			niveau II
24164	29999	-7878	-43726	58671	
29999	24164	-43726	-7878	58671	
16257	21993	-75	-35923	41767	
21993	16257	-35923	-75	41767	
25388	25824	-23576	-26301	55081	
25824	25388	-26301	-23576	55081	
26129	26783	-24114	-28202	56518	
26783	26129	-28202	-24114	56518	
27656	27656	-26463	-26463	59963	

Travée E-D PORTIQUE (1)						TRAVÉE ED PORTIQUE (4)									
Sollicitations	T_w	T_e	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e	M_w	M_e	M_t					
$G+P+S\vec{I}$	-1693	4318	7016	-8012	1143	-1750	4375	7168	-8143	1153					
$G+P+S\vec{I}$	4160	-1535	-8669	5567	89	4217	-1592	-8822	5699	79					
$0,8G+S\vec{I}$	-1940	4040	7181	-7767	1020	-1996	4096	7334	-7899	1030					
$0,8G+S\vec{I}$	3913	-1813	-8504	5811	-34	3970	-1870	-8656	5943	-44					
$G+P+V_1$	382	818	83	-1005	289	Idem (1)									
$G+P+V_2$	215	985	574	-1349	363										
$G+1,5(P+V_1)$	-43	531	538	-836	126										
$G+1,5(P+V_2)$	-294	781	1275	-1412	236										
$G+1,2P$	1233	1392	-827	-1222	616										
Travée D-C											TRAVÉE D-C				
$G+P+S\vec{I}$	-720	3345	4202	-3755	762						-759	3384	4305	-6053	766
$G+P+S\vec{I}$	3342	-317	-6391	5959	323	3381	-756	-6494	3849	318					
$0,8G+S\vec{I}$	-982	3082	4421	-3975	654	-1021	3121	4524	-5833	658					
$0,8G+S\vec{I}$	3080	-980	-6172	5739	214	3119	-1019	-6275	4070	210					
$G+P+V_1$	450	750	-108	-857	268	Idem (1)									
$G+P+V_2$	374	826	85	-1046	269										
$G+1,5(P+V_1)$	20	468	385	-734	130										
$G+1,5(P+V_2)$	-95	582	675	-1018	133										
$G+1,2P$	1311	1314	-1095	-1102	542										
Travée C-B											Travée C-B				
$G+P+S\vec{I}$	-347	2972	3151	-5148	642						-379	3004	3233	-5226	644
$G+P+S\vec{I}$	2938	-313	-5269	2857	435	2970	-345	-5351	2935	433					
$0,8G+S\vec{I}$	-606	2706	3363	-4919	534	-638	2738	3444	-4997	536					
$0,8G+S\vec{I}$	2679	-579	-5058	3086	327	2711	-611	-5139	3164	325					
$G+P+V_1$	468	732	-172	-834	247	Idem (1)									
$G+P+V_2$	417	783	-26	-942	267										
$G+1,5(P+V_1)$	54	434	271	-678	102										
$G+1,5(P+V_2)$	-22	510	491	-840	131										
$G+1,2P$	1295	1330	-1059	-1145	538										
Travée B-A											Travée B-A				
$G+P+S\vec{I}$	-526	3151	3259	-5934	303						3340	3188	3345	-6034	296
$G+P+S\vec{I}$	3302	-677	-5652	4297	963	-563	-715	-5739	4397	970					
$0,8G+S\vec{I}$	-804	2904	3498	-5771	176	3062	2941	3584	-5870	170					
$0,8G+S\vec{I}$	3025	-925	-5413	4461	937	-841	-962	-5499	4560	843					
$G+P+V_1$	550	650	-303	-554	321	Idem (1)									
$G+P+V_2$	502	698	57	-432	562										
$G+1,5(P+V_1)$	131	357	144	-422	166										
$G+1,5(P+V_2)$	59	428	684	-239	527										
$G+1,2P$	1388	1237	-1197	-919	633										

PORTIQUES	(B)			(C)			(D)		
	1-2	2-3	3-4	1-2	2-3	3-4	1-2	2-3	3-4
niveau I : travées									
$G+1,5P : M_w$	-9570	-12045	-11391	-9864	-12393	-11761	-9910	-12321	-11748
$G+1,5P : M_e$	-11391	-12045	-9570	-11761	-12393	-9864	-11748	-12321	-9910
$G+1,5P : M_t$	4580	7015	4580	4657	7186	4657	4687	7315	4687
$G+1,5P : T_w$	14605	16943	15515	15041	17454	15989	15009	17403	15929
$G+1,5P : T_e$	15515	16943	14605	15989	17454	15041	15929	17403	15009

SUPERPOSITION des SOLLICITATIONS

Moments fléchissants en tête et base des poteaux
et Efforts Normaux

PORTIQUE (A)				PORTIQUE (E)			
Poteau 1 solllicitations	M_s	M_I	N	1	M_s	M_I	N
G+P+1,2 \vec{S}_I	-1502	11288	2251		-2567	18096	1816
G+P+1,2 \overleftarrow{S}_I	5503	-13283	4852		7039	-23477	5470
0,8G+ \vec{S}_I	-1529	9541	1384		-2484	15850	995
0,8G+ \overleftarrow{S}_I	4309	-10930	3551		5523	-18794	4040
G+P+V ₁	2386	-1956	3524		2339	-3210	3514
G+P+V ₂	1391	150	3158		1889	-1964	3344
G+1,5(P+V ₁)	2710	-2499	3744		2559	-3894	3697
G+1,5(P+V ₂)	1217	659	3195		1883	-2026	3443
G+1,2P	2053	-1027	3645		2303	-2860	3742
Poteau 2				2			
G+P+1,2 \vec{S}_I	-1509	1544	9665		-2454	2438	9978
G+P+1,2 \overleftarrow{S}_I	1702	-1641	6982		2923	-3008	6486
0,8G+ \vec{S}_I	-1271	1294	6901		-2091	2113	7187
0,8G+ \overleftarrow{S}_I	1405	-1361	4664		2383	-2426	4278
G+P+V ₁	300	-251	7627		343	-397	7650
G+P+V ₂	-117	+159	8016		111	-164	7817
G+1,5(P+V ₁)	408	-355	7823		425	-498	7892
G+1,5(P+V ₂)	-217	259	8410		77	-148	8143
G+1,2P	99	-50	8542		246	-302	8445
Poteau 3				3			
G+P+1,2 \vec{S}_I	-1702	1641	6982		-2923	3008	6486
G+P+1,2 \overleftarrow{S}_I	1509	-1544	9665		2454	-2438	9978
0,8G+ \vec{S}_I	-1405	1361	4664		-2383	2426	4278
0,8G+ \overleftarrow{S}_I	1271	-1294	6901		2091	-2113	7187
G+P+V ₁	117	-159	8016		-111	164	7817
G+P+V ₂	-300	+251	7627		-343	397	7650
G+1,5(P+V ₁)	217	-259	8410		-77	148	8143
G+1,5(P+V ₂)	-408	355	7823		-425	498	7892
G+1,2P	-99	50	8542		-246	302	8445
Poteau 4				4			
G+P+1,2 \vec{S}_I	-5503	13283	4852		-7039	23477	5470
G+P+1,2 \overleftarrow{S}_I	1502	-11288	2251		2567	-18096	1816
0,8G+ \vec{S}_I	-4309	10930	3551		-5523	18794	4040
0,8G+ \overleftarrow{S}_I	1529	-9541	1384		2484	-15850	995
G+P+V ₁	-1391	-150	3158		-1889	1964	3344
G+P+V ₂	-2386	1956	3524		-2339	3210	3514
G+1,5(P+V ₁)	-1217	-659	3195		-1883	2026	3443
G+1,5(P+V ₂)	-2710	2499	3744		-2559	3894	3697
G+1,2P	-2053	1027	3645		-2303	2860	3742

niveau II

solllicitations	Potreau 1			D	Potreau 4		
	M_s	M_I	N		M_s	M_I	N
Portique (B)							
$G+P+1,2\vec{S}_{I_H}$	7520	6950	24 581	-38145	27282	29481	
$G+P+1,2\vec{S}_{I_H}$	38145	-27282	29 481	- 7520	- 6950	24 581	
$0,8G+\vec{S}_{I_H}$	3172	7749	17 083	-28693	20778	21 167	
$0,8G+\vec{S}_{I_H}$	28693	-20778	21 167	- 3172	- 7749	17 083	
$G+P+V_1$	20269	- 6360	25 382	-23073	12462	25 831	
$G+P+V_2$	23 073	-12462	25 831	-20269	6360	25 382	
$G+1,5(P+V_1)$	20 446	- 5469	26 120	-24651	14622	26 793	
$G+1,5(P+V_2)$	24 651	-14 622	26 793	-20446	5469	26 120	
$G+1,2P$	23 416	-10 570	27 656	-23416	10570	27 656	
Portique (C)				C			
$G+P+1,2\vec{S}_{I_H}$	7951	7437	24 494	-39669	28312	29569	
$G+P+1,2\vec{S}_{I_H}$	39 669	-28312	29 569	- 7951	- 7437	24 494	
$0,8G+\vec{S}_{I_H}$	3394	8253	17 011	-29825	21537	21 240	
$0,8G+\vec{S}_{I_H}$	29825	-21537	21 240	- 3394	- 8253	17 011	
$G+P+V_1$	21 384	- 7048	25 415	-23839	12300	25 798	
$G+P+V_2$	23 839	-12300	25 798	-21384	7048	25 415	
$G+1,5(P+V_1)$	21 694	- 6421	26 169	-25378	14298	26 744	
$G+1,5(P+V_2)$	25 378	-14 298	26 744	-21694	6421	26 169	
$G+1,2P$	24 420	-10864	27 656	-24420	10864	27 656	
Portique (D)				D			
$G+P+1,2\vec{S}_{I_H}$	4293	14 009	23 590	-47311	35415	30 473	
$G+P+1,2\vec{S}_{I_H}$	47 311	-35 415	30 473	- 4293	-14 009	23 590	
$0,8G+\vec{S}_{I_H}$	75	13 877	16 257	-35923	27310	21 993	
$0,8G+\vec{S}_{I_H}$	35923	-27310	21 993	- 75	-13 877	16 257	
$G+P+V_1$	23 576	- 7992	25 388	-26301	11834	25 824	
$G+P+V_2$	26 301	-11834	25 824	-23576	7992	25 388	
$G+1,5(P+V_1)$	24 114	- 7790	26 129	-28202	13553	26 783	
$G+1,5(P+V_2)$	28 202	-13 553	26 783	-24 114	7790	26 129	
$G+1,2P$	26 463	-11 165	27 656	-26463	11 165	27 656	

niveau I

Potreaux	Portique (B)			Portique (C)			Portique (D)		
	M_s	M_I	N	M_s	M_I	N	M_s	M_I	N
$G+1,5P$									
1	-1607	-804	43203	-1639	820	43635	-1948	974	43603
2	654	327	32458	632	-316	33444	573	-287	33331
3	-654	-327	32458	-632	316	33444	-573	287	33331
4	1607	804	43203	1639	-820	43635	1948	-974	43603

Solicitations	Portique (1)			E	Portique (4)		
	M_s	M_I	N		M_s	M_I	N
Poteau E							
$G+P+1,2\vec{S}_{IH}$	- 8585	21576	- 2278	- 8767	22002	- 2346	
$G+P+1,2\vec{S}_{IH}$	10238	- 22279	4745	10421	- 22704	4813	
$0,8G+\vec{S}_{IH}$	- 7181	17992	- 1940	- 7334	18347	- 1996	
$0,8G+\vec{S}_{IH}$	8504	- 18554	3913	8656	- 18909	3970	
$G+P+V_1$	- 84	1851	382	Idem (1)	Idem (1)	Idem (1)	
$-G+P+V_2$	- 574	1376	215				
$G+1,5(P+V_1)$	- 539	2952	- 43				
$G+1,5(P+V_2)$	- 1275	2239	- 294				
$G+1,2P$	827	- 351	1233				
Poteau D							
				D			
$G+P+1,2\vec{S}_{IH}$	- 14630	22077	3778	- 14912	22504	3798	
$G+P+1,2\vec{S}_{IH}$	14375	- 21843	1628	14657	- 22270	1607	
$0,8G+\vec{S}_{IH}$	- 12188	18394	3058	- 12422	18749	3075	
$0,8G+\vec{S}_{IH}$	11983	- 18207	1266	12218	- 18562	1249	
$G+P+V_1$	- 896	1358	1268	Idem (1)	Idem (1)	Idem (1)	
$G+P+V_2$	- 1433	2109	1359				
$G+1,5(P+V_1)$	- 1280	1979	551				
$G+1,5(P+V_2)$	- 2086	3105	686				
$G+1,2P$	- 128	117	2703				
Poteau C							
				C			
$G+P+1,2\vec{S}_{IH}$	- 10923	15729	3075	- 11134	16034	3084	
$G+P+1,2\vec{S}_{IH}$	10838	- 15613	2144	11049	- 15917	2134	
$0,8G+\vec{S}_{IH}$	- 9101	13106	2476	- 9277	13359	2483	
$0,8G+\vec{S}_{IH}$	9033	- 13013	1699	9209	- 13266	1692	
$G+P+V_1$	- 684	975	1217	Idem (1)	Idem (1)	Idem (1)	
$G+P+V_2$	- 1020	1479	1213				
$G+1,5(P+V_1)$	- 1005	1434	521				
$G+1,5(P+V_2)$	- 1509	2189	560				
$G+1,2P$	- 43	58	2609				
Poteau B							
				B			
$G+P+1,2\vec{S}_{IH}$	- 10098	13998	2392	- 10295	14270	2386	
$G+P+1,2\vec{S}_{IH}$	10201	- 13985	3044	10398	- 14257	3050	
$0,8G+\vec{S}_{IH}$	- 8417	11665	1903	- 8581	11891	1897	
$0,8G+\vec{S}_{IH}$	8499	- 11655	2446	8664	- 11881	2451	
$G+P+V_1$	- 541	663	1282	Idem (1)	Idem (1)	Idem (1)	
$G+P+V_2$	- 999	1344	1285				
$G+1,5(P+V_1)$	- 837	991	564				
$G+1,5(P+V_2)$	- 1524	2012	569				
$G+1,2P$	52	6	2718				
Poteau A							
				A			
$G+P+1,2\vec{S}_{IH}$	- 6957	12428	3534	- 7077	12661	3578	
$G+P+1,2\vec{S}_{IH}$	5320	- 11545	- 1060	5440	- 11778	- 1105	
$0,8G+\vec{S}_{IH}$	- 5771	10342	2904	- 5870	10536	2941	
$0,8G+\vec{S}_{IH}$	4461	- 9635	- 925	4560	- 9829	- 962	
$G+P+V_1$	- 1083	1876	650	Idem (1)	Idem (1)	Idem (1)	
$G+P+V_2$	- 1206	872	698				
$G+1,5(P+V_1)$	- 1214	2593	357				
$G+1,5(P+V_2)$	- 1399	1087	428				
$G+1,2P$	- 819	442	1237				

FEIRRAILLAGE

Ferrailage des Poutres

les calculs des sections d'acier, puis les dispositions de ferrailage sont effectuées à partir des courbes enveloppées de moments flechissants résultant des combinaisons les plus défavorables des charges Verticales et des actions des Seismes.

Dans les justifications et vérifications de toutes les dispositions des armatures longitudinales de traction, on doit considérer les sollicitations totales des deux genres les plus défavorables (cc BA 68 35.1)

Conformément à l'article A.15 - cc BA 68 il ne sera pas fait état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres. Elles seront donc ferrillées en flexion simple.

I. Calculs :

A. Calcul des armatures longitudinales

En flexion simple la section d'acier minimale est obtenue pour $\sigma_a < \bar{\sigma}_a$ on calcule

$$\mu = \frac{mM}{\bar{\sigma}_a b m^2} \rightarrow \epsilon, \kappa$$

- si $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$ les armatures comprimées seront inutiles et la section des armatures tendues sera

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon \cdot h}$$

- si $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$ il faudra prévoir les armatures comprimées on calcule :

$$\bar{\kappa} = \frac{15}{m} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \quad \bar{\kappa} \rightarrow \epsilon ; \mu' ; \lambda$$

On prend. $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b$

On aura : $M_1 = \mu' \cdot \sigma'_b \cdot b \cdot h^2$; $\Delta M = M - M_1$

$$\gamma_1 = \lambda \cdot h \quad ; \quad \sigma'_a = \frac{m(\gamma_1 - d') \sigma'_b}{\gamma_1}$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} \quad A_2 = \frac{\Delta M}{(h - d') \cdot \sigma'_a}$$

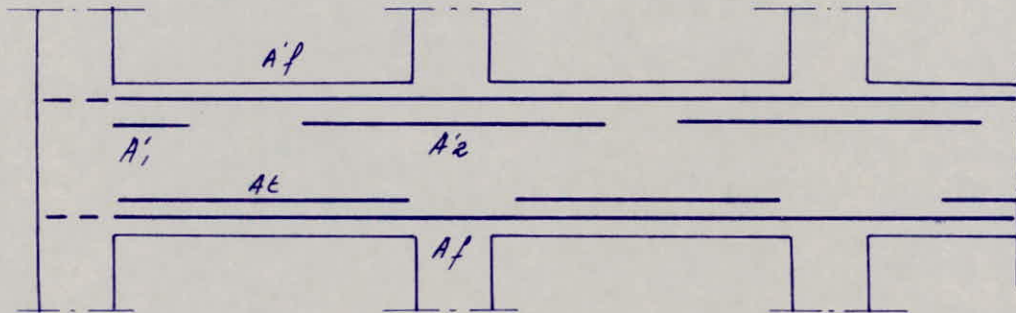
$$A' = \frac{\Delta M}{(h - d') \sigma'_a} \quad A = A_1 + A_2$$

Pourcentage d'armatures :

le pourcentage total minimal (maximal) des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3% (2,5%) pour les aciers haute adhérence. il faut prévoir les armatures filantes d'une section minimale

- lit supérieur $A_f \geq \text{Max} \left(\frac{A'_1}{4} ; \frac{A'_2}{4} ; 3\text{cm}^2 \right)$

- lit inférieur $A_f \geq \text{Max} \left(\frac{A'_1}{2} ; \frac{A'_2}{4} ; 3\text{cm}^2 \right)$



B. Calcul des armatures transversales

les armatures transversales doivent être capables d'équilibrer à elles seules les efforts de traction qui se produisent après fissuration du béton.

Elles seront calculées à l'effort tranchant maximum

a. Contrainte de traction admissible (CCBA 68 art. 25.12)

$$\sigma_{at} = \rho_{at} \sigma_{en}$$

- $\rho_{at} = \text{max.} \left[1 - \frac{\sigma_b}{9\tau_b} ; \frac{2}{3} \right]$ si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage.

- $\rho_{at} = 2/3$ si les conditions indiquées ci-dessus ne sont pas remplies.

b. Contrainte de Cisaillement (CCBA 68 art 25.11).

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad , \quad z = \frac{7}{8} h \quad \text{section rectangulaire.}$$

c. Etriers et cadres perpendiculaires à la ligne moyenne :
Pour pouvoir utiliser ce type d'armatures, il faut que σ_b soit inférieur aux valeurs suivantes :

$$\sigma_b \leq 3,5 \bar{\tau}_b \quad \text{si } \tau'_b \leq \tau'_{b_0}$$

$$\sigma_b \leq \left(4,5 - \frac{\tau'_b}{\tau'_{b_0}} \right) \bar{\tau}_b \quad \text{si } \tau'_{b_0} < \tau'_b < 2\tau'_{b_0}$$

d. Ecartement des armatures transversales

Il est donné par $t = \frac{A \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T}$

l'espacement entre deux plans d'armatures transversales doit être inférieur à t

$$t = \text{max} \quad 0,2h \quad , \quad \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\tau_b} \right) h$$

D'après le CTC, l'espacement maximum est:

- dans la zone modale $e = \min(0,3h; 12\phi)$
- dans la zone courante $e = 0,5h$.

II Verifications

a. Condition de non fragilité (CCBA 68 Art. 19)

$$A \geq 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_e}$$

b. Condition de non fissuration (CCBA 68 Art 49)

Dans les justifications de Calculs relatives à la Fissuration du béton on prend en compte les sollicitations de service.

la valeur à considérer pour α est limitée à la plus grande des deux valeurs suivantes:

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible

$\eta = 1,6$ Acier Haute adhérence

$\tilde{\omega} = \frac{A}{B_f}$ Pourcentage de fissuration.

c. Verification de la flèche (CCBA 68 Art 61.21)

Dans les justifications de Calculs relatives à la flèche on ne tient compte que des sollicitations de service.

