

g e

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

**SALLE DE CONFERENCE
OSSATURE AUTOSTABLE**

Proposé par :
E.R.C.A. Alger

Etudié par :
**K. Ferradj
A. Hamitouche**

Dirigé par :
A. Laribi

PROMOTION : **JUIN 1985**

Remerciements

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Nous remercions vivement notre promoteur M^r Laribi Abdallah pour ses conseils éclairés et son aide précieuse.

Nos remerciements à tous les professeurs de l'ENPA ainsi que tous ceux qui ont contribué à notre formation.

Nos profonds remerciements à tous ceux qui nous ont aidés dans l'élaboration de ce travail.

A-Hamitouche
K-Ferradj.

Bibliographie.

- Regles techniques CCBA 68 .
- Règles parasismiques PS69 .
- Règles parasismiques RPA 81
- Le calcul et vérification des ouvrages en Béton armé - P. Charon .
- La méthode de Cross et le calcul pratique des constructions hyperstatiques - P. Charon .
- Traité du Béton armé - tomes 3-4-5 A. Guerin .
- Calcul pratique des ossatures en B.A A. Fustes .
- Aide mémoire de RdM J. Goulet .
- Tables pour calcul des dalles et Parois R. Bares .
- Cours pratique de mécanique des sols, t 1.2 . J. Costet - G. Sanglerat .
- Cours de Béton III . Belazoughi
- Cours de RdM III . Hafidi .

Sommaire

<u>Introduction :</u>	Page
- Présentation de l'ouvrage	1
- Caractéristiques des matériaux.	2
- Charges et surcharges	5
- Prédimensionnement des poteaux et poutres.	5
Chap. 1 : Calcul des éléments :	
- calcul de l'acrotère	6
- calcul des poutrelles	9
- Calcul de la rampe	16
- calcul des dalles et escaliers de la salle de scène.	24
Chap. 2 : Calcul des rigidités	39
Chap. 3 : Calcul au séisme	44
- Etude dynamique	44
- Détermination des forces sismiques.	55
Chap. 4 : Efforts dans les portiques	
- Charges verticales	52
- Charges horizontales	56
Chap. 5 : Superposition des sollicitations	59
Chap. 6 : Ferrailage des portiques	
- Poutres	
- Poteaux	80
Chap. 7 : Fondations	
- calcul des fondations	89
- Calcul des tassements	96
Chap. 8 : - Calcul des Longrines	98
- Voile périphérique	98
- Voile sous rampes	99

Présentation et description de l'ouvrage

Le projet donc suit l'étude porte sur le calcul des éléments résistants d'une salle de Conférence, faisant partie d'un siège d'une A.P.C qui sera implanté à Alger; zone de moyenne sismicité (zone II)

Les dimensions du bâtiment :

Longueur totale : 24,75 m.

Largeur totale : 18,30 m.

hauteur totale : 7,05 m.

Planchers :

on a au niveaux : (+6,05) et (+4,11) un plancher à corps creux : hourdis + table de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ce plancher aura une épaisseur de (16+4) cm.

tandis que les planchers de la salle de scène et salle de projection sont en dalle pleine reposant sur des voiles.

- Rampe : qui se situera entre le niveau 0,00 et le niveau -1,00m elle sera calculée comme des escaliers, et elle repose sur des voiles.