Il est inutile de calculer la flèche si les Conditions suivantes sont vérifiées

$$- h_t / l \geq 1/16$$

$$- h_b / l \geq M_b / 10M$$

$$A / bh \leq 43 / \bar{\sigma}_e$$

d. Verification des Contraintes.

la section d'armature étant connue, nous calculons

$$\tilde{\omega} = \frac{1000 A}{b \cdot h} \quad \tilde{\omega} \longrightarrow \epsilon; K$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} \quad ; \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

σ_a et σ'_b doivent être inférieures aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_a; \bar{\sigma}'_b$

e. Verification à l'adhérence (CCBA Art 29.1)
la Contrainte d'adhérence admissible pour l'entraînement des armatures est donnée par $\bar{\sigma}_d = 24d \bar{\sigma}_b$ pour les poutres.
la Contrainte d'adhérence pour l'entraînement des armatures est donnée par

$$\sigma_d = \frac{T}{Z P} \frac{A_i}{A}$$

si les armatures sont constituées par n barres isolées identiques $A = n A_i$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n \cdot P \cdot Z}$$

f. Condition de non écrasement du béton (CCBA 68 Art 30.62)

$$r \geq 0,1 \quad \phi \frac{\sqrt{\sigma_a}}{\sqrt{\sigma_b}} \left(1 + \frac{\phi}{d_i}\right) r$$

r = rayon de courbure de la barre de diamètre ϕ

d_i = distance du centre de courbure de la barre à la paroi la plus voisine

$n = 1$ barre isolée

$n = 5/3$ 2 lits

$n = \frac{7}{3}$ 3 lits ou plus.

g. Conditions aux appuis (CCBA 68. Art.)
l'effort tranchant a pour effet de créer des efforts de compression dans des bielles de béton inclinées à 45°
la contrainte dans la bielle est de $\sqrt{\sigma}'_b = \frac{2T}{b_0 \cdot c}$

$$c \geq \frac{2T}{h_0 \cdot \sqrt{\sigma}'_b}$$

h. Conditions pour les armatures inférieures (CCBA 68 Art 35.32)
les armatures de traction inférieures doivent être ancrées au delà de l'appui pour équilibrer un effort égal à $T + M/Z$

$$A \bar{\sigma}_a > T + M/Z$$

TABLEAUX : Ferrillage des Poutres
(Bloc A)

	Appui E		Travée E-D		Appui D		Travée D-C		Appui C		Travée C-B		Appui B		Travée B-A		Appui A	
M _{SP1}	-827	1275		616	-1412	675		542	-1102	491		538	-1197	684		633	-819	
μ	0,008	0,0123		0,0059	0,0136	0,0065		0,0052	0,0106	0,0047		0,0052	0,0116	0,0066		0,0061	0,0079	
E	0,9597	0,9505		0,965	0,9488	0,9635		0,9669	0,9539	0,9688		0,9673	0,9519	0,9633		0,9645	0,96	
K	109	86		128	81,5	122		136	93,5	145		138	89	121		126	110	
G _b '	25,7	32,5		21,9	34,4	23		20,6	30	19,3		20,3	31,5	23,1		22,2	25,5	
A	0,72	1,11		0,53	1,24	0,58		0,47	0,96	0,42		0,46	1,04	0,59		0,54	0,71	
M _{SP2}	-8822	7334	-44	1153	-8143	5943		766	-6053	4070		644	-5739	3584		970	-6034	4560
μ	0,0568	0,0472	0,0003	0,0074	0,0524	0,0383		0,0049	0,039	0,0262		0,0041	0,0369	0,023		0,0062	0,0388	0,0293
E	0,9008	0,9084	0,9916	0,9612	0,9042	0,9167		0,9682	0,9158	0,9296		0,9708	0,9180	0,9338		0,9640	0,9161	0,9259
K	35,4	39,6	580	114	37,2	45		142	44,4	56		156	46	60,5		124	44,6	52,5
G _b '	118,6	106	7,24	36,84	113	93,33		29,57	94,59	75		26,9	91,3	69,42		38,87	94,17	80
A	5,42	4,47	0,024	0,66	4,99	3,6		0,44	3,66	2,42		0,37	3,46	2,13		0,56	3,65	2,73
Adopt.	3 T 16		2 T 16		3 T 16		2 T 16		2 T 16 1 T 14		2 T 16		2 T 16 + 1 T 14		2 T 16		2 T 16 + 1 T 14	
cm ²	6,03		4,02		6,03		4,02		5,56		-4,02		5,56		4,02		5,56	

Résultats pour la portique (4), idem pour la portique (1) qui gardera la même ferraille
h = 43 cm ; b = 30 cm

Portique (E)

		Travée de rive	Travée interméd.	Appui de rive	Appui de rive	Appui interméd.	Appui interméd.
SP ₁	M	1284	1758	-2559	-	-3180	-
	μ	0,0191	0,0261	0,0380		0,0472	
	E	0,9394	0,9299	0,9169		0,9084	
	K	67,5	56,3	45,2		39,6	
	σ_b	41,48	49,73	61,9		70,7	
	A	1,28	1,78	2,62		3,29	
SP ₂	M	2208	1711	-6239	2483	4951	79
	μ	0,0218	0,0169	0,0617	0,0246	0,0490	0,0008
	E	0,9355	0,9425	0,8972	0,9317	0,9071	0,9867
	K	62,5	72	33,5	58,2	38,8	360
	σ_b	67,2	58,3	125,4	72,2	108,2	11,66
	A	1,49	1,14	4,38	1,67	3,42	0,05
A adoptée		3 T 12		3 T 14			
cm ²		3,39		4,62			

La portique (A) aura le même ferrailage, les sollicitations étant très voisines.
 $b = 25 \text{ cm}$; $h = 38 \text{ cm}$.

Portiques B, C et D: niveau II

		Travée (B)		Travée (C)		Travée (D)	
		Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
SP ₁	M	63010	-23416	62006	-24420	59963	-26463
	μ	0,0579	0,0215	0,0569	0,0224	0,055	0,0243
	E	0,9000	0,936	0,9008	0,9346	0,9021	0,9320
	K	35,0	63,0	35,4	61,5	36,1	58,5
	σ_b	80	44,4	79,1	45,5	77,56	47,86
	A	23,16	8,27	22,76	8,64	21,22	9,39
SP ₂	M	61640	-35593	60663	-37026	58671	-43726
	μ	0,0377	0,0218	0,0371	0,0227	0,0359	0,0268
	E	0,9172	0,9355	0,9178	0,9342	0,9188	0,9291
	K	45,4	62,5	45,8	61	46,6	55,5
	σ_b	92,5	67,2	91,7	68,85	90,13	75,68
	A	14,82	8,39	14,57	8,74	14,08	10,38
A adoptée		8 T 20	6 T 16	8 T 20	6 T 16	8 T 20	6 T 16
cm ²		25,13	12,06	25,13	12,06	25,13	12,06

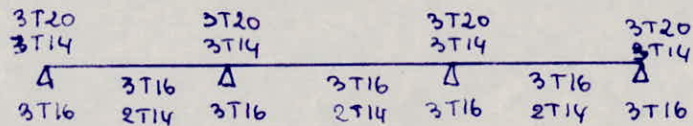
$b = 50 \text{ cm}$
 $h = 108 \text{ cm}$

Portiques B, C et D: niveau I

Portiques	(B)				(C)				(D)			
	rive	travée	rive	Appui	rive	travée	rive	Appui	rive	travée	rive	Appui
		interm.	interm.	interm.		interm.	interm.	interm.		interm.	interm.	interm.
G+15P M	4580	7015	-9570	-12045	4657	7186	-9864	-12393	4687	7315	-9910	-12321
μ	0,0680	0,1041	0,1420	0,1787	0,0691	0,1066	0,1464	0,1839	0,0696	0,1086	0,1471	0,1828
E	0,0680	0,8721	0,8555	0,8423	0,8921	0,8708	0,8538	0,8408	0,8918	0,8701	0,8534	0,8411
K	31,7	24,1	19,6	16,7	31,4	23,7	19,2	16,4	31,2	23,5	19,1	16,45
σ'_b	88,3	116,2	142,9	167,7	89,2	118,1	145,8	170,7	89,7	119,2	146,6	170,2
A'	0	0	≠ 0	≠ 0	0	0	≠ 0	≠ 0	0	0	≠ 0	≠ 0
A	4,82	7,56			4,91	7,76			4,94	7,9		
K ₁			20,74	20,74			20,74	20,74			20,74	20,74
α			0,4196	0,4196			0,4196	0,4196			0,4196	0,4196
μ'			0,1805	0,1805			0,1805	0,1805			0,1805	0,1805
M ₁			8796,7	8796,7			8796,7	8796,7			8796,7	8796,7
ΔM			773,3	3248,3			1067,3	3596,3			1113,3	3524,3
y			15,94	15,94			15,94	15,94			15,94	15,94
σ'_d			1771	1771			1771	1771			1771	1771
A'			1,22	5,09			1,67	5,64			1,75	5,53
A			10,43	13,04			10,74	13,25			10,79	13,18

- b = 25 cm
- h = 38 cm

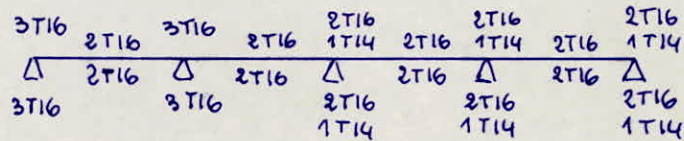
ferraillage adopté pour l'ensemble des 3 portiques.



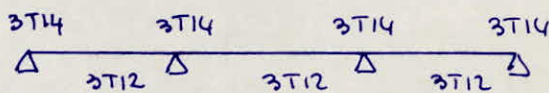
Vérifications pour les poutres du Bloc A (auditorium)

Schémas des aciers adoptés :

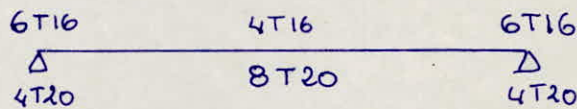
Poutres des portiques (1) et (4)



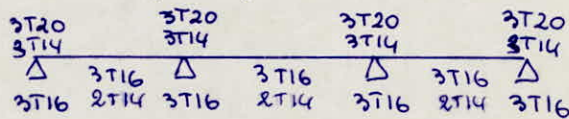
Poutres des portiques (A) et (E)



Poutres des portiques (B), (C) et (D) du niveau II



Poutres des portiques (B), (C) et (D) du niveau I



Vérifications des contraintes :

	Travée SP ₂	Travée SP ₁	APPUI SP ₂	SP ₁	APPUI SP ₂	SP ₁
M	1153	633	8822	1275	6053	1197
A	4,02	4,02	6,03	6,03	5,56	5,56
\tilde{w}	0,325	0,325	0,488	0,488	0,458	0,458
E	0,9111	0,9111	0,8945	0,8945	0,8972	0,8972
K	41,2	41,2	32,4	32,4	33,65	33,65
σ_a	864	419,5	3969,8	573,7	2996	592,5
σ_b'	20,9	10,18	122,5	17,7	89	17,6

$\bar{\sigma}_b' = 135$ (SP₁)
 $= 202,5$ (SP₂)

$\bar{\sigma}_a = 2800$ (SP₁)
 $= 4200$ (SP₂)

Vérifiée,

Poutres des portiques (1) et (4).

Poutres des portiques (A) et (E) :

	SP ₂	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₁
	Travée rive	travée intermed.	Appui rive	Appui intermed.	Appui
M	2208	1764	6239	4951	3270
A	3,39	3,39	4,62	4,62	4,62
$\tilde{\omega}$	0,372	0,372	0,509	0,509	0,509
E	0,9057	0,9057	0,8927	0,8927	0,8927
K	38	38	31,6	31,6	31,6
σ_a	1975,7	1578,4	4767,4	3307	2184
σ_b	52	41,5	131,9	104,7	69,1

Vérifiée

Poutres des portiques (B), (C), (D) - niveau II

	(B)		(C)		(D)	
	Travée SP ₁	Appui SP ₂	Travée SP ₁	Appui SP ₂	Travée SP ₁	Appui SP ₂
M	63010	35953	62006	37026	59963	43726
A	25,13	12,1	25,13	12,1	25,13	12,1
$\tilde{\omega}$	0,4787	0,2278	0,4787	0,2278	0,4787	0,2278
E	0,8954	0,9237	0,8954	0,9237	0,8954	0,9237
K	32,8	50,5	32,8	50,5	32,8	50,5
σ_a	2666,9	2938,6	2624,4	3119,4	2538	3683,8
σ_b	81,3	59,37	80	61,8	77,4	72,9

Vérifiée

Poutres des portiques (B), (C) et (D) niveau I

	Travée	Appui de rive	Appui intermed.
M	7315	9864	12393
A	9,11	12,5	14,04
$\tilde{\omega}$	1,056	A'	6,03
E	0,8580		6,03
K	20,2	σ'_a	1462,1
σ_a	2712,6	σ_a	2640,9
σ_b	134,3	σ'_b	138,4

$\sim 2,1\% < 3\%$
 $\sim 2,5\%$

Vérifiée

Vérifications des fissurations :

Poutres des portiques (1) et (4)

	Appui	Appui	Travée
A	3T16 6,03	2T16 1T14 5,56	2T16 4,02
\bar{w}_f	0,0264	0,0244	0,0176
σ_1	3137,4	2942,4	2240,3
σ_2	2258	2768,3	2258
	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Poutres des portiques (A) et (E)

	Appui	Travée
A	3T14 4,62	3T12 3,39
\bar{w}_f	0,0249	0,0180
σ_1	3425,6	3169,7
σ_2	2413,6	2607,1
	Vérifiée	Vérifiée

Poutres des portiques (B), (C) et (D)
niveau II

	Appui	Travée
A	6T16 12,10	8T20 25,13
\bar{w}_f	0,03184	0,05026
σ_1	3622,8	4013,8
σ_2	2257,8	2019,4
	Vérifiée	Vérifiée

niveau I

	Appui fixe	Appui intermed.	Travée
A	12,5	14,04	6,03
w_f	0,04545	0,0585	0,03174
σ_1	3750	4429	3613,7
σ_2	2019,4	2019,4	2257,8
	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{an}}$$

Poutres des Portiques	A SP1	A SP2
(1) et (4)	1,25	1,88
(A) et (E)	0,92	1,38
(B), (C) et (D) niv II	5,23	7,88
(B), (C) et (D) niv I	0,92	1,38

Vérifiée.

Vérification de la flèche :

Les moments sont sous G+P, pour cette vérification nous avons pris les pontes dont la portée est la plus grande et chargée défavorablement :

	Poutres des Pontiques				
	(1) et (4)	(A) et (E)	(B), (C), (D) II	(B), (C), (D) I	
l	500	450	1250	450	cm
b	30	25	50	25	cm
h	41,2	36,4	105	34,5	cm
Mt	632,9	1718,5	61640	6138	kg.m
M ₀	1640,7	4809,4	24472,6	16430,3	kg.m
ht	45	40	110	40	cm
A	4,02	3,39	25,13	6,03	cm ²
l/16	31,25	28,13	78,13	28,13	cm
l/10 * M _t /M ₀	19,29	16,08	91,21	16,81	cm
43bh/σ _{en}	12,65	9,32	53,75	8,83	
	Vérif.	Vérif.	Vérif.	Vérif.	

les 3 conditions: $ht \geq \frac{l}{16}$; $ht \geq \frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$ et $A \leq bh \cdot \frac{43}{\sigma_{en}}$

sont vérifiées. Il n'est donc point nécessaire de vérifier la flèche.

Condition aux appuis:

$C \geq C_0 = \frac{2T}{b_0 \sigma_{b0}}$ où $C = a - (d+r)$ via que $d = 2cm$ (enrobage) avec a : largeur de l'appui et r : rayon de courbure.

$r \geq 0,10 \phi \frac{\sigma_a}{\sigma_{b0}} (1 + \frac{\phi}{d}) \sqrt{R_u}$ en général $r = 5\phi$ si r vérifie la condition de non écrasement du béton.

où $d = 3+r$
 $v = 1$ 1 lit de barre
 $= 5/3$ 2 lits de barre
 $= 7/3$ 3 lits de barre

Poutres des Pontiques	T (kg)	R (cm)	r (cm)	C ₀ (cm)	C (cm)	Q (cm) Largeur
(1) et (4)	4217	7,05	8	3	40	50
(A) et (E)	5166	3	6	5	52	60
(B), (C), (D) niv. II	29899	4,65	10	11,6	48	60
(B), (C), (D) niv I	15041	8,7	11,2	18	47	60

Vérifiée.

Armatures inférieures :

Il faut que $A \cdot \bar{\sigma}_a > T + M/z$.

Or dans tout les cas : $T + M/z < 0$, M étant pris avec son signe

les armatures inférieures sont ancrées totalement au delà de l'appui et peuvent équilibrer un effort admissible égal à $T + M/z$.

Condition de non entraînement des barres :

Poutres des Portiques	T_{max} (kg)	$\bar{\sigma}_d$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_d$ admissib (kg/cm ²)
(1) et (4)	4217	8,84	26,6
(A) et (E)	5166	14,35	26,6
B, C, D niv II	29 899	12,86	26,6
B, C, D niv I	15 041	17,46	26,6

Vérifiée.

Armatures transversales :

Poutres des Portiques	T_{max} (kg)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	A_t (cm ²)	$\bar{\sigma}_{at}$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	t	\bar{E} z. Nodal	\bar{E} z. courant	t_{adopte} z. Nodal
(1) et (4)	4217	4,05	3,14	2278	29,72	61,1	10,3	20,6	10
(A) et (E)	5166	6,9	3,14	2192,6	29,1	42,3	9	18,2	9
B, C, D Niv II	29 899	6,5	3,14	2205,6	31	21,4	19,2	53	19
B, C, D Niv I	15 041	19,9	3,14				9	18	9

BLOC "B" sens transversal

Ferraillage des Poutres

Niveau		1				2			
Poutre		de rive		intermédiaire		de rive		intermédiaire	
Section		Travée	appui	Travée	appui	Travée	appui	Travée	appui
SP1	M [kg.m]	3779	-6005	4567	-7500	1891	-2802	3016	-4260
	μ	0,0467	0,0743	0,0565	0,0927	0,0234	0,0346	0,0373	0,0527
	ϵ	0,9088	0,8886	0,9012	0,878	0,9334	0,9201	0,9175	0,9035
	K	33,8	23,9	35,6	26	60	47,6	45,6	37
	A (cm ²)	3,91	6,35	4,76	8,03	1,9	2,86	3,09	4,43
	σ_b^2	70,35	93,64	78,65	107,69	46,67	58,82	61,4	75,67
SP2	M [kg.m]	3611	-9175	4231	-10210	1854	-4644	2943	-5924
	μ	0,0298	0,0756	0,0349	0,0855	0,0153	0,0383	0,0243	0,0488
	ϵ	0,9254	0,8879	0,9199	0,8821	0,9451	0,9167	0,932	0,9071
	K	52	29,6	47,4	27,4	76	45	58,5	38,8
	A (cm ²)	2,44	6,85	2,88	7,36	1,23	3,17	1,98	4,09
	σ_b^2 kg/cm ²	80,77	141,3	88,61	153,28	55,26	93,3	71,73	108,25
A adaptée	3T14	6T12	5T12	6T14	4T12	4T12	4T12	4T12	

Sens Transversal
Verification:

1. Verification de la fleche:

a) $h_t \gg \frac{l}{16}$

b) $h_t \gg \frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_o}$

c) $A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}}$

Il suffit de verifier pour la plus grande section d'acier en travée; car si elle est verifiée pour cette section, elle est verifiée pour toutes les autres sections.

a) $h_t \gg \frac{l}{16} \rightarrow 40 \text{ cm} \gg \frac{500}{16} = 31,25 \text{ cm}.$

c) $A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} \rightarrow A \leq 30 \times 38 \times \frac{43}{4200} = 11,67 \text{ cm}^2$ Verifiée.

b) $h_t \gg \frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_o}$

	Poutre rive			Poutre intermed.		
Niveau \	M_t	M_o	$\frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_o}$	M_t	M_o	$\frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_o}$
1	2771	7216	19,2	2551	6931	18,4
2	1671	4063	20,56	2577	6015	21,42

Verifié

2. Condition de non fragilité

$A \gg 0,69 h b \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = \begin{cases} SP_1 & 1,1 \text{ cm}^2 \\ SP_2 & 1,66 \text{ cm}^2 \end{cases}$ Verifié.

3. Condition aux appuis: on doit verifier que

$c \gg \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_b} = c_o \quad c = a - (d+r) \quad \text{vue que } \lambda > 15$

	Poutre rive			Poutre intermed.		
Niveau \	T	C	C_o	T	C	C_o
1	7829	41,4	7,62	9656	41,4	9,4
2	3754	41,4	3,65	5821	41,4	5,66

Verifié.

4- Armatures inférieures; On doit vérifier que:

$$A \bar{\sigma}_a \gg T + \frac{M}{z}$$

SP1	Poutre rive			Poutre intermed.		
	M [Kg.m]	T (Kg)	$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z\bar{\sigma}_a}$	M [Kg.m]	T (Kg)	$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z\bar{\sigma}_a}$
1	-6005	7829	< 0	-7500	9656	< 0
2	-2802	3754	< 0	-4260	5821	< 0

SP2	Poutre			Poutre		
	M [Kg.m]	T (Kg)	$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z\bar{\sigma}_a}$	M [Kg.m]	T (Kg)	$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z\bar{\sigma}_a}$
1	-126	5990	1,33	-274	5728	1,17 < A
2	-4	3364	0,8	-949	4570	0,41 < A

Vérification des Contraintes

niv:	Poutre rive				Poutre intermed.			
	1		2		1		2	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
M(Kg.m)	3779	-9175	1891	-4644	4567	-10210	3016	-5924
A	4,62	6,78	4,52	4,52	5,65	9,23	4,52	4,52
$\tilde{\omega}$	0,4053	0,595	0,3965	0,3965	0,496	0,81	0,3965	0,3965
E	0,9023	0,8858	0,9031	0,9031	0,8938	0,8715	0,9031	0,9031
K	36,2	28,8	36,6	36,6	32,1	23,9	36,6	36,6
$\bar{\sigma}_a$	2386	4020,3	1219	2994	2380	3340,2	1944	3819
$\bar{\sigma}_b$	65,9	139,8	33,3	82	74,14	139,76	53,12	104,35

Niveau	Poutre derive				Poutre intermediaire			
	1		2		1		2	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
A	4,52	6,78	4,52	4,52	5,65	9,23	4,52	4,52
$\bar{\omega}_f$	0,0251	0,0283	0,0251	0,0376	0,0314	0,0513	0,0251	0,0376
σ_1	4014	4405,5	4014	5472	4778	5811	4014	5472
σ_2	2607	3193	2607	3193	2607	2956	2607	3193
Verif	Verif	Verif	Verif	Verif	Verif	Verif	Verif	Verif

Armatures Transversales

Poutre	Niveau	T_{max} (Kg)	$\bar{\sigma}_b$ Kg/cm ²	A_c (cm ²)	$\bar{\sigma}_{ot}$ Kg/cm ²	$\bar{\sigma}_b$	t	t'	t_{adep}	Section
1-1'	1	8858	9,12	2,01	1988	27,8	17,63	ZN 9,5 → 9 ZC 19 → 15		
	2	4434	4,56	1	2194	30,98	17,52	ZN 9,5 → 9 ZC 19 → 15		
2-2'	1	10263	10,57	2,01	1922	27,79	15,22	ZN 9,5 → 9 ZC 19 → 15		
	2	6373	6,56	1	2104	30,84	12,19	ZN 9,5 → 9 ZC 19 → 12		

Condition de non entrainement des barres:

Poutre	Niveau	T_{max} (Kg)	$\bar{\sigma}_d$ Kg/cm ²	$\bar{\sigma}_d$ Kg/cm ²
1-1'	1	8858	24,2	26,6
	2	4434	18,17	26,6
2-2'	1	10263	24,04	26,6
	2	6373	25,43	26,6

		Niveau 1								Niveau 2							
		B		E		H		K		C		D		I		J	
		+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
SP1	M		2124		3219		2890		2899		447		438		413		408
	μ		0,058		0,0879		0,079		0,0792		0,0122		0,012		0,0113		0,0112
	ϵ		0,8998		0,8807		0,8858		0,8858		0,9507		0,9510		0,9524		0,9526
	K		34,9		26,7		28,8		28,8		86,5		87		90		90,5
	A		3,01		4,66		4,16		4,17		0,6		0,6		0,55		0,55
	σ'_b		80,23		104,09		97,2		97,2		32,36		32,2		31,11		31,1
SP2	M	1584	4903	152	5031	224	4716	206	4724	294	1046	448	1198	437	1175	437	1171
	μ	0,0288	0,0893	0,0028	0,0917	0,0041	0,0859	0,0037	0,0861	0,0054	0,019	0,0082	0,0218	0,0079	0,0214	0,0079	0,0213
	ϵ	0,9265	0,8798	0,9758	0,8786	0,9708	0,8818	0,9724	0,8818	0,9664	0,9394	0,9593	0,9355	0,96	0,9359	0,96	0,9359
	K	53	26,6	192	26,2	156	27,3	164	27,3	134	67,5	108	62,5	110	63	110	63
	A	1,45	4,74	0,13	4,87	0,196	4,55	0,18	4,55	0,26	0,95	0,4	1,09	0,39	1,07	0,39	1,06
	σ'_b	79,24	157,9	21,87	160,3	26,92	153,85	25,6	153,85	31,34	62,22	38,9	67,2	38,18	66,67	38,18	66,67
	A _{adap}	2T14 +2T12	2T14 +2T12	2T14 +2T12	2T14 +2T12	2T14 +2T12	2T14 +2T12	2T14 +2T12	2T14 +2T12	2T14 +2T12	3T14	3T14	3T14	3T14	3T14	3T14	3T14

$$2T14 + 2T12 = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

Verification des Contraintes.

	B	E	H	K	C	D	I	J
M	4903	5031	5716	5724	1046	1198	1178	1171
A	5,34	5,34	5,34	5,34	4,62	4,62	4,62	4,62
$\bar{\omega}$	0,763	0,763	0,763	0,763	0,66	0,66	0,66	0,66
E	0,8741	0,8741	0,8741	0,8741	0,881	0,881	0,881	0,881
K	24,7	24,7	24,7	24,7	27	27	27	27
σ_a	3751,5	3849,4	3608,4	3614,5	917,8	1051,19	1033,6	1027,5
σ'_b	151,88	155,85	146,1	146,3	33,99	38,28	38,28	38,06

Conditions de non entrainement des barres :

$$\bar{\sigma}_d \leq \bar{\sigma}_d = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n p z} = \frac{6263 \times 8}{2 \times 3,14 (1,4+1,2) \times 7 \times 28} = 15,65 < \bar{\sigma}_d$$

Armatures Transversales

- On utilise des cadres en appuis et cadres + étriers en travée pour le rideau et on utilise Cadre + étrier $\phi 8$. appuis et cadre travée niveau (1); (2).

niveau (1) $T_{(SP)}^{max} = 6263 \text{ Kg.}$

$$\sigma'_b = 155,85 > \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}_d = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{155,85}{102,75} \right) 8,85 =$$

$$26,4 \text{ Kg/cm}^2$$

en appui :

$$\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow t = 9,4 \text{ cm.}$$

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

$$\bar{t} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi ; 30 \text{ cm} \right) = 7 \text{ cm zone nodale}$$

$$\bar{t} \leq \frac{h}{2} = 14 \text{ cm zone courante}$$

$$A_t^{min} : \begin{aligned} & 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 < 1 \\ & 0,003 \times 14 \times 25 = 1,05 < 2,01 \end{aligned}$$

Niveau (2)

en appui

$$T^{\max} = 1107 \text{ Kg.}$$

$$\sigma'_b = 35,07 < \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\sigma}_d = 3,5 \bar{\sigma}_b = 31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{cases} 2400 \\ A_t 2,01 \end{cases} \rightarrow t = 106$$

On adoptera les mêmes t que ceux du 1^{er} Niveau.

Verification de la fleche

$$\bullet h_t = 30 \text{ cm} > \frac{335}{16} = 20,6 \text{ cm}$$

$$\bullet A \leq bh \frac{43}{\sigma_{\text{Gen}}} \rightarrow A < 25 \times 28 \times \frac{43}{4200} = 7,17 \text{ cm}^2$$

$$\bullet h_t > \frac{l}{10} \frac{M_t}{\sigma_0} \begin{cases} \text{niveau (1)} \rightarrow 30 > \frac{335}{10} \times \frac{2082}{7049} = 9,9 \text{ cm} \\ \text{niveau (2)} \rightarrow 30 > \frac{335}{10} \times \frac{279}{1401} = 6,7 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc La justification de la fleche est inutile

- Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{\text{Gen}}} \rightarrow A \geq 0,69 \times 25 \times 28 \times \frac{5,9}{4200} = 0,7 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{ sous SP2. } A \geq 1,05 \text{ cm}^2$$

C. Condition aux appuis:

$c = 25 - (8+4) = 13 \text{ cm.}$

$c \geq \frac{2T}{b \cdot \sigma'_{b0}}$

	B	E	H	K	C	D	I	J
T	5681	6263	5713	5719	1065	1091	1107	1098
C	13	13	13	13	13	13	13	13
C_0	3,32	3,66	3,34	3,35	0,6	0,64	0,65	0,64

$\Rightarrow C > C_0$ pour tous les appuis.
Armatures inférieures:

Niveau	1				2			
	B	E	H	K	C	D	I	J
M	1584	152	224	206	294	448	437	437
T	5681	6263	5713	5719	1065	1091	1107	1098
$\frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{\sigma_a}$	2,89	1,64	1,58	1,56	0,54	0,75	0,69	0,68

Verifier dans toutes les sections.

Fissuration.

	A	ω_f	σ_1	σ_2	Verif.
Appui A	5,34	0,0356	4500,6	2956	Verif
Travée B.E	4,52	0,0301	4691,5	2607	Verif
Appui C	4,62	0,0462	5417,24	2956	Verif
Travée C-D	4,52	0,0301	4631,15	2607	Verif.

BLOC "C" Sens transversal.
 Ferrailage des poutres.

	Poutre	rive				Intermediaire			
	Niveau	1		2		1		2	
	Section	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
SP1	M	3611	-5744	1835	-2711	4355	-6860	2903	-4071
	μ	0,0446	0,0710	0,0227	0,0335	0,0538	0,0848	0,0359	0,0503
	ϵ	0,9108	0,8908	0,9342	0,9214	0,9031	0,8824	0,9188	0,9060
	K	41	30,8	61,0	48,6	36,6	27,5	46,6	38,2
	A	3,73	6,06	1,85	2,76	4,53	7,3	2,97	4,22
	σ_b	62,29	90,91	45,9	57,6	76,5	101,8	60	73,3
SP2	M	3443	-8500	1798	-4156	4007	-9126	2830	-5342
	μ	0,0284	0,07	0,0148	0,0343	0,033	0,0752	0,0233	0,044
	ϵ	0,927	0,8915	0,946	0,9206	0,9219	0,8881	0,9334	0,9114
	K	53,5	31,1	77,5	48	49	29,7	60	41,4
	A	2,33	5,97	1,19	2,83	2,72	6,43	1,9	3,67
	σ_b	78,5	135	54,2	87,5	85,7	141,4	70	101,4
A adop	4T12 4,52cm ²	6T12 6,78cm ²	4T12 4,52cm ²	4T12 4,52cm ²	5T12 5,65cm ²	5T14 7,49cm ²	4T12 4,52cm ²	4T12 4,52cm ²	

Verification

- Verification de la flèche :

* $h_t = 40 \text{ cm} > \frac{l}{16} = \frac{450}{16} = 28 \text{ cm}$

$h_t = 40 \text{ cm} > \frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{450}{10} \times \frac{2269}{6075} = 16,8 \text{ cm}$

$h_t = 40 \text{ cm} > \frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{450}{10} \times \frac{2463}{5718} = 19,38 \text{ cm}$

} Portique Intermed.

$h_t = 40 \text{ cm} > \frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{450}{10} \times \frac{2603}{6787} = 17,26 \text{ cm}$

$h_t = 40 \text{ cm} > \frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{450}{10} \times \frac{1615}{3916} = 18,56 \text{ cm}$

} Portique de Rive.

$A \leq bh \frac{43}{\sigma_{en}} = 11,67 \text{ cm}^2$ Verifie dans toutes les sections
donc on n'a pas besoin de justifier la flèche

Condition de non fragilité

$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = \begin{cases} 1,6 \text{ (SP}_1) \\ 2,4 \text{ (SP}_2) \end{cases}$

Conditions aux appuis : $c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_b} = c_0$

$c = a - (d+r)$ $r = 5\phi \div 5,5\phi$ $a = 50 \text{ cm}; d = 3 \text{ cm}$

Niveau 1 : $r = 7,7 \text{ cm}$

Niveau 2 : $r = 6,6 \text{ cm}$

	Niveau 1		Niveau 2	
	Portique de rive	Portique Intermediaire	Portique de rive	Portique Intermediaire
T	7486	8970	3637	5581
c_0	7,29	8,73	3,54	5,43
C	39,3	39,3	40,4	40,4

- Armatures inferieures: On doit verifier $A\bar{\sigma}_a \geq T + M/z$

SP1	Niveau 1		Niveau 2	
	Portique de Rive	Portique Intermediaire	Portique de Rive	Portique Intermediaire
M [Kg.m]	- 5744	- 6860	- 27110	- 4071
T (Kg)	7486	8970	3637	5581
$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z\bar{\sigma}_a}$	< 0	< 0	< 0	< 0

$\Rightarrow A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z\bar{\sigma}_a}$ est Verifie

SP2	Niveau 1		Niveau 2	
	Portique de Rive	Portique Intermediaire	Portique de Rive	Portique Intermediaire
M [Kg.m]	- 331	- 270	- 328	- 1197
T (Kg)	8349	9395	4158	5976
$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z\bar{\sigma}_a}$	1,74	2,04	0,75	0,54

$\Rightarrow A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z\bar{\sigma}_a}$ est Verifie.

Verification des Contraintes.

	Niveau 1		Niveau 2	
	Travée	Appui	Travée	Appui
M	3611	5744	1835	2711
A	4,52	6,78	4,52	4,52
$\bar{\omega}$	0,407	0,611	0,407	0,407
ϵ	0,9022	0,8845	0,9022	0,9022
K	36,1	28,3	36,1	36,1
σ_a	2393,2	2588,72	1216,2	1796,7
σ'_b	66,29	91,47	33,7	49,77

Portique intermediaire

	Niveau 1		Niveau 2	
	Travée	Appui	Travée	Appui
M	4355	- 6860	2903	4071
A	5,65	7,69	4,52	4,52
$\bar{\omega}$	0,509	0,693	0,407	0,407
E	0,8927	0,8789	0,9022	0,9022
K	31,6	26,3	36,1	36,1
σ_a	2333,6	2743,2	1924	2698
σ'_b	73,85	104,3	53,3	74,73

- Verification de fissuration.

	Poutre de rive				Poutre Intermediaire			
	Niveau 1		Niveau 2		Niveau 1		Niveau 2	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
A	4,52	6,78	4,52	4,52	5,65	7,69	4,52	4,52
$\bar{\omega}_f$	0,0251	0,0377	0,0251	0,0251	0,0314	0,0427	0,0251	0,0251
σ_1	4014	5472	4014	4014	4778	5131,7	4014	4014
σ_2	2607	2413,7	2607	2607	2607	2607	2607	2607
Verif	Verif	Verif	Verif	Verif	Verif	Verif	Verif	Verif

calcul de la longueur de scellement droit

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_d}$$

Pour $\phi 12$ $l_d = 50 \text{ cm}$

Pour $\phi 14$ $l_d = 55 \text{ cm}$

- Condition de non entrainement des barres :

$$\bar{\sigma} \leq \bar{\sigma}_d \quad ; \quad \bar{\sigma}_d = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

	Niveau 1		Niveau 2	
	Poutre de Rive	Poutre Intermed.	Poutre de Rive	Poutre Intermed.
T	7486	8970	3637	5581
np ₃	732,3	711,96	488,2	488
$\bar{\sigma}_d$	10,22	12,6	7,45	11,43

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_d \leq \bar{\sigma}_d.$$

- Armatures transversales.

	Niveau 1		Niveau 2	
	Poutre de Rive	Poutre Intermed.	Poutre de Rive	Poutre Intermed.
T _{max}	7486	8970	3637	5581
σ_b	91,47	104,3	49,77	74,73
$\bar{\sigma}_b$	7,7	9,24	3,74	5,74
$\bar{\sigma}_b$	18,67	17,57	30,98	20,11
A _t	2,01	2,01	1	1
t	13,9	11,6	21,4	9,28
∞ zc	12	10	15	9
z.N	9	9	9	9

Niveau 1 :

$$A_t = 1 \text{ cadre} + 1 \text{ triers (TB)} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg.}$$

Niveau 2 :

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi 8 = 1 \text{ cm}^2$$

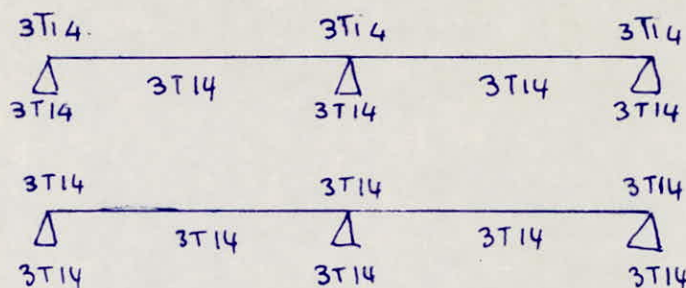
$$\text{RPA : zone nodale } t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}\right) = 9,25 \text{ cm}$$

$$\text{Zone Courante } t \leq \frac{h}{2} = 18,5.$$

BLOC C :

SENS LONGITUDINAL

		Niveau 1			Niveau 2		
		Travée	APPUI		Travée	APPUI	
			rive	interm.		rive	interm.
SP ₁	M	2540	-1914	-957	371	-431	-158
	μ	0,0694	0,0513	0,0262	0,01	0,0118	0,004
	E	0,8920	0,9042	0,9296	0,9552	0,9515	0,9711
	K	31,3	37,2	56	96,5	88	158
	A	3,63	2,7	1,3	0,5	0,6	0,2
	σ'_b	89,4	75,27	50	29	31,8	17,7
SP ₂	M	2735	-4594	-3061	520		-971
	μ	0,0498	0,084	0,0558	0,0153		0,0285
	E	0,9064	0,8829	0,9016	0,9451		0,927
	K	38,4	27,7	35,8	76		53,5
	A	2,56	4,42	2,9	0,73		1,38
	σ'_b	109,375	151,6	117,3	38,36		52,3
	A adop	3T14=4,62 _{cm}	3T14	3T14	3T14	3T14	3T14



Verification:

a- flèche $h_t = 30 \text{ cm} > \frac{335}{16} = 20,9 \text{ cm.}$

Niveau 1 - $h_t = 30 \text{ cm} > \frac{1}{10} \times 335 \times \frac{1846}{2900} = 21,32 \text{ cm.}$

Niveau 2 - $h_t = 30 \text{ cm} > \frac{1}{10} \times 335 \times \frac{328}{10} = 18 \text{ cm.}$

$A \leq b \cdot h \frac{43}{\sigma_{en}} = 25 \times 28 \times \frac{43}{4200} = 7,17 \text{ cm}^2$

On n'a pas à justifier la flèche.

b- Condition de non fragilité.

$A \geq 0,69 b h \frac{\sigma'_b}{\sigma_{en}} = \begin{cases} 0,7 \text{ cm}^2 \text{ (SP}_1\text{)} \\ 1,02 \text{ cm}^2 \text{ (SP}_2\text{)}. \end{cases}$

c- Condition aux appuis.

$c \geq \frac{2T}{b \cdot \sigma'_b}$

$c = 25 - (7,7 + 2) = 15,3 \text{ cm.}$

	Appui rive	Appui Intermed.	Appui rive	Appui Intermed.
T (kg)	5835	5327	1283	1139
c (cm)	15,3	15,3	15,3	15,3
c ₀ (cm)	4,54	4,15	1	0,89

d- Armatures inférieures.

$A \geq \frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{\sigma_a Z}$

	Niveau 1		Niveau 2	
	rive	Intermed.	rive	Intermed.
M	1642	1584	823	658
T	5835	5327	1283	1139
Verif.	Verif	Verif	Verif	Verif.
$\frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{\sigma_a Z}$	9,98	2,8	1,1	0,91

Donc ces armatures inférieures peuvent équilibrer un effort tranchant. $T + M/Z$.

d- Verification de non entrainement des barres.

Niveau	T _{max} (Kg)	Z _d (Kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_d$ (Kg/cm ²)
1	5835	18	26,55
2	1283	3,97	26,55

e - Verification de Contraintes

Port.	Niveau	Section	M [Kg.m]	A' (cm ²)	$\bar{\omega}$ %	E	K	σ_a Kg/cm ²	σ'_b	
1		Travée	2540	4,62	0,66	0,881	27	2275,2	83	
		Appui	rive	4594	4,62	0,66	0,881	27	4031	149,3
			intermed.	3061	4,62	0,66	0,881	27	2686	99
2		Travée	371	4,62	0,66	0,881	27	332,3	12	
		Appui	rive	1542	4,62	0,66	0,881	27	1353	50
			intermed.	971	4,62	0,66	0,881	27	852	31,55

f - Verification de fissuration

Niveau		A	$\bar{\omega}$	σ_1	σ_2	Verif.
1	Travée	4,62	0,0462	5471,24	2956	verif
	Appui	4,62	0,0462	5417,24	2956	verif
2	Travée	4,62	0,0462	5417,24	2956	verif
	Appui	4,62	0,0462	5417,24	2956	verif.

g - Armatures Transversales:

Niveau	T _{max} (Kg)	σ_b Kg/cm ²	A _t (cm ²)	$\bar{\sigma}_{at}$ (Kg/cm ²)	t (cm)	\bar{E} (cm)	t _{adop}	Travée	$\bar{\sigma}_b$
1	5835	3,53	2,01	1969	20,25	ZN 7 ZC 14	7 14	rive	26,96
	1283	2,09	2,01	2306	92,12	ZN 7 ZC 14	7 14	intermed.	30,97
2	5327	8,7	2,01	2008	22,19	ZN 7 ZC 14	7 14	rive	30,97
	1139	1,86	2,01	2316	103,76	ZN 7 ZC 14	7 14	intermed.	30,97

$A_t = 1 \text{ cadre} + 1 \text{ etrier } \phi T8 = 2,01 \text{ cm.}$

Ferraillage des Poutres

- Pour simplifier nos calculs, on ne fera pas état des efforts tranchants dans les poutres; (CCBA 68. art. 15).
- Les poutres sont sollicitées en flexion composée, chaque poutre étant soumise à un effort normal N , et un moment fléchissant M en tête et à la base du poutre, appliqués dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Le calcul des armatures se fera par la méthode de Pierre CHARON

Sollicitations Considérées

1^{er} Genre : le cas le plus défavorable de : $G+P+V$
 $G+1,2P$

2^{em} Genre : le cas le plus défavorable de : $G+P+1,2S_{IH}$
 $0,8G+S_{IH}$

En tenant compte des combinaisons suivantes :

N^{\max}	N^{\min}	M^{\max}	M^{\min}
M_{corr}	M_{corr}	N_{corr}	N_{corr}

Ferraillage pour une section entièrement comprimée :

Cette section rectangulaire est entièrement comprimée si l'effort normal est un effort de compression et :

$$e_0 = \frac{M_0}{N} < \frac{h_t}{6}$$

la section devant être armée symétriquement $A'_1 = A'_2$, on prendra $\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b$.

$$\left[A'_1 = A'_2 = \frac{\bar{\omega}' b h_t}{100} \right] \text{ où : } \bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} \text{ avec : } E = -(1 + \beta - \rho)$$

$$D = 0,30(\rho - \beta) - 0,90(1 - \rho)(1 - 2\delta')^2$$

$$C = 0,27(1 - 2\delta')^2 \rho$$

$$\rho = \frac{\bar{\sigma}'_b b h_t}{N} ; \beta = \frac{6 M_0}{N h_t} \text{ on posera : } \delta'_1 = \frac{d'_1}{h_t} = \frac{d'_2}{h_t}$$

Ferraillage pour une section partiellement comprimée :

Cette section rectangulaire est partiellement comprimée si l'effort normal de compression est appliqué en dehors du noyau central de la section homogène :

$$e_0 = \frac{M_0}{N} > \frac{h_t}{6}$$

On calcule les armatures A d'une section soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif égal au moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au C.d.G. des armatures tendues :

$$M = M + N \cdot f \quad \text{où } f = \frac{h_t}{2} - d$$

si $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$
 si $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' \neq 0$ alors on calculera un K_1 et K_2 .

$$K_1 = \frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}'_b} \quad \text{at} \quad K_2 = \frac{15(h-d')\bar{\sigma}'_a}{(h+d')\bar{\sigma}'_a}$$

si $K_1 > K_2$ alors on tire des tableaux pour $K_1 \rightarrow \epsilon, d, \mu'$.

ici $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b$; $M_1 = \mu' \bar{\sigma}'_b b h^2$; $\Delta M = M_b - M_1$; $y = d h$.

$$\sigma'_a = \frac{15}{y} (y - d') \bar{\sigma}'_b$$

On aura: $A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \sigma'_a}$ at $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}'_a}$

$$\text{ou } A_1 = \frac{M_1}{\epsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}'_a} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a}$$

Idem si $K_2 > K_1$ on tire pour $K_2 \rightarrow \epsilon, d, \mu'$

Verification des contraintes

Pour section entièrement comprimée:

$$\begin{cases} \sigma'_{b1} = \frac{N}{B' + 15 A'} + \frac{M_G \cdot v'_1}{I_{xx'}} \\ \sigma'_{b2} = \frac{N}{B' + 15 A'} - \frac{M_G \cdot v'_2}{I_{xx'}} \end{cases} \quad \text{avec: } I_{xx'} = \frac{b h_r^3}{12} + 30 A' \left(\frac{h_r}{2} - d' \right)^2$$

$A' = A'_1 = A'_2$ et $d' = d'_1 = d'_2$
 $v'_1 = v'_2$

$$\sigma'_a = n \sigma'_{b1} \quad \text{ou} \quad \bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{2\epsilon_0}{h_r} \right)$$

Il faut donc que : $\sigma'_{b1} < \bar{\sigma}'_b$; $\sigma'_{b2} < \bar{\sigma}'_b$ et $\sigma_a < \bar{\sigma}'_a$.

Pour une section partiellement comprimée:

soit c : distance du point de passage C de la résultante des forces extérieures à l'axe la plus comprimée.

et y_2 : distance de l'axe neutre à C

si N compression $\Rightarrow y_2 > 0$ et $c > 0$ si à l'intérieur de la section
 $c < 0$ si non.

$$c = \frac{h_t}{2} - \epsilon_0 ; \text{ En posant: } \varphi = \frac{c}{h} ; \delta' = \frac{d'}{h} ; \bar{\omega}' = \frac{100 A'}{b h} \quad \bar{\omega} = \frac{100 A}{b h}$$

$$P = 3 \left(\varphi^2 + 0,3 (\bar{\omega}' (\varphi - \delta') - \bar{\omega} (1 - \varphi)) \right) ; Q = 2 \left(\varphi^3 + 0,45 (\bar{\omega}' (\varphi - \delta')^2 + \bar{\omega} (1 - \varphi)^2) \right)$$

$$d'_1 = p d_1 + q \rightarrow d_1 ; y_2 = d_1 h ; y_1 = y_2 + c$$

mt statique $S = \frac{b y_1^2}{2} + 15 (A' (y_1 - d') - A (h - y_1))$ en posant $K = \frac{N}{S}$.