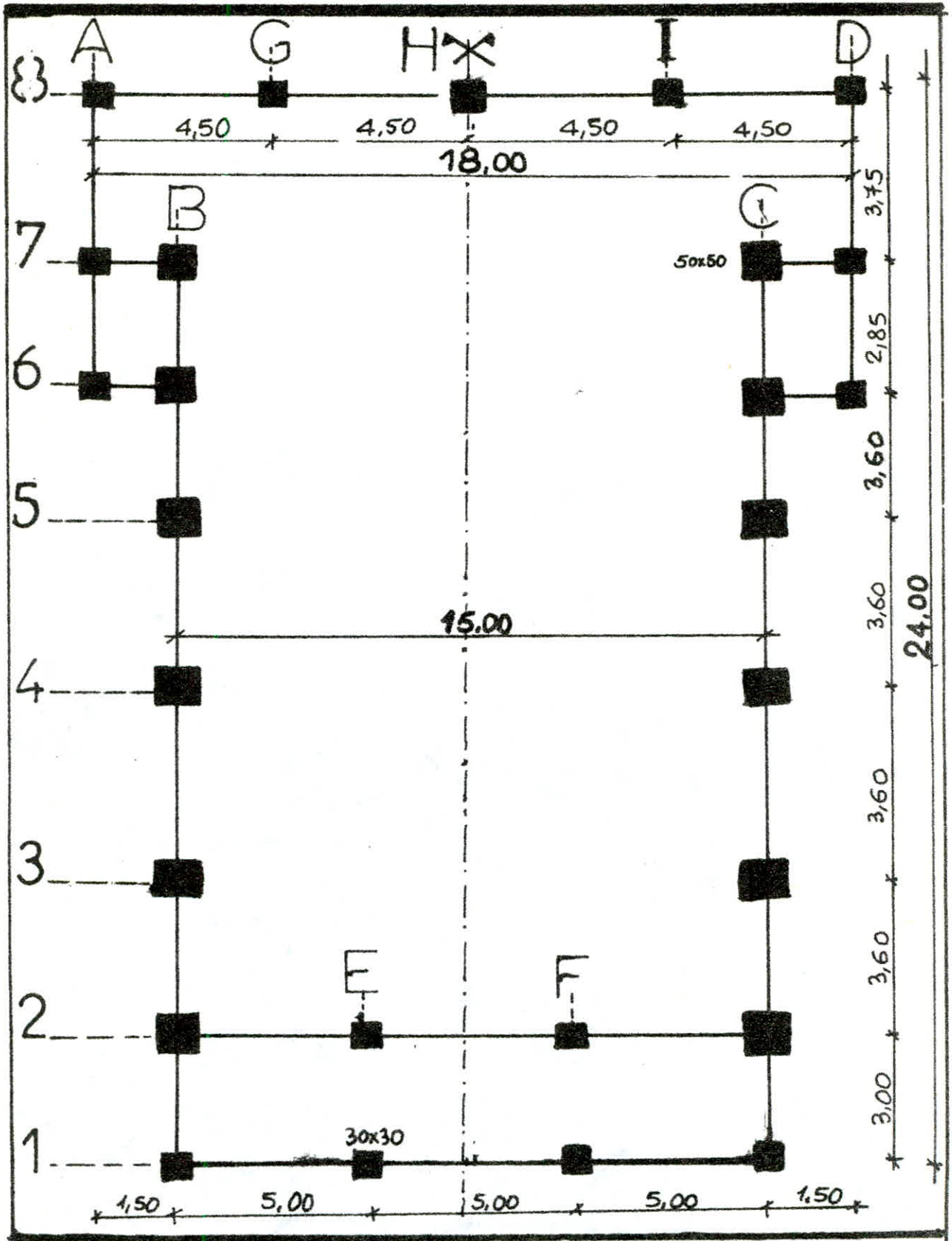
- Ossature : le bâtiment est contreventé par des portiques longitudinaux et transversaux, le remplissage sera fait par la maçonnerie.

- Murs : les murs sont réalisés en briques creuses de 30cm.

Revetement : Enduit plâtre pour les murs

plafond suspendu pour le plafond

- les calculs de contraintes du sol sera déterminé en fonction des caractéristiques physiques du sol, et les dimensions des fondations et l'ancrage.



Caractéristiques des matériaux

Béton: Il est dosé à 350 kg/m^3 de Ciment C.P.A 325 ;
 à contrôle atténué la grosseur des granulats : $C_g: 5/15 \text{ mm}$.

La résistance nominale de Compression : $\bar{\sigma}_{28} = 270 \text{ bars}$.

La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :
 800 l de gravillon ; 400 l de sable ; 350 kg de Ciment CPA325 ;
 175 l d'eau .

Contrainte de Compression admissible : (art 9-4 CCBA68)

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

- α : dépend de la classe de Ciment utilisée ($\alpha=1$, 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 des granulats (C_g)

$$\text{Si } h_m < 4 C_g \rightarrow \gamma = \frac{h_m}{4 C_g} ; \text{ si } h_m > 4 C_g \rightarrow \gamma = 1$$

- δ : dépend de la nature des sollicitations .