$\cdot \sigma'_b = K y_1 < \bar{\sigma}'_b$ avec $\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0}$ si $\epsilon_0 > \frac{h_t}{2}$

$\cdot \sigma'_a = 15 K (y_1 - d') < \bar{\sigma}'_a$ $\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{2\epsilon_0}{h_r} \right)$ si $\frac{h_t}{6} < \epsilon_0 < \frac{h_t}{2}$.

$\cdot \sigma_a = 15 K (h - y_1) < \bar{\sigma}'_a$

Cas de Compression simple

le volume relatif des armatures longitudinales (') doit satisfaire la Condition suivante

$$w'_e \geq \frac{1.25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{b_0}}$$

Poteau d'angle $\theta_1 = 1.8$

Poteau derive $\theta_1 = 1.4$

Poteau interieur $\theta_1 = 1$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$$

σ_{en} : limite d'elasticité minimale des aciers longs

σ'_m : Contrainte moyenne de Compression calculée sur la section du béton seul

la section des armatures longitudinales sera égale à la plus grande des deux valeurs.

$$A' = \frac{N' - B' \sigma'_{b_0}}{n \sigma'_b} ; \quad A'_m = \frac{1.25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\sigma'_b}$$

σ'_b : σ'_{b_0} en général

$$B' = a \cdot b$$

Pourcentage Minimal des Armatures

- En Compression simple : définie précédemment
- En Flexion Composée :

a. Section entièrement comprimée

$$A' L \geq \frac{1.25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{b_0}} \cdot B$$

$$A' L \geq \frac{1.25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\sigma'_b}$$

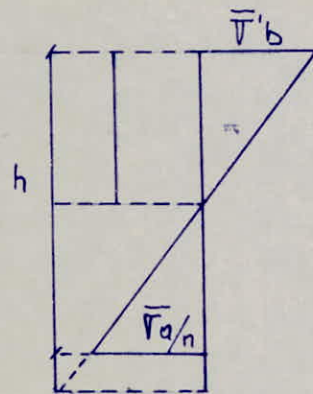
B section du béton seul.

b. Section partiellement Comprimée

$$B = b \cdot y$$

$$y = h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a/n}$$

$$\bar{\sigma}'_m = \frac{N}{b \cdot y}$$



Verification au Flambement

(CCBA 68 Art. 53.3 . Art 33)

$$l_c = 0.7 l_0 \quad (\text{Bloc B, Bloc C}).$$

$$1^{\text{er}} \text{ Niveau} \quad l_c = 0.7 \cdot 4 = 2.8 \text{ m}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ Niveau} \quad l_c = 0.7 \cdot 5 = 3.5 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l}{i}$$

En flexion Composée l'elancement λ ne doit pas dépasser 35

i = rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$$

1^{er} Niveau

$$\lambda = \frac{2.8 \cdot 3.46}{40} = 24 < 35$$

2^{eme} Niveau

$$\lambda = \frac{3.5 \cdot 3.46}{40} = 30.3 < 35$$

Il n'y a pas de risque de Flambement.

Lorsque $35 \leq \lambda \leq 50$, et lorsque l'effort normal est excentré dans le plan de flambement, la pièce est justifiée en flexion composée l'effort normal étant égal à l'effort appliqué et affecté dans le plan de flambement d'une excentricité complémentaire

$$f_{1c} = 0.16 (\lambda - 35) \alpha \quad \text{où } \alpha : \text{excentricité de la charge / cdG de la section de béton seul.}$$

l'excentricité de calcul est alors

$$e = a + f_{1c}$$

Espacement des Armatures Transversales

CCBA 68 (32 - 3.2 - 3.3)

a. zone courante

$$t = \min \begin{cases} t_1 = (1000 \phi_t - 15 \phi_{L \max}) \left(2 - \frac{\sigma' b}{\bar{\sigma} b}\right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma' b}{\bar{\sigma} b}\right) \phi_{L \min} \end{cases}$$

$\sigma' b$ Contrainte moyenne du béton $0.3 \phi_{L \max} (t \leq 15 \phi_{L \min})$

ϕ_t Diametre des armatures transversales

ϕ_L Diametre des armatures longitudinales

b. zone de recouvrement

le nombre de cours ω à disposer sur le recouvrement de deux barres longitudinales doit satisfaire la Condition suivante :

$$\begin{aligned} - \omega &\geq 3 \\ - \omega &\geq 0.4 \frac{\phi_L^2}{\phi_t^2} \frac{\sigma_{enl}}{\sigma_{ent}} \end{aligned}$$

R.P.A (4.2.3.1.2 armatures transversales)

$$A_t/b = \frac{1,25 T}{h_1 \sigma_{en}}$$

s : espacement entre les cours successifs d'armatures transversales

espacement admissible \bar{s} :

Zone courante: $\bar{s} \leq 12 \phi$ ϕ : plus petite dimension des Along.

Zone nodale: $\bar{s} = \min(10 \phi, 15 \text{ cm})$

Quantité d'armatures transversales minimales:

$$A_t = 0,004 \cdot s \cdot B_1 \text{ en zone II}$$

$$A_t = 0,003 \cdot s \cdot B_1 \text{ en zone I}$$

TABLEAUX : Ferrailage des poteaux

Bloc A

Sens longitudinal :

$h_f = 50 \text{ cm}$ $b = 60 \text{ cm}$

Poteaux	A_1, A_4 SP ₁	A_1 SP ₂	A_4 SP ₂	E_1, E_4 SP ₁	E_1 SP ₂	E_4
M (kg.m)	1876	12428	12661	1851	22279	22704
N (kg)	1237	3534	3578	1233	4745	4813
σ_0	151,7	351,7	353,9	150,1	469,5	471,7
σ_1	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33
M ₀ (kg.m)	2160,51	13240,82	13483,94	2134,59	23370,35	23810,99
μ	0,0073	0,0321	0,0327	0,0075	0,0604	0,0616
ϵ	0,9613	0,9228	0,9223	0,9609	0,8982	0,8973
K	115	49,8	49,3	113	34,1	33,7
σ_b'	24,35	84,34	85,2	23,6	117,3	118,7
A_1	1,67	7,12	7,25	1,74	13,55	13,82
A'	1,23	6,28	6,40	1,21	11,75	11,98

Sans transversal :

$h_f = 60 \text{ cm}$ $b = 50 \text{ cm}$

Poteaux	A_1, A_4 SP ₁	A_1, A_4 SP ₂	E_1, E_4 SP ₁	E_1, E_4 SP ₂		
M (kg.m)	2386	13283	3210	13283		
N (kg)	3645	4852	3742	4852		
σ_0	65,46	273,8	85,78	273,8		
σ_1	10	10	10	10		
M ₀ (kg.m)	3406,6	14641,56	4257,76	14641,56		
μ	0,0076	0,0282	0,0107	0,0296		
ϵ	0,9606	0,9273	0,9537	0,9256		
K	112	53,8	93	52,3		
σ_b'	25	78,1	28,7	74,5		
A_1	2,18	6,48	2,88	6,82		
A'	0,88	5,33	1,41	5,32		

Ramarque :

les poteaux E_1 et E_4 sont armés avec des aciers dont le $\phi > 20 \text{ mm}$

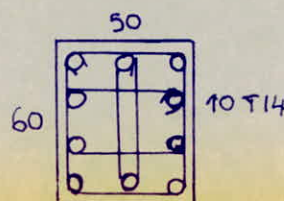
$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2666,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP}_1\text{)}$

$\bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP}_2\text{)}$

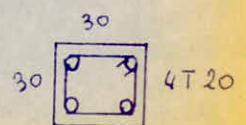
les poteaux $A_{2,3}$ et $E_{2,3}$ ($b = h_f = 30 \text{ cm}$) seront armés avec le minimum réglementaire soit 9 cm^2 . (1% de la section)

$\bar{\sigma}_b' = 137,6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP}_1\text{)}$

$\bar{\sigma}_b' = 206,4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP}_2\text{)}$



Poteaux (A, E)_{1,4}



Poteaux (A, E)_{2,3}

Sans longitudinal :

$\phi > 20 \text{ mm.}$

(niveau II)

Pot	B ₁ , B ₄ SP ₁	B ₁ SP ₂	B ₁ SP ₂	B ₄ SP ₂	B ₄ SP ₂	C ₁ , C ₄ SP ₁	C ₁ SP ₂	C ₄ SP ₂	D ₁ , D ₄ SP ₁	D ₁ SP ₂	D ₄ SP ₂
M	1344	13988	13985	14270	14257	1479	15729	16034	2109	22077	22504
N	2718	2392	3044	2386	3050	2609	3075	3084	2703	3778	3798
Q ₀	49,45	585,2	459,4	598,1	467,4	56,7	511,5	519,9	78,02	584,4	592,5
Q ₁	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33
M _b	1969,14	14548,2	14685,1	14818,8	14958,5	2079,1	16436,3	16743,3	2730,7	22946	23377,5
μ	0,0055	0,038	0,0379	0,0387	0,0387	0,006	0,04267	0,0435	0,0086	0,0599	0,0610
E	0,9662	0,9169	0,9169	0,9161	0,9161	0,965	0,9125	0,9117	0,9582	0,8986	0,8977
K	133	45,2	45,2	44,6	44,6	128	42,1	41,6	105	34,3	33,9
σ'_b	20,05	88,5	88,5	89,7	89,7	20,83	95	96,15	25,4	116,6	118
A ₁	1,59	8,26	8,34	8,42	8,5	1,68	9,38	9,57	2,23	13,3	13,56
A'	0,57	7,66	7,58	7,82	7,74	0,70	8,61	8,80	1,22	12,36	12,61

Sans transversal :

$\phi > 20 \text{ mm}$

(niveau II)

Poteaux	B ₁ , B ₄ SP ₁	B ₁ , B ₄ SP ₂	C ₁ , C ₄ SP ₁	C ₁ , C ₄ SP ₂	D ₁ , D ₄ SP ₁	D ₁ , D ₄ SP ₂
M (kg.m)	23416	38145	24420	39669	27656	47311
N (kg)	27656	29481	27656	29569	26463	30473
Q ₀	84,67	129,4	88,3	134,2	104,5	155,3
Q ₁	10	10	10	10	10	10
M _b (kg.m)	31159,7	46399,7	32163,7	47948,3	35065,6	55843,4
μ	0,0783	0,085	0,0817	0,0884	0,0925	0,1055
E	0,8864	0,8824	0,8843	0,8804	0,878	0,8715
K	29	27,5	28,2	26,8	26	23,9
σ'_b	92	125,5	94,6	149,3	102,6	167,4
A ₁	22,73	22,7	23,5	23,5	25,82	27,62
A'	12,36	15,33	13,13	16,11	15,90	18,97

Au niveau I (Poteaux sous-sol)

tous les poteaux [B₁, B₄, B₂, B₃, C₁, C₄, C₂, C₃, D₁, D₄, D₂, D₃] ont leur section

entièrement comprimée et pour chacun d'eux, les calculs nous ont donnés des valeurs de A' < 0, On prendra donc un ferrailage minimum où celui obtenu au niveau II.

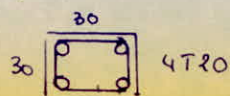
A_{min} = 1% de la section de béton (zone II)

pour S = 60x50 = 3000 cm²

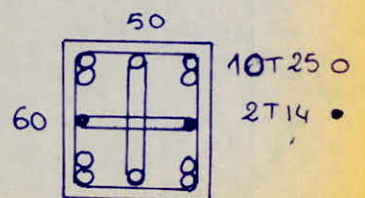
A' = 30 cm²

pour S = 30x30 = 900 cm²

A' = 9 cm²



Poteaux (B,C,D)_{2,3}



Poteaux (B,C,D)_{1,4}

Bloc B

ferraillage des poteaux:

Sans longitudinal:

Niveau	II									
Poteaux	A ₁			A ₂		A ₃		A ₄		
	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₁	SP ₂	SP ₁	SP ₂	SP ₁	SP ₂	
M	1003	2319	289	101	1860	10	1833	0	1526	
N	687	227	1141	1329	1385	1350	1351	1360	1359	
Q ₀	146	1021,6	34,09	7,6	134,3	0,74	135,7	-	112,3	
Q ₁	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	
M	1068	2341	497	227	1992		1961		1655	
μ	0,0236	0,0345	0,0073	0,005	0,0294		0,0224		0,0189	
E	0,9329	0,9204	0,9612	0,9677	0,9259		0,9324		0,9394	
K	59,5	47,8	114	140	52,5		59		67,5	
σ _b	47,1	87,9	36,8	20	80		71,2		62,2	
A ₁	1,86	2,75	0,56	0,38	2,33		2,0		1,68	
A	1,6	2,69	0,29	0	2	minimum	1,68	0,12	1,36	
Niveau	I									
Poteaux	A ₁			A ₂		A ₃		A ₄		
	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₁	SP ₂	SP ₁	SP ₂	SP ₁	SP ₂	
M	1123	4413	3339	149	4440	15	4386	0	4379	
N	5469	3678	6886	10948	10839	10571	10172	10578	10178	
Q ₀	20,53	120	48,5	1,3	41	0,14	43,12	-	43,02	
Q ₁	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	
M	1697,3	4762	3993		5470		5352		5346	
μ	0,029	0,0703	0,0589		0,0807		0,0789		0,0789	
E	0,9265	0,8913	0,8992		0,8848		0,8858		0,8858	
K	53	31	34,6		28,4		28,8		28,8	
σ _b	52,8	135,5	121,4		147,9		145,8		145,8	
A ₁	2,62	5,78	4,8		6,69		6,54		6,53	
A	0,66	3,16	3,16	minimum	4,1	minimum	4,11	1,34	4,11	

Sans transversal:

Niveau	II						I					
	A ₁ (angle)			A ₂ (rive)			A ₁ (angle)			A ₂ (rive)		
Potagum	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₁	SP ₂	SP ₂
M	3271	5026	1617	4291	6284	2598	2735	7955	5355	3158	7709	4819
N	3754	2753	4587	5821	4789	6517	8767	6778	10070	10594	8359	11459
C ₀	87,13	182,6	35,25	73,72	131,22	39,86	31,2	117,4	53,2	29,8	92,2	42
C ₁	8,3	8,3	8,3	8,3	8,3	8,3	8,3	8,3	8,3	8,3	8,3	8,3
M ₆	4134	5659	2672	5630	7385	4097	4751	9514	7671	5595	9632	7455
μ	0,0401	0,0366	0,0173	0,0546	0,0477	0,0265	0,0461	0,0615	0,0496	0,0543	0,0623	0,0482
E	0,915	0,9183	0,9419	0,9023	0,9081	0,9291	0,9094	0,8973	0,9064	0,9027	0,8967	0,9077
K	43,8	46,2	71	36,2	39,4	55,5	40,2	33,7	38,4	36,4	33,4	39,2
σ _b	63,9	90,9	59,2	77,3	106,6	75,6	69,6	124,6	109,4	76,9	125,7	107,1
A ₁	3,43	3,12	1,44	4,74	4,12	2,23	3,97	5,37	4,29	4,71	5,44	4,16
A'	2,09	2,46	0,35	2,66	2,98	0,68	0,84	3,76	1,89	0,93	3,95	1,43

- 169 -

Bloc C

ferrailage poteaux :

Sans longitudinal :

Niveau	II				I					
	SP ₁	A ₁ SP ₂	SP ₂	A ₂ SP ₂	SP ₁	A ₁ SP ₂	SP ₂	SP ₁	A ₂ SP ₂	
M	913	2007	1165	1938	1002	4977	4021	0	4921	
N	751	104	1390	1350	5620	3772	7046	9770	9372	
Q ₀	121,6	1929,8	83,81	143,6	17,83	131,9	57,07	-	52,9	
Q ₁	4,17	4,17	4,17	4,17	4,17	4,17	4,17	CG	4,17	
M ₀	991,86	2017,9	1311	2079,8	1592,1	5373,1	4760,8		5905,1	
μ	0,0185	0,0271	0,0157	0,0262	0,0203	0,0672	0,0543		0,0664	
E	0,9401	0,9286	0,9446	0,9296	0,9375	0,8934	0,9027		0,8938	
K	68,5	55	75,3	56	65	31,9	36,4		32,1	
σ _b	40,87	76,36	55,78	75	43,08	131,7	115,4		130,8	
A'	1,37	2,23	1,11	2,00	1,34	5,33	3,78	1,21	4,61	

Sens transversal :

Niveau	II						I			
	SP ₁	A ₁ SP ₂	SP ₂	SP ₁	A ₂ SP ₂	SP ₂	SP ₁	A ₁ SP ₂	SP ₂	A ₂ SP ₁
M	3138	4459	1801	4071	5623	2624	2607	7430	4958	2862
N	3637	2827	4279	5581	4737	6089	8424	6634	9528	9908
Q ₀	86,3	157,7	42,09	72,9	118,7	43,1	30,9	112	52	28,9
Q ₁	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33
M ₀	3974,5	5109,2	2785,2	5354,6	6712,5	4024,5	4544,5	8955,8	7149,4	5140,8
μ	0,0292	0,0276	0,0112	0,0377	0,0349	0,0163	0,0242	0,0461	0,0307	0,0266
E	0,9262	0,9281	0,9526	0,9171	0,9200	0,9435	0,9322	0,9094	0,9244	0,9291
K	52,8	54,5	90,5	45,4	47,5	73,5	58,75	40,2	51,2	55,5
σ _b	53	77,06	46,4	61,7	88,42	57,14	47,7	104,5	82,03	50,5
A'	1,89	2,06	0,43	2,35	2,49	0,67	0,62	3,30	1,57	0,58

Niv: I	M	N	Q ₀	Q ₁	M ₀	μ	E	K	σ _b	A'
SP ₂	6971	7891	88,34	8,33	8785,9	0,0432	0,9120	41,8	100,5	2,90
A ₂ SP ₂	4369	10555	41,4	8,33	6796,7	0,0271	0,9286	55	76,36	1,12

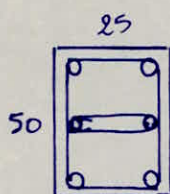
Bloc B : Vérification à l'effort tranchant

niveau	Poteaux	l_c (cm)	a (cm)	λ	n	T (Kg)	z_0 (cm)	τ_b	$\bar{\tau}_b$
1	Angle	2,31	25	32	2	3983	50,75	3,13	41,27
	rive	2,31	25	32	2	3950	50,75	3,13	41,27
2	Angle	2,14	25	29,65	2	3180	50,75	2,51	41,27
	rive	2,14	25	29,65	2	3857	50,75	3,04	41,27

Bloc C : Vérification à l'effort tranchant

niveau	Poteaux	l_c (m)	a (cm)	λ	n	T (Kg)	z_0 (cm)	τ_b	$\bar{\tau}_b$
1	Angle	2,31	25	32	2	3731	50,75	5,88	41,27
	rive	2,31	25	32	2	3568	50,75	5,62	41,27
2	Angle	2,14	25	29,65	2	2847	50,75	4,49	41,27
	rive	2,14	25	29,65	2	2646	50,75	4,17	41,27

Armatures transversales :



cadres et étriers fermés

$\phi 10$

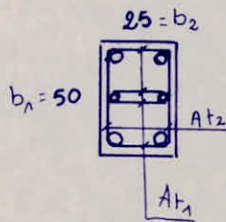
4 T20
2 T14

espacement admissible

Zone courante : $12\phi = 16,8\text{cm}$

Zone nodale : $\min(12\phi, 15\text{cm}) = 15\text{cm}$

Armatures transversales



4T20
2T14

cadres et étriers $\phi 10$

$$s = 15 \text{ cm} \quad \rho_{at_1} = \frac{At_1}{s \cdot b_n} = 0,42\% \quad At_1 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$s = 15 \text{ cm} \quad \rho_{at_2} = \frac{At_2}{s \cdot b_n} = 0,42\% \quad At_2 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$At_1 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$At_2 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Pour tout les poteaux du bloc C.

Bloc A : Vérification à l'effort tranchant

Poteaux N°	h (cm)	l _c (cm)	a (cm)	λ	n	T Kg	\bar{z} (cm)	$\bar{\sigma}$ Kg/cm ²	$\bar{\sigma}_b$ Kg/cm ²	
AL II	564	394,8	50	27,4	2	3642	40,25	3,62	41,27	Valid
AT	564	394,8	60	22,8	2	3453	49	2,35	41,27	"
BL	629	440,3	50	30,5	2	4532	39,38	4,6	41,27	"
BT	629	440,3	60	25,4	2	11399	46,38	8,19	41,27	"
CL	587	410,9	50	28,5	2	5369	39,38	5,45	41,27	"
CT	587	410,9	60	23,7	2	12778	46,38	9,18	41,27	"
DL	509	356,3	50	24,7	2	8866	39,38	9	41,27	"
DT	509	356,3	60	20,6	2	18222	46,38	13,1	41,27	"
EL	420	294	50	20,4	2	8010	40,25	7,96	41,27	"
ET	420	294	60	17	2	7629	49	5,19	41,27	"
A	564	394,8	30	45,6	2	588	22,75	1,72	41,27	"
E	420	294	30	33,9	2	1483	22,75	4,35	41,27	"
B I	411	287,7	30	33,2	2	213	22,75	0,62	41,27	"
C	459	321,3	30	37,1	2	189	22,75	0,55	41,27	"
D	531	371,2	30	42,9	2	148	22,75	0,43	41,27	Valid

$$\lambda = \frac{l_c \sqrt{12}}{a} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{3 \cdot b} \quad \text{si } \lambda > 15 \quad \bar{\sigma}_b = 0,15 \sigma'_{28}$$

X_L: poteaux face longitudinale.
X_T: poteaux face transversale.

Armatures transversales

Cadres + étriers fermés $\phi 10$

Espacement:

Zona couranta

Zona Nodala

Poteaux

24 cm

15 cm

(A, B, C, D, E)_{2,3} (A, E)_{1,4}

30 cm

15 cm

(B, C, D)_{1,4}

t_{adopté} = 13 cm pour tous les poteaux sauf A₁ et A₄ t_{adopté} = 15 cm.

ETUDE

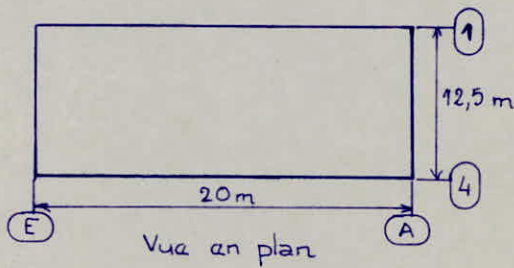
DU

VICILE

PERIPHERIQUE

ETUDE Des VOILES Périphériques

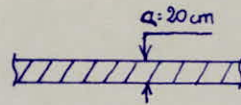
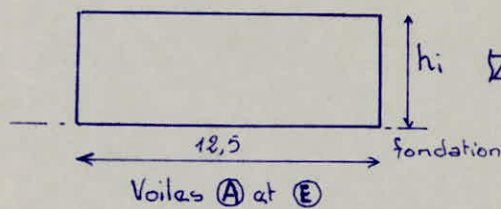
Voiles du bloc A (auditorium)



- Nous sommes en présence de :
- 2 voiles longitudinaux ① et ④
 - 2 voiles transversaux A et E

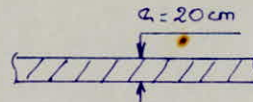
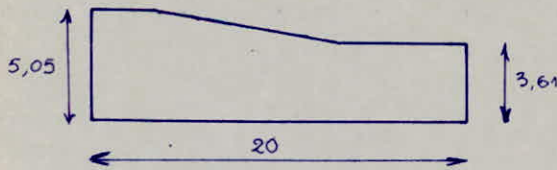
Ces voiles sont fondés et montent des fondations jusqu'au niveau du RDC. Pour nos calculs, nous négligerons la section des poteaux qui sont ancrés dans les voiles et garderons la ferrailage obtenu pour ceux du RDC. Les voiles reprendront donc tout les efforts horizontaux et verticaux.

Vue an élévation des voiles :

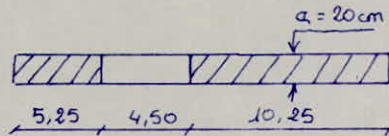
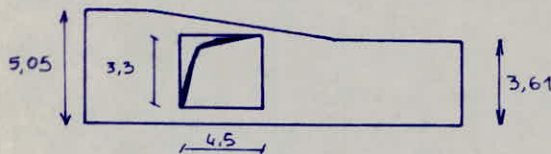


$h_A = 3,61 \text{ m}$
 $h_E = 5,05 \text{ m}$

Voiles plains

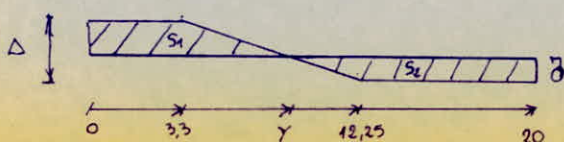


Voila ① plein



Voila ④

Pour simplifier nos calculs nous avons pris pour les voiles ① et ④ une hauteur moyenne, la pente n'étant que de $9,1^\circ$. Cette hauteur a été calculé en compensant la surface de béton enlevée par celle rajoutée :

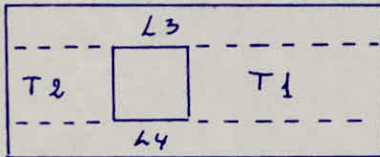


$S_1 = S_2$ $\Delta = 1,44$, z et y inconnues
 $y = 7,936 \text{ m}$

ce qui nous donne donc $z = 0,694 \text{ m}$
 $H_{\text{moy}} = 3,61 + 0,694 = 4,304 \text{ m}$.

Voiles longitudinales:

Voile ₍₄₎	h	d	h/d	Δ	$1/\Delta$	$\Sigma 1/\Delta$	Δ	Δ_{voile}	R
TR. 1	3,304	10,25	0,322	0,2137	4,679	14,679	0,0681	15,00	12,03
TR. 2	3,304	5,25	0,629	0,1000	10,000				
Lint. 3	0,500	20	0,025	0,0075	-				
Lint. 4	0,500	20	0,025	0,0075	-				
Voile _(A)	h	d	h/d	Δ	$1/\Delta$	$\Sigma 1/\Delta$	Δ	Δ_{voile}	R
Refond plain	4,304	20	0,2152	0,0656	-	-	-	0,0656	15,25



Voiles transversaux:

Voiles	h	d	h/d	Δ	R
(A)	3,61	12,5	0,2888	0,089	11,23
(E)	5,05	12,5	0,4040	0,1278	7,83

Centre de rigidité:

Voiles	x	R	R.x	ΣR	$\Sigma R.x$	x_T
(A)	-10	11,23	-112,3	-	-	-
(E)	10	7,83	78,3	19,06	-34	-1,78
	y	.	R.y	.	$\Sigma R.y$	y_T
(A)	-6,25	12,03	-75,188	-	-	-
(A)	6,25	15,25	95,313	27,28	20,125	0,738

x_T et y_T sont donnés par rapport au c.d.g du rectangle que forment les voiles.

Le calcul du centre de masse nous ayant donné : $x_G = -0,16$ m
 $y_G = 0,03$ m

Les excentricités dans les 2 sens sont:

$e_x = x_T - x_G = -1,78 + 0,16 = -1,62$ m $\rightarrow 13\%$ $< 20\%$ de la largeur du bâtiment
 $e_y = y_T - y_G = 0,738 - 0,03 = 0,708$ m $\rightarrow 5,7\%$

Pour le calcul du moment de torsion, nous utiliserons donc soit la plus grande des valeurs
 - les 5% de la plus grande dimension du bâtiment: $20 \times 0,05 = 1$ m
 - L'excentricité théorique

Moments de torsion :

$M = V \cdot a$ où $a_x = 1,62 \text{ m}$ V : l'effort tranchant total.
 $a_y = 1,00 \text{ m}$ $V = 47085 \text{ kg}$ dans les 2 sens.

sans longitudinal :

$M_y = 47085 \cdot 1 = 47085 \text{ kg.m}$

Sans transversal :

$M_x = 47085 \cdot 1,62 = 76278 \text{ kg.m}$

L'EFFORT TRANCHANT appliqué à chaque voile :

- 1). la force horizontale est appliquée au centre masse du niveau
- 2). la torsion horizontale créée par l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité. un surplus d'effort tranchant, celui-ci étant négligé lorsqu'il est négatif

D'où l'effort tranchant appliqué à chaque voile V :

$$V = \left(\frac{R}{\sum R} \right) V + \left(\frac{R \cdot d}{\sum R \cdot d^2} \right) M$$

avec V : effort tranchant total de niveau

M : moment de Torsion de niveau

R : Rigidité de chaque voile

d : distance du centre de rigidité à l'axe de chaque voile, perpendiculaire à la force horizontale.

Sans longitudinal :

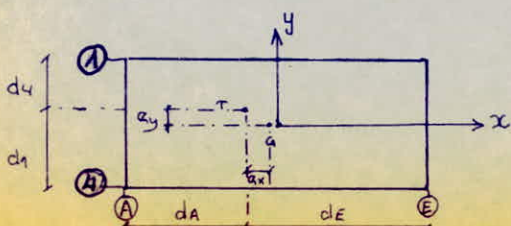
$V = 47085 \text{ kg}; \quad M = 47085 \text{ kg.m}$

Voiles	R	d	R.d	R.d ²	$V \cdot \left(\frac{R}{\sum R} \right)$	$M \cdot \left(\frac{R \cdot d}{\sum R \cdot d^2} \right)$	\checkmark
(A)	12,03	7,22	86,87	627,10	20763,7	3887,2	24651
(I)	15,25	5,28	80,52	425,15	26321,3	3603	29924
Σ	27,28			1052,25			

Sans transversal :

$V = 47085 \text{ kg}; \quad M = 76278 \text{ kg.m}$

Voiles	R	d	R.d	R.d ²	$V \cdot \left(\frac{R}{\sum R} \right)$	$M \cdot \left(\frac{R \cdot d}{\sum R \cdot d^2} \right)$	\checkmark
(A)	11,23	8,22	92,31	758,79	27742,1	3815,7	31558
(E)	7,83	11,78	92,24	1086,56	19342,9	3812,8	23156
Σ	19,06			1845,35			



Sollicitations dans les voiles

Les charges verticales qui engendreront l'effort N dans les voiles sont l'ensemble des charges permanentes G du RDC revenant à chacun des voiles, ainsi que des surcharges d'exploitation et enfin du poids du voile lui même. S'ajouteront à tout cela le poids des murs extérieurs revenant à chacun des voiles.

[N]

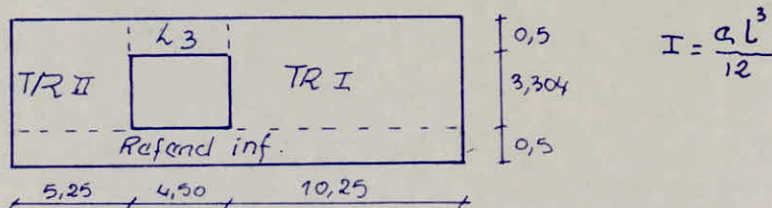
Voiles	Plancher RDC	Murs	Pvoile	N_G	N_P	$N_{G+1,2P}$	(kg)
(A)	22 875	15 392	22 563	60 830	15 625	79 580	
(E)	22 875	20 785	31 563	75 223	15 625	93 973	
(1)	18 300	29 335	43 040	90 675	12 500	105 675	
(A)	18 300	28 241	35 606	82 147	12 500	97 147	

Le moment dans chaque voile est engendré par l'effort tranchant venant du niveau terrasse et réparti sur chaque voile.

[T], [M]

Voiles	T	h	M
(A)	31 558	5,62	177 356
(E)	23 156	4,18	96 792
(1)	29 924	5,62	168 173
(A)	24 651	5,62	138 539

Repartition de N, M, T dans les trumeaux et le linteau du voile (A)

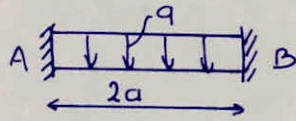


Dans les trumeaux N, M, T seront réparties selon les inertias.

Trumeau	I (m ⁴)	I/ΣI	T	M	$N_{TRUM.}$	$N_{Pl.RDX + Murs}$	N_G	N_P	Π
I	17,948	0,882	21 742	122 191	19 496	41 049	60 545	11 025	5984
II	2,412	0,118	2909	16 348	9986	5492	15 478	1475	5984

$\Sigma I = 20,36$

Dans la Linteau L3
 les charges verticales dues à G (Plancher R.D.C + murs) et à P surcharges d'exploitation, engendreront un moment fléchissant et un tranchant T
 Ce linteau sera calculé comme une poutre bi-encastree



$q = G + P$ $T_A = T_B = q \frac{a}{2}$ $q = 1790 \text{ kg/ml}$
 $M_A = M_B = -q \frac{a^2}{12}$; $M_t = q \frac{a^2}{24}$

La force horizontale revenant au voile (1) engendrera un effort tranchant Π déterminé de la manière suivante et dont la valeur est la plus défavorable :

$$\Pi = \frac{T_m h}{I}$$

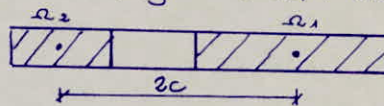
où :

T : l'effort tranchant du voile (1). $T = 24651 \text{ kg}$.

I : moment d'inertie de l'ensemble du voile au niveau des ouvertures

$$I = I_1 + I_2 + 2c.m$$

m : moment statique de chacun des éléments du voile par rapport au centre de gravité de l'ensemble :



$$m = \frac{2c}{1/a_1 + 1/a_2} \quad \text{avec } 2c = 12,25 \text{ m}$$

h : hauteur entre le centre de gravité du linteau et la cote supérieure du refend inférieur : $h = 3,554 \text{ m}$.

Trumeaux	a_i m^2	I_i m^4	$1/a_i$	$m = \frac{2c}{\sum 1/a_i}$ m^3	I m^4
I	2,05	17,968	0,488	-	-
II	1,05	2,472	0,952	8,51	124,6

$$\bar{\Sigma} = 20,36 \quad \Sigma = 1,44$$

d'où les sollicitations dans les linteaux :

$$\Pi = \frac{24651 \cdot 8,51 \cdot 3,554}{124,6} = 5984 \text{ kg}$$

d'où un moment aux appuis $M = \Pi a$ a étant la $1/2$ portée du linteau soit $4,50/2 = 2,25 \text{ m}$

$$M = 5984 \cdot 2,25 = 13464 \text{ kg.m}$$

T_{G+P}	Π	M_{G+P} appui	M_{G+P} travée	Πa appui	Moment total		T total
					APPUI	TRAVÉE	
4028	5984	3021	1510	13464	16485	8242	10012

Sollicitations dues au poussée des terres

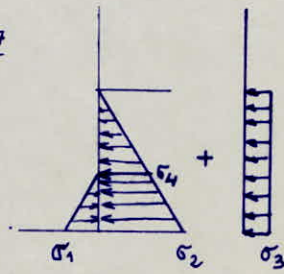
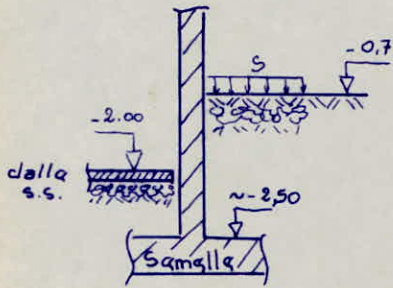


Diagramme des contraintes

$$\sigma_1 = K_a \cdot \gamma \cdot \frac{H_1}{2} ; K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_2 = K_a \cdot \gamma \cdot \frac{H^2}{2}$$

$$\sigma_3 = K_a \cdot S$$

$$S = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$$

$$\rho = 30^\circ$$

$$C = 0$$

$$K_a = 0,333$$

T.V.O

$$\sigma_1 = 0,142 \text{ t/m}^2$$

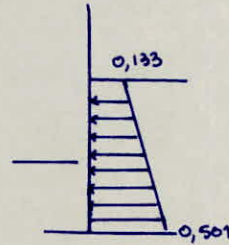
$$\sigma_2 = 0,509 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_4 = 0,368 \text{ t/m}^2$$

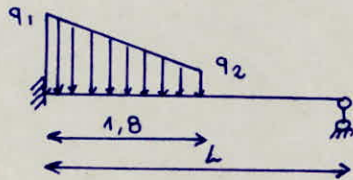
$$\sigma_3 = 0,133 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 - \sigma_1 = 0,368 \text{ t/m}^2 = \sigma_2'$$

$$\sigma_2' + \sigma_3 = 0,501 \text{ t/m}^2 = \sigma$$



Dans ce cas, la voila sera calculé comme une poutre encastré d'un côté et appuyé simplement de l'autre côté.



$$q_1 = 501 \text{ kg/ml.}$$

$$q_2 = 133 \text{ kg/ml.}$$

On prendra le cas le plus défavorable : $L = 5,05 \text{ m}$



$$d = 5 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{encastr}} = 301,3 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 30130}{2800 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,00717 \rightarrow \epsilon = 0,9615$$

$$k = 115$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{115} = 24,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h}$$

$$A = \frac{30130}{2800 \cdot 0,9615 \cdot 15} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Ferraillage des voiles

Contraintes admissibles: (DTU, oct. 75)

• $\bar{\sigma}'_{b0} = \rho'_b \cdot \sigma'_{28}$ (compression simple)

$$\rho'_b = \min \begin{cases} 0,45 \alpha \gamma \delta \\ 0,50 \alpha \beta \gamma \delta \end{cases}$$

avec:

• $\alpha = \frac{a - 10 \cdot a/3}{a}$ où a : épaisseur moyenne du refend (20cm)
 a : $\max(1, l_f/300)$.

on prendra $l_f = 0,9 l_0$, $l_0 = 5,05$ m
 $l_f = 454,5$ cm $\rightarrow l_f/300 = 1,515$

$\alpha = 0,748$

• $\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2}$ avec $\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a} = 78,72$

$\beta = 0,447$

• $\delta = 1,1$

• $\gamma = 0,83$ (béton de qualité moyenne).

$$\rho'_b = \begin{cases} 0,45 \cdot 0,748 \cdot 0,83 \cdot 1,1 = 0,31 \\ 0,50 \cdot 0,748 \cdot 0,447 \cdot 0,83 \cdot 1,1 = 0,15 \end{cases}$$

$\bar{\sigma}'_{b0} = 270 \cdot 0,15 = 40,5$ bars

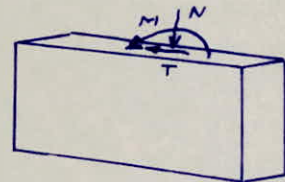
$\bar{\sigma}'_{b0} = 41,3$ kg/cm²

• L'élanement mécanique: $\lambda \leq 80$

$h_{max} = 5,05$. $l_f = 0,9 \cdot 5,05 = 454,5$ $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 78,72 \leq 80$

• la ferraillage se fera en flexion composée pour les refends pleins chacun d'eux sera sollicité par un effort tranchant, un moment fléchissant et un effort normal.

- Les armatures verticales seront disposées en 2 nappes parallèles aux faces du refend; elles serviront à reprendre les contraintes de flexion composée.



- Les armatures horizontales sont aux aussi disposées en 2 nappes parallèles aux faces du refend; Elles devront éviter la fissuration dues à la contraction des façades par suite d'un éventuel abaissement de t^0 .

- Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du refend elles sont horizontales et relient les 2 nappes verticales, leur ϕ dépend du ϕ de ces dernières.

l'espacement $\bar{E} = 15 \phi_v$

$\phi_v \leq 16 \rightarrow \phi_t = 5$

$\phi_v = 20 \rightarrow \phi_t = 6$

$\phi_v = 25 \rightarrow \phi_t = 8$

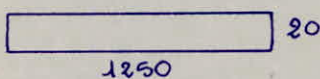
La pourcentage imposé par le RPA pour A_H et A_V est au minimum de :

0,15% de la section si $Z_b < 0,025 \sigma'_{28} = 6,885 \text{ Kg/cm}^2$

et
0,25% de la section si $0,025 \sigma'_{28} < Z_b < 0,12 \sigma'_{28}$
 $6,885 < Z_b < 33,048$

Quand à l'espacement \bar{e} : $\bar{e} = \min(1,5b, 30\text{cm})$ b : épaisseur du refend.

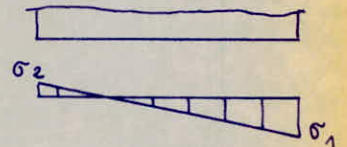
Armature du voile (A):

	$M = 177356 \text{ Kg.m}$ $T = 31558 \text{ Kg.}$ $N = 79580 \text{ Kg}$	$I = \frac{20 \cdot 1250^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)}$ $v = 6,25 \text{ m}$
---	--	--

Vérification des contraintes de compression:

- sous SP_1 : $\sigma'_b = \frac{N}{B} = \frac{79580}{1250 \cdot 20} = 3,18 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

- sous SP_2 : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} v \Rightarrow \left. \begin{matrix} \sigma_1 = 6,6 \\ \sigma_2 = -0,23 \end{matrix} \right\} < \bar{\sigma}'_b$



Armatures verticales:

$a = \frac{M}{N} = 2,23 \text{ m} > \frac{ht}{6} = 2,08 \text{ m} \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

calcul du moment fictif : $M_b = M + Nf \rightarrow A_v = \frac{M_b}{3\bar{\sigma}_a} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$
 $f = \frac{ht}{4}$, vu que cette section sera répartie uniformément sur la section de calcul, f représente la distance du C.d.G de la section d'aciers tendus à l'axe neutre.

$A_v = A_1 - A_2 = \frac{4}{3} \cdot \frac{8}{7} \cdot \frac{M}{ht\bar{\sigma}_a} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$

la coef. $\frac{4}{3}$ dont le produit avec A_1 nous donnera la section totale répartie sur toute la hauteur ht . car A_1 ne correspondait qu'au $\frac{3}{4}$ de la section totale.

$M_b = 177356 + 79580 \cdot \frac{12,50}{4} = 422919 \text{ Kg.m}$

$A_v = \frac{4 \cdot 8 \cdot 422919 \cdot 10^6}{3 \cdot 7 \cdot 1250 \cdot 4200} - \frac{79580}{4200} = -6,7 < 0$ On armera avec le minimum réglementaire.

Cisaillement dans le refend:

(R.P.A) impose $\bar{\tau} = 1,4 \frac{1,4 T}{bh}$ $\bar{\tau} = 1,4 \frac{1,4 \cdot 31558}{20 \cdot 1250} = 2,47 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\tau} < 0,025 \sigma'_{28} \Rightarrow A_v = 0,15\%$ de la section soit $A_v = 20 \cdot 1250 \cdot 0,15 \cdot 10^{-2} = 37,5 \text{ cm}^2$

Disposition en 2 nappes de $18,75 \text{ cm}^2$ d'où $A_v = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et par nappe.

$\bar{e} = 30 \text{ cm}$ On prendra des T10 ; $e = 30 \text{ cm}$ (4 T10 / ml) par nappe.
 $A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Armatures horizontales :

les 0,15% sont pris dans chaque direction

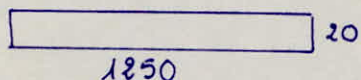
Donc :

$$A_H = T.10, \alpha = 30\text{cm} \quad (4T10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}) \text{ par nappe.}$$

Armatures transversales :

$$\phi_V = 10 < 16 \Rightarrow \phi_t = 5 \quad \bar{t} = 15 \phi_V = 15 \text{ cm.}$$

Ferraillage du voile (E) :



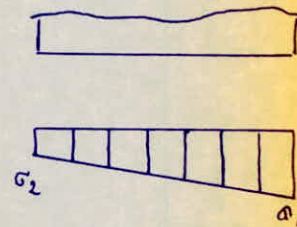
$$M = 96792 \text{ Kg.m}$$

$$T = 23151 \text{ Kg.}$$

$$N = 93973 \text{ Kg.}$$

Contrainte sous SP_1 : $\sigma'_b = \frac{N}{B} = 3,76 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$

Contrainte sous SP_2 : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} v \Rightarrow \left. \begin{matrix} \sigma_1 = 5,68 \\ \sigma_2 = 1,90 \end{matrix} \right\} < \bar{\sigma}'_b$



Armatures Verticales et horizontales :

$$e = \frac{M}{N} = 1,03 \text{ m} < \frac{ht}{6} = 2,08 \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

le calcul des sections d'aciers par la méthode de Pierre CHARON

nous donne : $A_v < 0$

On armera A_v et A_H avec la minimum réglementaire.

Contrainte de cisaillement :

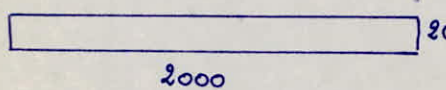
$$\tau = 1,4 \frac{1,4 \cdot 23151}{1250 \cdot 20} = 1,82 \text{ Kg/cm}^2 \quad \tau < 0,025 \sigma'_{28} \Rightarrow A_v = A_H = 0,15\% \text{ de la section.}$$

Donc Idem que pour le voile (A) : soit

$$T10, \alpha = 30\text{cm} \quad (4T10/\text{ml}) \text{ par nappe.}$$

Armatures transversales : $\phi_t = 5, t = 15 \text{ cm.}$

Ferraillage du voile (1)



$$M = 168173 \text{ Kg.m}$$

$$T = 29924 \text{ Kg.}$$

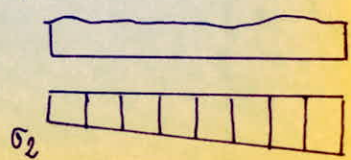
$$N = 105675 \text{ Kg.}$$

$$I = \frac{20 \cdot 2000^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$v = 10 \text{ m}$$

Contrainte sous SP_1 : $\sigma'_b = \frac{N}{B} = \frac{105675}{20 \cdot 2000} = 2,64 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$

Contraintes sous SP_2 : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} v \Rightarrow \left. \begin{matrix} \sigma_1 = 3,9 \\ \sigma_2 = 1,4 \end{matrix} \right\} < \bar{\sigma}'_b$



$$a = \frac{M}{N} = 1,59 \text{ m} < \frac{ht}{6} = 3,33 \text{ m} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

Obtention d'un $A_v < 0$ On armera A_v et A_H avec le minimum réglementaire.

• Cisaillement : $\bar{\tau} = 1,4 \frac{1,4 \cdot 29924}{20 \cdot 2000} = 1,47 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\tau} < 0,025 \sigma'_{28}$

$A_v = A_H = 0,15\%$ de la section. $A = 60 \text{ cm}^2$ d'où 2 nappes de 30 cm^2

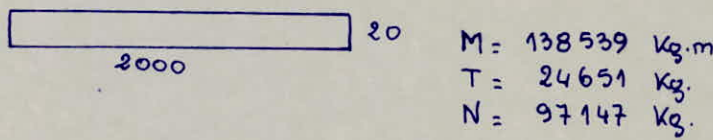
soit $1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par nappe. On aura donc T10, $a = 30 \text{ cm}$
(4T10/ml) par nappe.

$\phi_t = 5$, $t = 15 \text{ cm}$ pour armature transversale.

Ferraillage du voile (4):

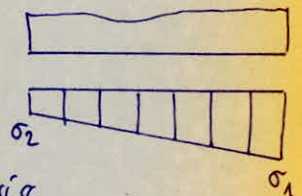
Nous ferraillerons tour à tour la rafel inférieure, les trumeaux I et II et le linteau L3.

Rafel inférieure :



Contrainte sous SP_1 : $\sigma'_b = \frac{N}{B} = 2,43 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

Contraintes sous SP_2 : $\sigma'_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} v \Rightarrow \left. \begin{matrix} \sigma_1 = 3,47 \\ \sigma_2 = 1,39 \end{matrix} \right\} < \bar{\sigma}'_b$



$$a = \frac{M}{N} = 1,43 < \frac{ht}{6} = 3,33 \text{ m} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

Obtention d'un $A_v < 0$ On armera A_v et A_H avec le minimum réglementaire.

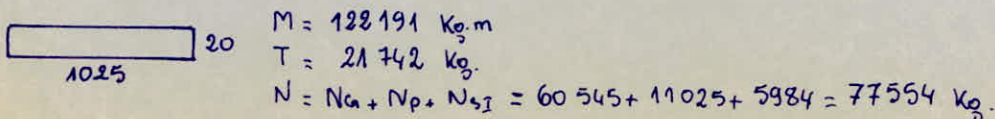
Cisaillement : $\bar{\tau} = 1,4 \frac{1,4 \cdot 24651}{20 \cdot 2000} = 1,12 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\tau} < 0,025 \sigma'_{28}$

$\Rightarrow A_v = A_H = 0,15\%$ de la section

Idem voile (4). T10, $a = 30 \text{ cm}$ (4T10/ml = $3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$) par nappe

$\phi_t = 5$, $t = 15 \text{ cm}$

Trumeau I:



$$a = \frac{M}{N} = 1,58 \text{ m} < \frac{ht}{6} = 1,71 \text{ m} \quad \text{section entièrement comprimée.}$$

Obtention d'un $A_v < 0$ minimum réglementaire.

Contrainte de cisaillement: $\tau = 1,4 \frac{1,4 \cdot 21742}{20 \cdot 1025} = 2,08 \text{ Kg/cm}^2$.

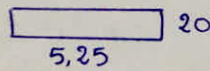
$\tau < 0,025 \cdot \sigma'_{28} \Rightarrow$ On armera $A_v = A_H = 0,15\%$ de la section

soit $A = 30,75 \text{ cm}^2 \rightarrow 15,375 \text{ cm}^2$ par nappe d'où $A = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par nappe

Donc T.10, $a = 30 \text{ cm}$ (4T10/ml)

Armatures transversales: $\phi_t = 5$, $t = 15 \text{ cm}$.

Trumeau II:



$M = 16348 \text{ Kg.m}$

$T = 2909 \text{ Kg}$

$N = N_a + N_p + N_{sI} = 15478 + 1475 + 5984 = 22937 \text{ Kg}$.

$a = \frac{M}{N} = 0,713 \text{ m} < \frac{ht}{6} = 0,875$ section entièrement comprimée.

Obtention d'un $A_v < 0$ minimum réglementaire

Contrainte de cisaillement: $\tau = 1,4 \frac{1,4 \cdot 2909}{20 \cdot 525} = 0,543 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau < 0,025 \sigma'_{28} \Rightarrow$ On armera $A_v = A_H = 0,15\%$ de la section.

Soit $A = 15,75 \text{ cm}^2 \rightarrow 7,875 \text{ cm}^2$ par nappe d'où $A = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par nappe

Donc T.10, $a = 30 \text{ cm}$ (4T10/ml)

Armatures transversales: $\phi_t = 5$, $t = 15 \text{ cm}$.

Linteau L3:

Le linteau sera calculé en flexion simple par la méthode "Pierre CHARON"
la section d'acier sera évaluée à partir des contraintes résultant de la combinaison du second ordre.

$\bar{\sigma}'_b = 103,2 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b = 206,5 \text{ Kg/cm}^2$

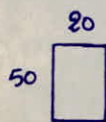
$\bar{\sigma}_b = 0,87 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \sigma_{an} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \rightarrow \epsilon, \kappa \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} \text{ et } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h}$

si $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b \quad A' \neq 0$

si $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \quad A' = 0$



$M_{appui} = 16485 \text{ Kg.m}$

$T = 10012 \text{ Kg}$

$h = 45 \text{ cm}$, $d = 5 \text{ cm}$.

$M_{travée} = 1510 \text{ Kg.m}$

Moment	M	μ	ϵ	κ	σ'_b	A
Appui	16485	0,1454	0,8541	19,3	217,6	
Travée	8242	0,0727	0,8898	30,35	138,4	4,90

$A' \neq 0$

$A' = 0$

$$k = \frac{I_{G_a'}}{I_{G_b'}} = 20,35 \quad \text{on prendra } \sigma_b' = \bar{\sigma}_b' = 206,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\rightarrow \mu' = 0,1822, \quad \alpha = 0,4243, \quad e = 0,8586$$

$$M_A = \mu' \bar{\sigma}_b' b h^2 = 1523784 \text{ kg.cm}$$

$$\Delta M = M - M_A = 16485 - 1523784 = 124716 \text{ kg.m} \quad \Delta M = 124716 \text{ kg.cm}$$

$$\bar{\sigma}_a' = \frac{15}{a h} (d h - 5) \bar{\sigma}_b' = 2286,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-5) \bar{\sigma}_a'} = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot e \cdot h} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} = 10,13 \text{ cm}^2$$

En Appui A adopté : 6 T 16 (12,06 cm²)
A' adopté : 3 T 16 (6,03 cm²)

En Travers A adopté : 3 T 16 (6,03 cm²)

Armatures diagonales:

(R.P.A) si $\tau > 0,06 \sigma'_{28}$ des armatures supplémentaires doivent être placées dans les angles.

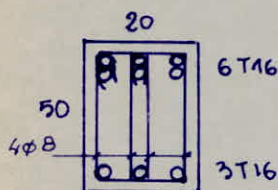
$$\tau_{\ell} = 1,4 \frac{1,4 \cdot 10012}{20 \cdot 50} = 19,6 \text{ kg/cm}^2 > 0,06 \cdot 270 \cdot 1,02 = 16,52 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_x = 0,0015 \cdot h \cdot b = 1,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 0,75 \text{ cm}^2 \text{ sur chaque nappe}$$

2 T 10 (1,57 cm²)

longueur de scellement $\frac{h}{4} + 50\phi = 63 \text{ cm}$.

Vérification des contraintes:



$$d = 5 + 0,8 + 1,6 = 7,4 \text{ cm}$$

$$M = 16485 \text{ kg.m}$$

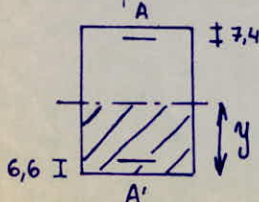
$$T = 10012 \text{ kg}$$

$$A (6T16) = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$A' (3T16) = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$d' = 5 + 0,8 + 0,8 = 6,6 \text{ cm}$$

Vérification à l'appui :



Position de l'axe neutre : moment statique total = 0

$$b \frac{y^2}{2} + 15 A' (y - d') - 15 A (h - y) = 0 \quad b = 20; \quad h = 42,6$$

$$y^2 + 27,135 y - 830,331 = 0$$

$$y = 18,285 \text{ cm}$$

moment d'inertie de la section homogénéisée :

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A' (y - d')^2 + 15 A (h - y)^2$$

$$I = 160058 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{1648500}{160058} = 10,3$$

$$\cdot \sigma'_b = K y = 10,3 \cdot 18,285 = 188,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\cdot \sigma'_a = 15 K (y - d') = 1805,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a$$

$$\cdot \sigma_a = 15 K (h - y) = 3756,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Vérification à la fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f}$$

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{12,06}{2 \cdot 7,4 \cdot 20} = 0,04074$$

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

$$\phi = 16, \quad K = 1,5 \cdot 10^6, \quad \eta = 1,6$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 4342 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2765 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a \text{ service} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 3756,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \text{ service} \quad \text{pas de risque de fissuration.}$$

Effort tranchant:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{avec } z = h - d' = 42,6 - 6,5 = 36,1 \text{ cm} \quad b = 20 \text{ cm.}$$

$$\tau_b = \frac{10012}{20 \cdot 36,1} = 13,9 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\tau}_b = \int 3,5 \bar{\sigma}_b = 30,98$$

$$\left[\left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \bar{\sigma}_b = 24,18 \right] \quad \tau_b < \bar{\tau}_b.$$

si on place des $\phi 8$ 1 cadre et 1 étrier fermé $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (acier doux) FeE24}$$

• espacement des armatures transversales

$$t = \frac{\bar{\sigma}_{at} \cdot z \cdot A_t}{T} = \frac{2400 \cdot 36,1 \cdot 2,01}{10012} = 17,5 \text{ cm}$$

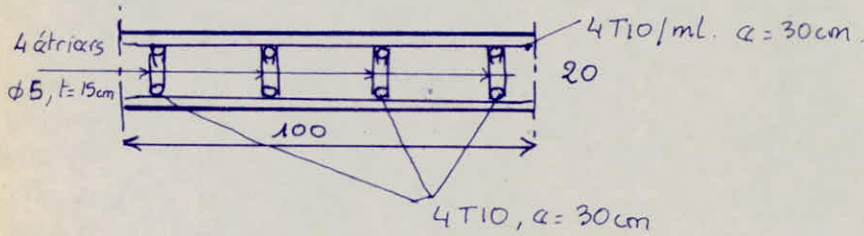
$$\bar{t} = \max \left(0,2h, \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) h \right) \quad \bar{t} = \max(8,52; 12,5) \quad \text{etc : } \bar{t} = \frac{h}{4} = \frac{50}{4} = 12,5 \text{ cm}$$

$$t = 12,5 \text{ cm.}$$

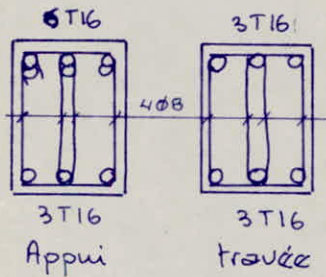
• Condition de non fragilité : $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{gn}} = 1,45 \text{ cm}^2.$

Récapitulatif du ferrailage des Voiles :

Voiles	(A)	(E)	(4)	Ref. inf	(X)	
					TR I	TR II
Aciers Verticaux /ml./ par face	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
Aciers Horizontaux /ml./ par face	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
Aciers transversaux, ϕ (cm)	$\phi=5$ 15	$\phi=5$ 15	$\phi=5$ 15	$\phi=5$ 15	$\phi=5$ 15	$\phi=5$ 15
Espacement des Av, Ah, a (cm)	30	30	30	30	30	30



Linteau L3



Pour les blocs B et C :

Les voiles périphériques seront armés avec le minimum réglementaire soit donc T.10, $a=30cm$ $\phi_t=5$, $l=15cm$.

Dalle du parking sous sol

Calcul de dalle en béton sur terre pleine :

On désigne par dalle un ouvrage plan en béton de grande surface et de faible épaisseur, reposant sur un sol homogène et suffisamment résistant, auquel il transmet directement les charges qui lui sont appliquées.

Cet ouvrage doit être considéré comme une fondation superficielle simple, sujet au tassement et le plus souvent désolidarisée de la structure.

On a un dalle destiné au stockage et supportant une circulation légère. Ce type de dalle supporte une charge répartie inférieure à 800 kg/m^2 et charge roulante inférieure à $2,5 \text{ t}$ par essieu.

On a prévue des joints pour éliminer toute fissure anarchique due au retrait du béton et un tassement différentiel entre le dalle et les autres parties de la construction.

On a des joints de construction, ces joints ne permettant aucune dilatation dans le dalle achevé et ne sont simplement que des arrêts de coulage du béton de la dalle.

Les joints de retraits permettent le transfert des charges verticales à travers les joints.

Les joints de tassement permettent les déplacements différentiels vertical et horizontal. Ils sont installés dans les planchers au niveau des poteaux, semelles et murs pour séparer la dalle de tout contact avec la construction.

Épaisseur de la dalle

On prendra pour la dalle parking et zone de stockage $a = 12 \text{ cm}$
pour les autres cas $a = 10 \text{ cm}$.

Armatures :

Pour le parking et la zone de stockage :

2 nappes de treillis soudés $\phi 5 (20 \times 20)$

zone courante :

1 nappe supérieure $\phi 5 (20 \times 20)$

la dalle est armée conformément au C.C.B.A 68. En utilisant la formule simplifiée :

$$\sigma_b = 2,7 \cdot \frac{P}{h^2}$$

avec h : épaisseur de la dalle

P : charge concentrée par essieu $P = 2000 \text{ kg}$

$$\sigma_b = 2,7 \frac{2000}{12^2} = 37,5 \text{ kg/cm}^2$$

cette tension est inacceptable dans le béton sans ferrailage pour la reprendre.

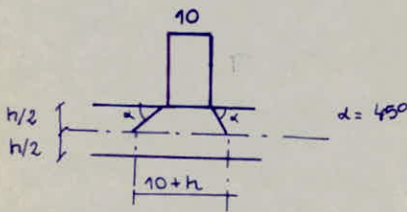
Condition de non poinçonnement de la dalle (Parking)

$$\bar{P} = \frac{\bar{\sigma}_b \cdot P_a \cdot h}{1,25}$$

où P_a : périmètre de la surface de contact de la roue située à $\frac{h}{2}$ à l'extérieur de la surface de charge

$$\text{la surface de contact} = 10 \times 10 \text{ cm}^2$$

d'où P_a après diffusion:



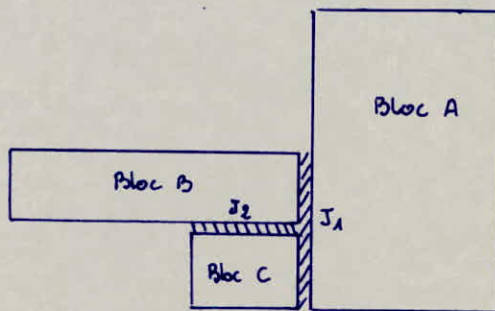
$$P_a = (10+h) \cdot 4 = 22,4 = 48 \text{ cm}$$

$$h = 12 \text{ cm}$$

$$\bar{P} = \frac{5,9 \cdot 48 \cdot 12}{1,25} = 2719 \text{ kg}$$

$P < \bar{P}$ vérifiée.

Joints de dilatation



Nous avons 2 joints de dilatation à dimensionner, tous les joints doivent permettre aux blocs adjacents le libre déplacement sans contact préjudiciable.

Pour cela, nous allons prendre les déplacements de chacun des blocs adjacents en opposition. $\delta_i = \frac{T_i}{R_i}$

Pour J_1 : on prendra le max de $\delta_B + \delta_A$, $\delta_C + \delta_A$

$\delta_B = \Sigma$ des déplacements relatifs de niveau

$$\delta_B = 0,35 + 0,23 = 0,58 \text{ cm}$$

$$\delta_C = 0,39 + 0,24 = 0,63 \text{ cm}$$

$$\delta_A = \delta_{\text{transv.}} = \frac{T}{R_{\text{transv.}}} = \frac{47085 \cdot 10}{6,456 \cdot 378000 \cdot 1,019} = 0,19 \text{ cm}$$

$$\text{Largeur de } J_1 = 0,63 + 0,19 = 0,82 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm}$$

Or la RPA préconise une largeur minimum de 2cm.

où une largeur $d \geq \frac{H_1}{300}$ H_1 : hauteur du bloc le moins haut

dans notre cas $H_1 = 615 \text{ cm}$ soit $d \geq \frac{615}{300} = 2,05 \text{ cm}$

On prendra donc une largeur $d = 2,5 \text{ cm}$.

Pour J_2 , on prendra $\delta_B + \delta_C = d$

$$\delta_B = 0,16 + 0,17 = 0,33 \text{ cm}$$

$$\delta_B + \delta_C = 0,61 \text{ cm}$$

$$\delta_C = 0,15 + 0,13 = 0,28 \text{ cm}$$

là aussi on prendra $d = 2,5 \text{ cm}$.

LONGRINES

Les longrines seront calculées conformément à l'article (4.2.3-3-RPA). Les longrines doivent pouvoir équilibrer une force axiale de compression ou de traction au moins égale à $1/15$ (pour les terrains de consistance de la plus grande charge verticale

BLOC A

$$N^{\max} = 48270 \text{ Kg.} \Rightarrow N = \frac{N^{\max}}{15} = 3218 \text{ Kg.}$$

On prendra des longrines (25x30).

en compression

$$\sigma'_b = \frac{3218}{25 \times 30} = 4,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$A'_l = \frac{1}{15} \left(\frac{3218}{\bar{\sigma}'_{b_0}} - B \right) = \frac{1}{15} \left(\frac{3218}{68,5} - 25 \times 30 \right) = < 0$$

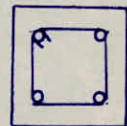
en traction:

$$A_l \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{3218}{2800} = 1,15 \text{ cm}^2$$

On prendra 4T14 (A = 6,16 cm²).

Condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 \times 25 \times 27 \times \frac{5,9}{4200} = 0,65 \text{ cm}^2$$



BLOC B.C :

$$N^{\max} = 10948 \text{ Kg.}$$

$$N \frac{N^{\max}}{15} = 730 \text{ Kg.}$$

en Compression

$$\sigma'_b = \frac{730}{25 \times 30} = 0,97 < \bar{\sigma}'_{b_0}$$

en traction : $A'_l \leq 0$

$$A_l \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{730}{2800} = 0,26.$$

On prendra 4T14 (A = 6,16 cm²).

S'()L
ET
F()NIDITIC()NS'

ETUDE du SOL

Caractéristiques géologiques du terrain:

D'après la carte géologique au 1/50000 et la carte hydrogéologique de la région d'ALGER, le terrain se trouve sur une zone composée d'alluvions anciennes du pléistocène.

Les coupes de sondages montrant que le sol est composé de deux couches. La première couche existe entre 0,0 et 6,0m de profondeur et se compose d'argile solleuse gresueuse par endroit. A partir de 6,0m de profondeur, on trouve une couche de marna compacta.

Essais Physique:

Suivant les analyses granulométriques et la classification de M^r R. Feret, on conclut que les échantillons prélevés sont de nature argileuse.

La teneur en eau naturelle est comprise entre 10,6 et 14,4%. Les mesures du degré de saturation montrent que les échantillons sont faiblement saturés (69° à 70°), la valeur de la densité sèche est de 1,82 en moyenne, pour la couche comprise entre 0,0 et 4,0 m de profondeur.

Essais mécaniques:

Ils sont fait à partir des essais de cisaillement, nous calculons un taux de travail admissible. Pour cela, on utilise la valeur de la cohésion $c = 0,2 \text{ kg/cm}^2$ et de l'angle de frottement $\varphi = 20^\circ$.

Dans le cas d'une semelle carré avec une largeur de fondation égale à 2m et une profondeur à laquelle est basée celle ci de $p = 1\text{m}$, et un coefficient de sécurité $F = 3$

On trouve un taux de travail de 2,6 bars

Les calculs du tassement ont été faits d'après les essais oedométriques les valeurs obtenues par cet essais sont:

$$C_t = 0,159 \text{ et } C_t = 0,135$$

Pour une semelle carrée de 2m de côté et une charge de 2 bars
Le tassement est de 6,0 cm.

Essais au pénétromètre dynamique:

5 essais au pénétromètre dynamique lourd du type BORRO B2 ont été réalisés. Les essais entrepris ont un triple but:

- Donner une idée rapide de la résistance en fonction de la profondeur
- Donner le degré d'homogénéité de sous-sol en détectant d'éventuelles anomalies (cavernes, roches)
- Obtenir le niveau précis du premier horizon dur rencontré.

Les diaphragmes des résistances de pénétration dynamiques montrent que la résistance du sol est homogène et la profondeur du refus est à 3m.

Conclusion :

Le terrain réservé à la construction est composé de formation argileuse solleuses en général ; On prendra comme taux de travail admissible 2,0 bars pour des semelles superficielles ; isoler et baser les fondations à 1m de profondeur.

N.B :

- principe de l'essai au pénétromètre dynamique LOUD
TYPE BORRO B2

Principe de l'essai :

L'opération de pénétration dynamique consiste à l'enfoncement dans le terrain d'un train tiges par l'action d'un mouton de masse M tombant répétitivement d'une hauteur fixe H.

L'appareil enregistre le nombre de coups N nécessaire à obtenir un enfoncement de longueur L

ET grâce à l'analogie avec les pieux réel, on peut appliquer à ce essai la formule de battage dite des Hollandais ; Pour calculer la résistance de pointe R_p en fonction de la Profondeur

$$R_p = \frac{N}{L} \cdot \frac{M^2 \cdot H}{(P+M)} \cdot \frac{1}{A}$$

avec M = masse du Mouton en Kg.

P = masse tige + mandrin en Kg.

H : hauteur de chute en cm

A : section de la pointe en cm^2

Semelle S₄

La potaau est homothétique à la fondation

d'où : $\frac{l}{b} = \frac{L}{B}$

On prendra $\bar{\sigma}_s = 2$ bars (rapport du sol) et on calculera le $\bar{\sigma}_s$ exacte une fois les dimensions de la semelle sont connue.

on a : $\frac{l}{b} = \frac{50}{25} = \frac{L}{B} \Rightarrow B = \frac{L}{2}$

$\bar{\sigma}_s = \frac{2N}{L^2} \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right)$; $\alpha_0 = \frac{M}{N}$ $M = 1579 \text{ Kg.m}$ $\alpha_0 = 14,5 \text{ cm}$
 $N = 10907 \text{ Kg.}$

d'où $L = 130 \text{ cm}$
 $B = 65 \text{ cm}$

• Vérification à la stabilité : (sous SP₂)

$M = 4819 \text{ Kg.m}$

$N = 11772 \text{ Kg.}$

• Poids des terres : $\gamma (L.B - l.b) (D-h) = N_1$

• Poids de la semelle : $2500(L.B.ht) = N_2$

$N_{\text{total}} = N_1 + N_2 + N$

$N_1 = 1361 \text{ Kg.}$

$N_2 = 634 \text{ Kg.}$

$N_{\text{tot}} = 13767 \text{ Kg.}$

$M = 4819 \text{ Kg.m}$

$\alpha_0 = \frac{M}{N} = 35 \text{ cm} > \frac{L}{4} = 32,5 \text{ cm} \text{ (RPA 81)}$

On prendra donc

$5\alpha_0 = L = 175 \text{ cm} ; B = 85 \text{ cm}$

Pour ne pas avoir à vérifier l'effort tranchant, on prendra

$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L-l}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right. \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \quad ht = 40 \text{ cm} \quad (d = 5 \text{ cm}).$

• Calcul de $\bar{\sigma}_s$:

$$\bar{\sigma}_s = \gamma D + \frac{(1 - 0,2 \frac{B}{L}) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + (1 + 0,2 \frac{B}{L}) c \cdot N_c}{F}$$

$\gamma = 1,96 \text{ t/m}^3$

$\phi = 20^\circ$

$c = 0,2 \text{ Kg/cm}^2$

$N_\gamma = 5$

$N_q = 6,4$

$N_c = 14,8$

$F = 3$

$\bar{\sigma}_s = 1,76 \text{ Kg/cm}^2$

Calcul des contraintes du sol (sous SP₁)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \cdot v}{I} \quad v = \frac{L}{2}$$

$$\sigma_1 = 1,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,93 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,76 \text{ kg/cm}^2.$$

Ferraillage de la semelle :

On utilisera la méthode des bielles.

$$A_x = \frac{Q'(L-l)}{8h\bar{\sigma}_a} \quad \text{avec } Q' = \sigma\left(\frac{A}{4}\right) \cdot B \cdot L$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_y = \frac{Q'(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a}$$

d'où $A_x = 2,19 \text{ cm}^2$ (7 TB = 3,51 cm²)
 $A_y = 1,1 \text{ cm}^2$ (5 TB = 2,51 cm²)

Vérification au non poinçonnement.

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{60}}} = 20,4 \text{ cm} \quad \text{or } h = 35 \text{ cm} > 20,4 \quad \text{Verif}$$

Samalla S₆ :

Prédimensionnement sous SP₁

$$N = 48296 \text{ kg}$$

$$M = 10864 \text{ kg.m}$$

$$\frac{l}{b} = \frac{60}{50} = \frac{6}{5} \Rightarrow B = \frac{5}{6} L$$

$$\text{avec } \sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \bar{\sigma}_s$$

On trouve donc : $L = 200 \text{ cm}$
 $B = 165 \text{ cm}$

$h = 40 \text{ cm}$
 $h_t = 45 \text{ cm}$

Vérification de la stabilité sous SP₂ :

$$N = 49240 \text{ kg.}$$

$$M = 28312 \text{ kg.m}$$

$$N_1 : \text{ poids des terres} = 5670 \text{ kg.}$$

$$N_2 : \text{ poids de la semelle} = 3300 \text{ kg.}$$

$$N_t = N + N_1 + N_2 = 58210 \text{ kg.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_t} = 48,6 \text{ cm}$$

d'où

$$A = 220 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$B = 180 \text{ cm}$$

$$h_t = 50 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_s = 1,87 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte du sol : sous SP₁

$\sigma_1 = 1,97 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_2 = 0,47 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$

Ferraillage

$Q' = 63360 \text{ Kg}$

$A_x = 10,1 \text{ cm}^2$ (10T12 = 11,31 cm²)
 $A_y = 8,17 \text{ cm}^2$ (8T12 = 9,05 cm²)

Vérification au non poinçonnement.

$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N'}{\sigma_{bo}'}} \rightarrow h > 43,25 \text{ cm}$

Samella S₅.

Prédimensionnement sous SP₁

$N = 31261 \text{ Kg}$
 $M = 263 \text{ Kg.m}$ $\frac{l}{b} = 1 \Rightarrow L = B$

$L = B = 130 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$ et $h_t = 40 \text{ cm}$.

Vérification à la stabilité sous SP₂

$N = 29069 \text{ Kg}$
 $N_1 \text{ pds terre} = 3024 \text{ Kg}$
 $N_2 \text{ semelle} = 1367 \text{ Kg}$ $N_t = N + N_{\text{terre}} + N_2 = 33460 \text{ Kg}$

$N_{\text{total}} = 33460 \text{ Kg}$
 $M = 247 \text{ Kg.m}$ $e_0 = 0,74 \text{ cm} < \frac{L}{4}$

calcul de $\bar{\sigma}_s$: $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ Kg/cm}^2$

Contrainte du sol (SP₁):

$\sigma_1 = 1,92 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_2 = 1,78 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \sigma_m = 1,88 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$

ferraillage :

$Q' = 31857 \text{ Kg}$

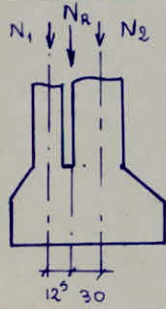
$A_x = A_y = 4,74 \text{ cm}^2$ (7T10 = 5,49 cm²)

Vérification au non poinçonnement :

$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N'}{\sigma_{bo}'}} \rightarrow h > 31 \text{ cm}$

Samelles isolées sous 2 poteaux

Samelle S₁



Point d'application de NR:

$$x = \frac{\sum x_i N_i}{N_i}$$

$$N_1 = 5933 \text{ Kg} \quad M_1 = 502 \text{ Kg.m}$$

$$N_2 = 48296 \text{ Kg} \quad M_2 = 10864 \text{ Kg.m}$$

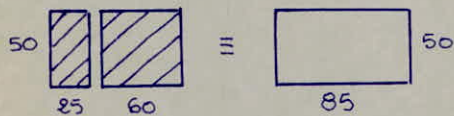
$$x = \frac{-12,5 \cdot 5933 + 30 \cdot 48296}{5933 + 48296} = 25,4 \text{ cm}$$

moment dû à l'excentricité

$$M_a = 0,25 (5933 + 48296) = 13557 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\text{total}} = M_1 + M_2 + M_a = 24923 \text{ Kg.m} \quad N_R = 54229 \text{ Kg}$$

Prédimensionnement



$$\frac{D}{b} = \frac{85}{50} = \frac{17}{10} \Rightarrow D = 1,7 b$$

d'où $B = 1,7 L$

On a une excentricité $e_0 = \frac{M_{\text{total}}}{N_R} = 46 \text{ cm}$

d'où $L = 260 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm} \quad h_t = 50 \text{ cm}$
 $B = 150 \text{ cm}$

Vérification de la stabilité sous (SP₂):

$$N_2 = 49240 \text{ Kg} \quad M_2 = 28312 \text{ Kg.m}$$

$$N_1 = 7359 \text{ Kg} \quad M_1 = 4021 \text{ Kg.m}$$

$$M_a = (N_1 + N_2) \times 0,25 = 14150 \text{ Kg.m}$$

$$M_T = 46483 \text{ Kg.m}$$

$$N_R = 56599 \text{ Kg.m}$$

Poids des terres = $N_3 = 6568 \text{ Kg}$
 Poids de la samelle = $N_4 = 4388 \text{ Kg}$

$$N_{\text{tot}} = N_R + N_3 + N_4 = 70555 \text{ Kg}$$

$$e_0 = \frac{M_T}{N_T} = 65,88 \text{ cm} > \frac{L}{4}$$

On prendra donc $L = 280 \text{ cm} \quad h = 50 \text{ cm}, \quad h_t = 55 \text{ cm}$
 $B = 160 \text{ cm}$

calcul de $\bar{\sigma}_s$: $\bar{\sigma}_s = 2,18 \text{ Kg/cm}^2$

Contrainte du sol (SP₁):

$$\sigma_1 = 2,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = 1,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

Ferraillage :

$Q' = 80956 \text{ Kg.}$

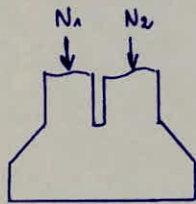
$A_x = 14,1 \text{ cm}^2 \quad (8 \text{ T14} + 2 \text{ T12} = 14,57 \text{ cm}^2)$

$A_y = 7,95 \text{ cm}^2 \quad (8 \text{ T12} = 9,05 \text{ cm}^2)$

Vérification au poinçonnement :

$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{Q'}{\sigma_{bo}}} \rightarrow h \geq 49,5 \text{ cm}$

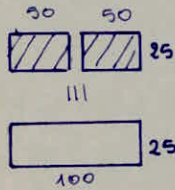
Semelle S3 :



$N_t = N_1 + N_2 = 10907 + 10221 = 21128 \text{ Kg.}$

$M_t = M_1 + M_2 = 1432 + 1579 = 3011 \text{ Kg. m.}$

$a_0 = 14,3 \text{ cm.}$



$\frac{l}{b} = \frac{100}{25} \Rightarrow l = 4b \Rightarrow B = \frac{1}{4} L$

$A = 240 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} \quad h_t = 45 \text{ cm.}$

$B = 60 \text{ cm}$

Vérification de la stabilité sous (SP2)

$N = N_1 + N_2 = 10868 + 10491 = 21359 \text{ Kg}$

$M = M_1 + M_2 = 4369 + 4379 = 8748 \text{ Kg. m.}$

Poids des terres : $N_3 = 2249 \text{ Kg.}$

Poids de la semelle : $N_4 = 1440 \text{ Kg.}$

$N_{tot} = 25048 \text{ Kg.}$

$M_{tot} = 8748 \text{ Kg. m}$

$\Rightarrow a_0 = \frac{M_t}{N_t} = 34,9 \text{ cm} < \frac{L}{4}$

calcul de $\bar{\sigma}_s$: $\bar{\sigma}_s = 1,93 \text{ Kg/cm}^2$

Contrainte du sol : (SP1)

$\sigma_1 = 2 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 0,94 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = 1,74 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$

Ferraillage :

$Q' = 25056 \text{ Kg.}$

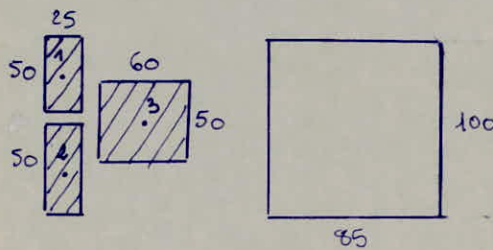
$A_x = 4,5 \text{ cm}^2 \quad (11 \text{ T8} = 5,52 \text{ cm}^2)$

$A_y = 1,92 \text{ cm}^2 \quad (5 \text{ T8} = 2,51 \text{ cm}^2)$

Vérification au poinçonnement :

$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{Q'}{\sigma_{bo}}} \rightarrow h \geq 27,46 \text{ cm}$

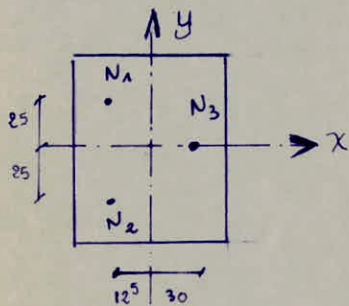
Semelle sous 3 poteaux (petit radier) :



Prédimensionnement :

$$\begin{array}{ll} N_1 = 5782 \text{ Kg} & M_1 = 561 \text{ Kg.m} \\ N_2 = 5933 \text{ Kg} & M_2 = 502 \text{ Kg.m} \\ N_3 = 48270 \text{ Kg} & M_3 = 11165 \text{ Kg.m} \end{array}$$

Position de la résultante / à 0



$$y_G = \frac{25(5782 - 5933)}{\sum N_i} \approx 0 \text{ cm}$$

$$x_G = \frac{-12,5(5933 + 5782) + 30 \cdot 48270}{\sum N_i} = 21,7 \text{ cm}$$

$$l = 0,85b \quad B = 1,18L$$

Moment dû à l'excentricité :

$$M_e = 0,22 (\sum N_i) = 13197 \text{ Kg.m}$$

$$M_{tot} = \sum M_i + M_e = 25425 \text{ Kg.m}$$

$$N_{tot} = \sum N_i = 59985 \text{ Kg}$$

$$e_0 = 42,4 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} \text{d'où } L = 220 \text{ cm} \\ B = 185 \text{ cm} \end{array}$$

Vérification de la stabilité sous SP2 :

$$\left. \begin{array}{l} N_1 = 7199 \text{ Kg} \\ N_2 = 7359 \text{ Kg} \\ N_3 = 50122 \text{ Kg} \end{array} \right\} \sum N_i = 64480 \text{ Kg}$$

$$\begin{array}{l} \text{Poids des terres : } N_4 = 6785 \text{ Kg} \\ \text{Poids de la semelle : } N_5 = 3885 \text{ Kg} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_1 = 3339 \text{ Kg.m} \\ M_2 = 4021 \text{ Kg.m} \\ M_3 = 35415 \text{ Kg.m} \end{array} \right\} \sum M_i = 42775 \text{ Kg.m}$$

$$\begin{array}{l} N_{tot} = 75350 \text{ Kg} \\ M_{tot} = 56358 \text{ Kg.m} \end{array}$$

$$M_e = 13583$$

$$e_0 = \frac{M_{tot}}{N_{tot}} = 75 \text{ cm} > \frac{L}{4}$$

On prendra donc :

$$\begin{array}{l} L = 305 \text{ cm} \\ B = 255 \text{ cm} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} h = 55 \text{ cm} \\ h_t = 60 \text{ cm} \end{array}$$

calcul de $\bar{\sigma}_s$: $\bar{\sigma}_s = 2,4 \text{ Kg/cm}^2$

Contrainte du sol : (σ_{s1})

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 1,1 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 0,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \sigma_m = 1,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

Ferraillage:

$$Q' = 77981 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} A_x &= 12,98 \text{ cm}^2 \quad (13 \text{ T}12 = 14,7 \text{ cm}^2) \\ A_y &= 10,76 \text{ cm}^2 \quad (11 \text{ T}12 = 12,44 \text{ cm}^2) \end{aligned}$$

Vérification au poinçonnement:

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{Q'}{\bar{\sigma}_{b0}}} \rightarrow h > 44,6 \text{ cm}$$

Samalla filante:

Se calculera avec $N = 7831 \text{ Kg/ml}$ (M est pris égal à 0)

Prédimensionnement:

$$\frac{N}{100 \cdot B} = \gamma \cdot D + \frac{\gamma \frac{B}{2} N \gamma + \gamma \cdot D (N \gamma - 1) + C' N c}{F}$$

$$\begin{aligned} \Leftrightarrow F \cdot N &= [\gamma \cdot D \cdot F + \gamma \cdot D (N \gamma - 1) + C' N c] \cdot B + \gamma \cdot N \gamma \cdot \frac{B^2}{2} \\ \gamma \cdot N \gamma \cdot \frac{B^2}{2} + 100 [\gamma \cdot D \cdot F + \gamma \cdot D (N \gamma - 1) + C' N c] \cdot B - F \cdot N &= 0 \end{aligned}$$

$$4,9 \cdot 10^{-3} B^2 + 456,643 B - 23493 = 0$$

$$\Rightarrow B = 51,4 \text{ cm} \quad \text{on prendra } B = 55 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{B - a}{4} = 15 \text{ cm} \Rightarrow h = 20 \text{ cm}$$

Calcul de $\bar{\sigma}_s$:

$$\bar{\sigma}_s = \gamma \cdot D + \frac{\gamma \frac{B}{2} N \gamma + \gamma \cdot D (N \gamma - 1) + C' N c}{F} = 1,61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{N}{100 \cdot B} = \frac{7831}{100 \cdot 55} = 1,42 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

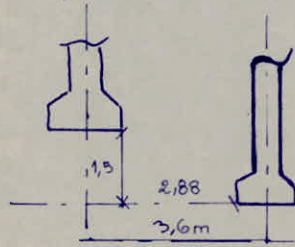
Ferraillage

$$A = \frac{N(B-a)}{8h \bar{\sigma}_a} = 0,82 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (5 \text{ T}10 = 3,14 \text{ cm}^2)/\text{ml}$$

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,2 \text{ cm}^2 \quad (4 \text{ T}8 = 2,01 \text{ cm}^2)$$

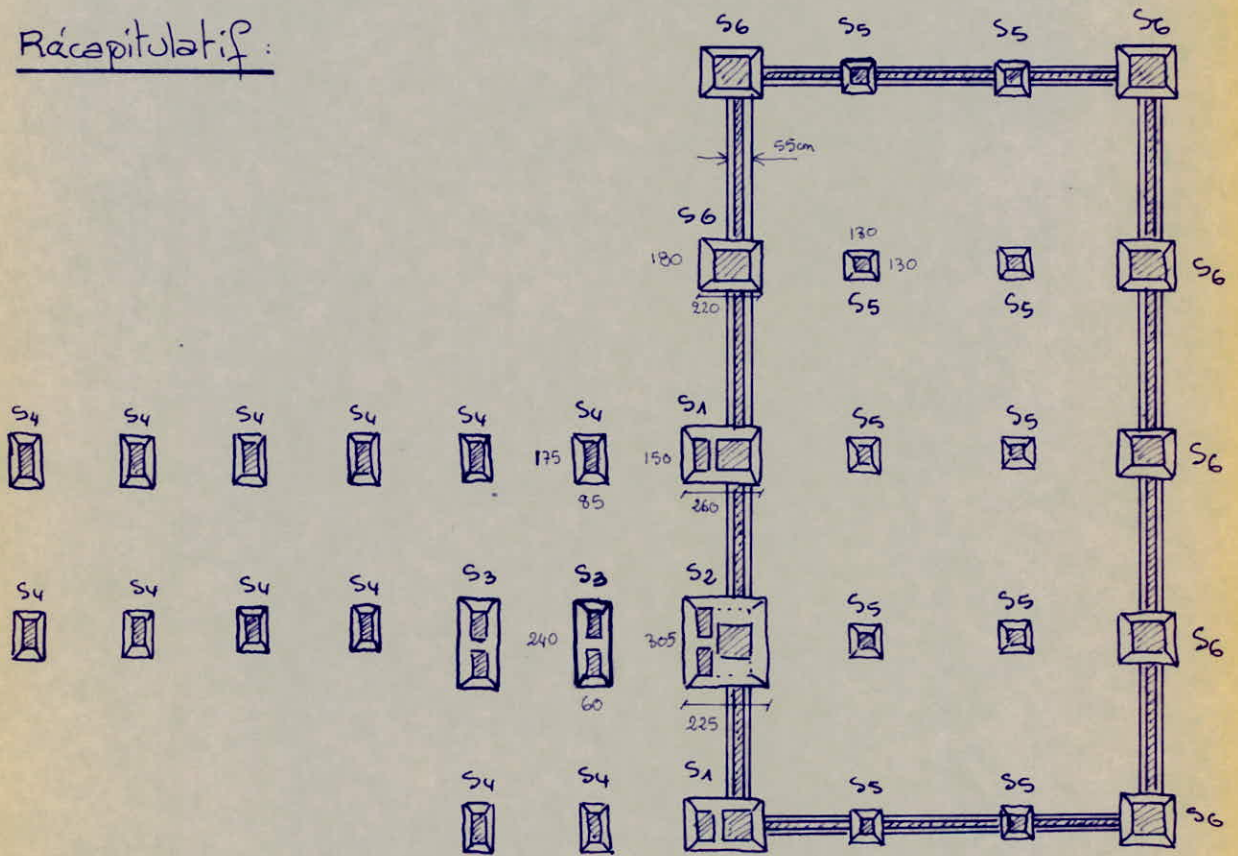
Nota:

Pour les saimelle de niveau différent l'ancrage pour la plus basse se fera à 1m quand à la plus haute il se fera à 1,5m.



$$\frac{1,50}{2,88} = 0,52 < 0,66 \left(\frac{2}{3}\right).$$

Récapitulatif:



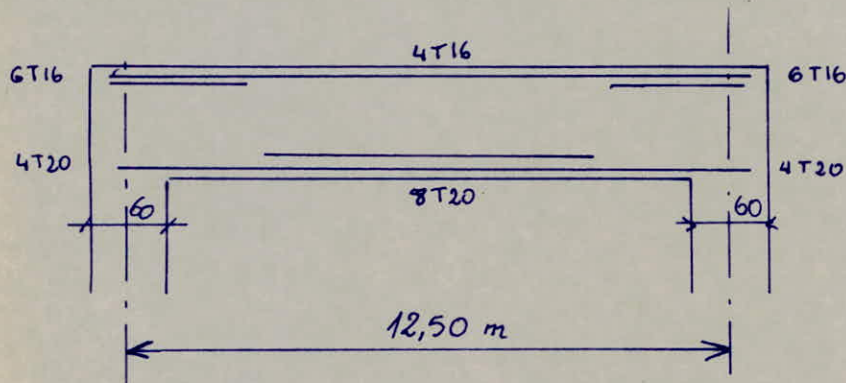
	L	B	h	h _t	A _x	A _y
S ₁ :	260	150	45	50	$\begin{cases} 2T12 \\ 8T14 \end{cases}$	8T12
S ₂ :	305	225	55	60	13 T12	11 T12
S ₃ :	240	60	40	45	11 T8	5 T8
S ₄ :	175	85	35	40	7 T8	5 T8
S ₅ :	130	130	35	40	7 T10	7 T10
S ₆ :	220	180	45	50	10 T12	8 T12

(cm)

(cm²)

ANNEXE

Épure d'arrêt des barres pour les poutres 1-4
des portiques (B), (C) et (D)



Le problème qui se pose à nous maintenant est de proportionner en chaque section les armatures longitudinales aux efforts qui s'y développent. C'est pourquoi nous ferons une épure de répartition des barres longitudinales.

La section minimale d'acier nécessaire au voisinage des appuis est donnée par la condition suivante :

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

$$T = 29899 \text{ Kg.} \quad (G+P+5I_n)$$

$$M^+ = -43726 \text{ Kg.m}$$

$$M^- = -7878 \text{ Kg.m}$$

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

$$\text{avec } M^+ \Rightarrow A < 0$$

$$M^- \Rightarrow A \geq 7,1 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons 4 T20 qui nous seront nécessaires sur appuis. Les moments résistants des aciers en fonction du nombre de barres qui travaillent sont donnés par :

$$M_{ra} = A_i \cdot z \cdot \bar{\sigma}_a$$

$$\text{avec } z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 105,7 = 92,5 \text{ cm.}$$

La poutre étant symétrique, nous ferons l'épure sur la 1/2 travée, l'arrêt conservant toujours cette symétrie.

Les barres arrêtées étant supposées sans crochets, nous devons leur ajouter une longueur de scellement droit : l_d

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}$$

$$\text{où } \bar{\sigma}_d = 2 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\psi = 1,5 \text{ (H.A.)}$$

$$\bar{\sigma}_d = 26,6 \text{ Kg./cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg./cm}^2$$

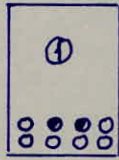
Pour les barres Supérieures $\phi = 16 \rightarrow l_d = 42,1 \text{ cm} \quad l_d = 45 \text{ cm}$

Pour les barres Inférieures $\phi = 20 \rightarrow l_d = 52,7 \text{ cm} \quad l_d = 55 \text{ cm}$

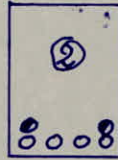
Par mesure de précaution.

Répartition des barres :

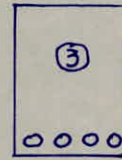
barres inférieures :



8 T20
(25,13)



6 T20
(18,84)



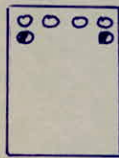
4 T20
(12,56)

$M_{ra_i} = 65086,7 \text{ Kg.m}$

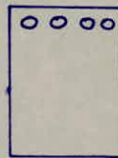
$48795,6 \text{ Kg.m}$

$32530,4 \text{ Kg.m}$

barres supérieures :



6 T16
(12,10)



4 T16
(8,04)

$M_{ra_i} = 47008,5 \text{ Kg.m}$

$31235,4 \text{ Kg.m}$

Courbes anveloppes :

Ces courbes seront les conséquences des superpositions des courbes des moments dus à G + P + SI au voisinage de l'appui combinaison la plus défavorable et celles des courbes des moments G + 1,2 P en travée qui sont les plus défavorables. (Voir graphes).

Calcul des crochets aux appuis de rive :

Rayon de courbure : $r \geq 0,10 \phi \frac{\sigma_a}{\sigma_{bo}} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) \sqrt{\quad}$

Armatures supérieures :

$\nu = 5/3$ (2 lits) ; $\phi = 16$; $\sigma_a = 3683,8 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma'_{bo} = 103,2 \text{ kg/cm}^2$
 $d = a + R$; $e = 3 \text{ cm}$; $R = 7\phi$

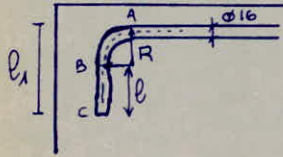
$r \geq 10,56 \text{ cm} \rightarrow [R = 11,2 \text{ cm}]$

Armatures inférieures :

$\phi = 20$, $R = 5\phi$, $r \geq 4,65 \text{ cm} \rightarrow [R = 10 \text{ cm}]$

On prendra des crochets à angle droit

- Armatures supérieures :



chignons l qui procure l'ancrage total

$$\bar{F}_A = \frac{\pi \phi^2}{4} \bar{\sigma}_a \quad (1)$$

$$\bar{F}_B = \alpha \bar{F}_A - \alpha' R \pi \phi \bar{\sigma}_d \quad (2)$$

$$F_B = \pi \phi l \bar{\sigma}_d \quad (3)$$

Crochet 90° : $\alpha = 0,53$ $\alpha' = 1,17$.

$$(1), (2) \text{ et } (3) \Rightarrow \pi \phi l \bar{\sigma}_d = \alpha \frac{\pi \phi^2}{4} \bar{\sigma}_a - \alpha' R \pi \phi \bar{\sigma}_d$$

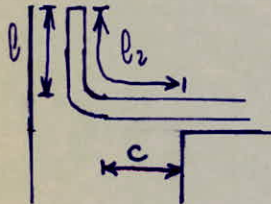
D'où $l = \alpha l_d - \alpha' R$ $l_d = 45 \text{ cm}$ $R = 11,2 \text{ cm}$

$$l = 10,74 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

$l_1 \geq 20 \phi$ (CTC) $\Rightarrow l_1 \geq 32 \text{ cm}$.

$l_1 = l + R + \frac{\phi}{2} = 15 \text{ cm} + 11,2 + 0,8 = 27 \text{ cm} < 32$ } On prendra $l_1 = 35 \text{ cm}$.

- Armatures inférieures :



$$l = \alpha l_d + \alpha' R \quad l_d = 55 \text{ cm}, \quad R = 10$$

$$l = 17,45 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

$$l_2 \geq \max(30 \phi, 50 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

$$l_2 = l + R + c \quad c = 60 - (2 + 10) = 48 \text{ cm}$$

$$l_2 = 20 + 10 \cdot \frac{\pi}{2} + 48 = 83,7 \text{ cm} \quad \text{On prendra } l_2 = 84 \text{ cm}$$

Répartition des armatures transversales

On utilisera pour cela la suite des nombres de M' Caquot

7, 8, 9, 10, 11, 13, 16, 20, 25, 35, 60 (cm)

L (m) entre nu d'appui $L = 11,9 \text{ m}$.

$$\frac{L}{2} = 5,95 \text{ cm} \approx n = 6$$

Zona nodale

$$l' = 2R$$

$$h' = \max(b_1, h_1, \frac{H}{6}, 60\text{cm}) \quad (\text{RPA})$$

Dans notre cas

$$l' = 120\text{cm}$$

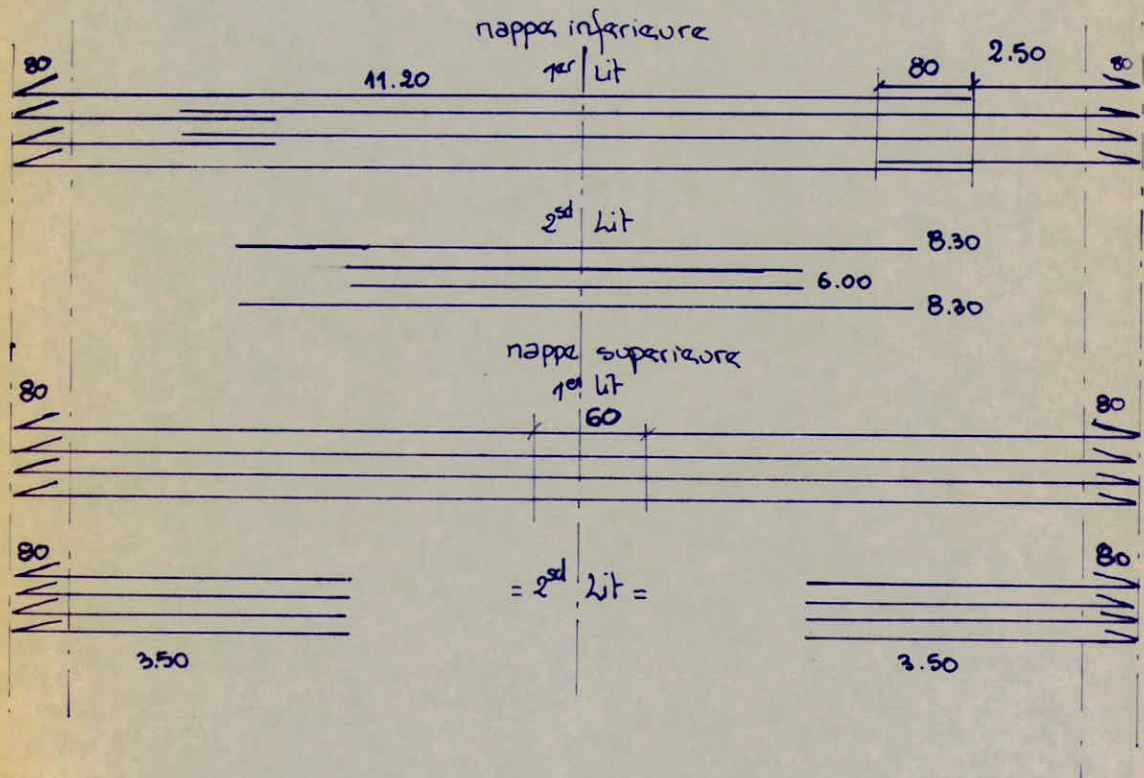
$$h' = 90\text{cm} \quad (\text{plus grande valeur des 3 parties})$$

Le 1^{er} plan d'armatures transversales sera placé à une distance $\frac{t}{2}$ de l'appui.

Soit donc :

$$(1 \times 8) + (7 \times 16) + (6 \times 20) + (6 \times 25) + (5 \times 35) + (1 \times 30) \quad \uparrow \quad \frac{1}{2} \text{ travée.}$$

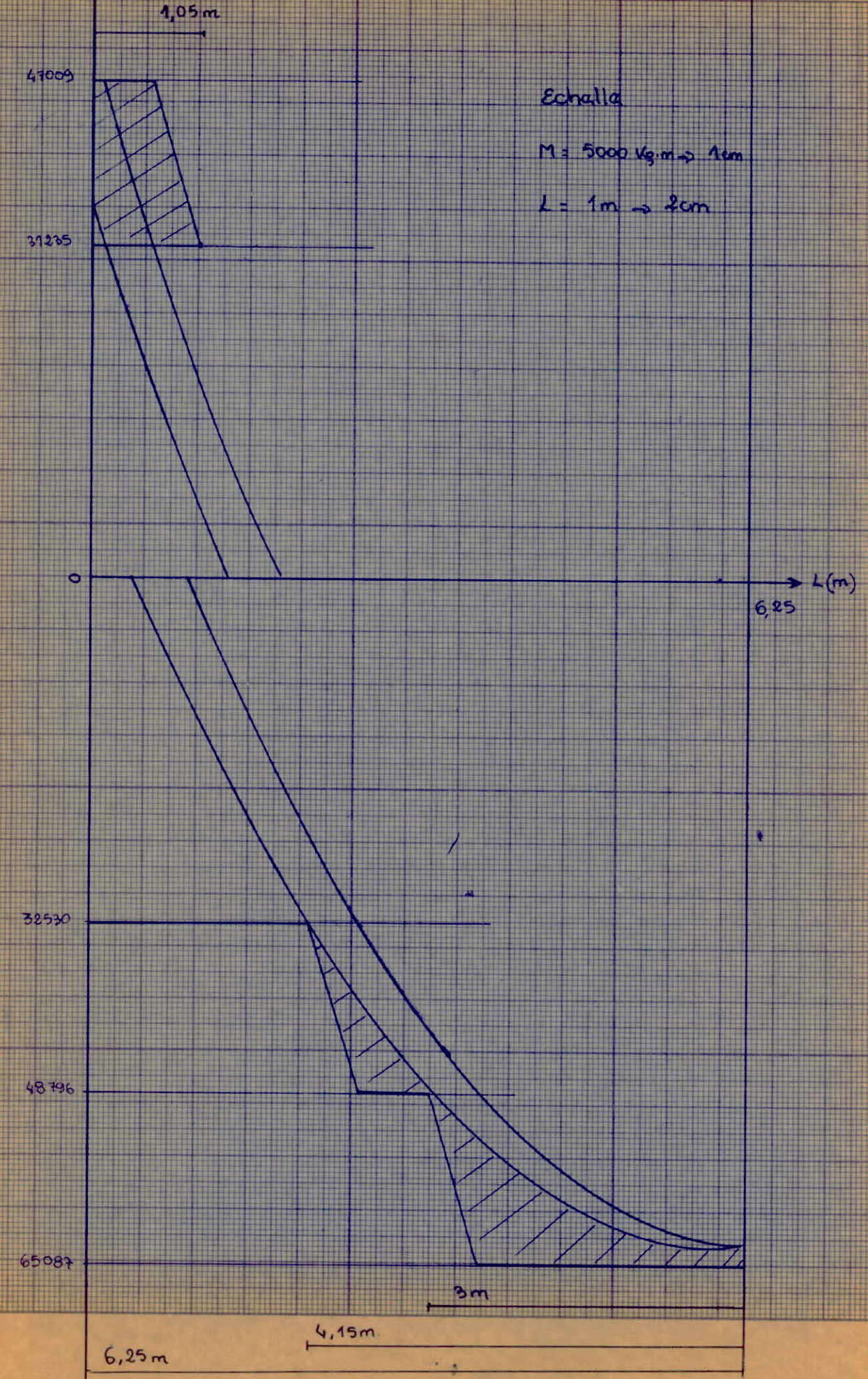
Schéma montrant les arrêts de barres et leur recouvrement



Nota: les crochets, les longueurs de recouvrement et les barres sup. du 2^e lit ont été majorés. Nous avons voulu tenir compte des considérations utilisées dans le bureau d'étude.

M
(kg.m)

Courba anveloppe poutra 1-4 Portique (B)



Courba enveloppe Poutra 1-4 du portique ©

M
(Kg.m)

47009

31235

38530

48796

65087

1,10 m

L (m)
6,25

Echelle:

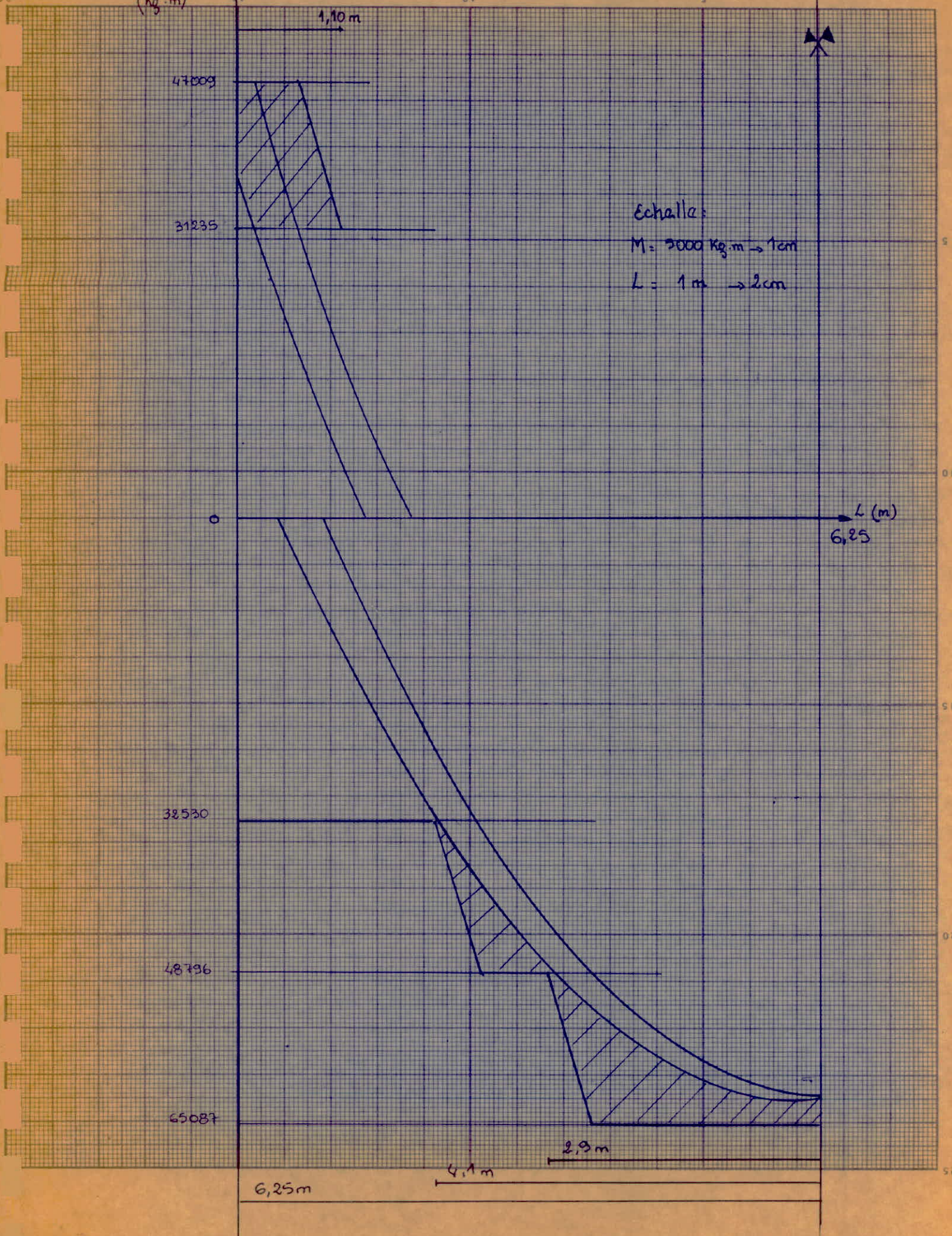
M = 2000 Kg.m → 1cm

L = 1 m → 2cm

6,25m

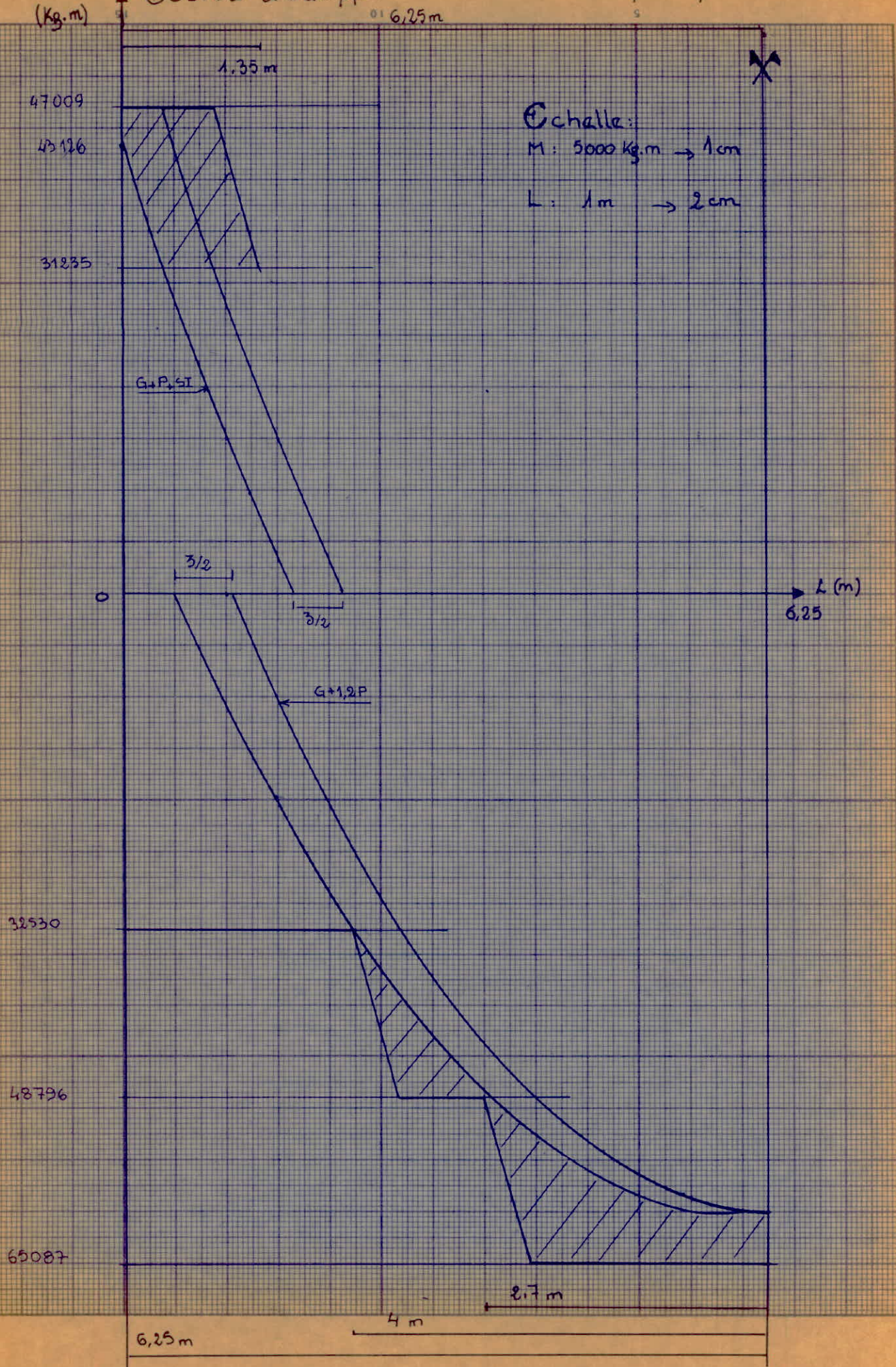
4,1 m

2,9 m



M
(Kg.m)

Courba enveloppa Poutra 1-4 du portique (D)



Echelle:
M: 5000 Kg.m → 1cm
L: 1m → 2cm

6,25 m

4 m

2,7 m

47009

43126

31835

32530

48796

65087

1,35 m

6,25 m

L (m)
6,25

G+P, 5T

G+1,2P

3/2

3/2

- Bibliographie
- Calcul des ossatures en BA - Fuentès
- cours de BA - Tome II - Belazougui
- traité de BA - A. Guerrin - Tome 4
- Methode de Cross - P. Charon
- Bulletin CTC n° 4 et 5 et 6
- RPA 81
- CCBA 68
- Cours RDM III - M^e Hafidi
- Fondations et soutènements - Jacques Putati
- Cours pratique de mecanique des sols
G. Sanglerat - Tome I et II
- Calculs et verifications des ouvrages en BA
P. Charon
- Dynamique des structures et simologie
de l'ingenieur - L. A. Dobrescu