$\delta = 0,3$ en compression simple , $\delta = 0,6$ en F.S ou en F.C
 lorsque l'effort Normal est une traction .

$$\delta = \min \begin{cases} 0,3 (1 + e_0/e_1) & \text{dans une F.C si l'effort} \\ 0,6 & \text{Normal est une compression.} \end{cases}$$

e_0 : éxentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au C.d.g du béton seul .

e_1 : distance limitée entre Noyau central et C.d.g du béton seul

- ϵ dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre .

$\epsilon = 1$ dans le cas de la compression simple

$0,5 < \epsilon < 1$ dans les autres cas avec $\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{b0}$.

$\bar{\sigma}'_m$ étant la contrainte du béton de la section rendue homogène si elle est entièrement comprimée, ou du béton de la zone comprimée de la section homogène réduite.

Resumé :

- En Compression simple :

$$\text{Sous SP}_1 \quad \bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5/6 \cdot 1,03 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sous SP}_2 \quad \bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \cdot 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2$$

En Flexion simple :

$$\text{Sous SP}_1 \quad \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b_0} = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sous SP}_2 \quad \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 137 = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de traction de référence : $\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28}$

α, β, γ prennent les mêmes valeurs que précédemment.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0258 \quad (\sigma'_{28} \text{ en bars})$$

$$\text{Sous SP}_1 \quad \bar{\sigma}'_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sous SP}_2 \quad \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$$

Aciers :

1. Aciers doux (ronds lisses) :

$$\text{Huance Fe E}_{24} \quad \sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Contraintes admissibles : sous SP}_1 \quad \bar{\sigma}'_a = 2/3 \cdot \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sous SP}_2 \quad \bar{\sigma}'_a = 1,5 \cdot 1600 = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

2. Aciers à haute adhérence :

$$\text{Huance Fe E}_{40} \quad \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \phi \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \phi > 20 \text{ mm}$$

Contraintes admissibles :

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 & \text{sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{sous SP}_2 \end{cases}$$

$$\phi > 20 \text{ mm} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}'_a = 2667 \text{ kg/cm}^2 & \text{sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}'_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 & \text{sous SP}_2 \end{cases}$$

3. Treillis soudés :

$$\phi \leq 6 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi > 6 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte admissible :

$$\phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 3533 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = 5300 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_2 \end{cases}$$

$$\phi > 6 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 3000 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4500 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_2 \end{cases}$$

4. Armatures transversales (\perp à la ligne moyenne).

La contrainte de traction admissible est donnée par :

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

Avec $\rho_{at} = 1 - \sigma_b / 9 \bar{\sigma}_b$ si ρ_{at} est supérieur à $2/3$ et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage.

$$\rho_{at} = 2/3 \text{ sinon.}$$

Contraintes de traction imposée par la condition de fissuration : les contraintes admissibles doivent rester inférieures ou égales à :

$$\max \begin{cases} \sigma_1 = \frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_f}{\phi (1 + 10 \bar{\sigma}_f)} \rightarrow \text{fissuration symétrique.} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \cdot \eta \cdot \sigma_b} \rightarrow \text{fissuration accidentelle.} \end{cases}$$

$$\eta : \text{coeff. de fissuration} = \begin{cases} 1 \text{ pour l'acier doux} \\ 1,6 \text{ pour l'acier H.A.} \end{cases}$$

ϕ : diamètre (en mm) de la plus grosse barre

$\bar{\sigma}_f = A/B_f$ pourcentage de fissuration.

A : section de l'acier tendu ; B_f : section du béton enrobant les barres tendues.

$\bar{\sigma}_b$: contraintes de référence de béton (en bars)

K : Coefficient caractérisant la préjudice des fissures sur l'ouvrage.

Prédimensionnement

- Poutres: $b \geq 20\text{cm}$
 $ht \geq 30\text{cm}$ } \rightarrow en Zone II.

On prendra : pour les poutres porteuses $b \times ht = 50 \times 120$; 30×40
 pour les poutres non porteuses : $b \times ht = 30 \times 40$.

- Poteaux:

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions (R.P.A 81 Art 4-2-1)

- $A = b \cdot h \geq K \cdot \frac{N'}{\sigma_{28}}$ ($\sigma_{28} = 275 \text{ Kg/cm}^2$; $K = 4 \rightarrow$ zone II)

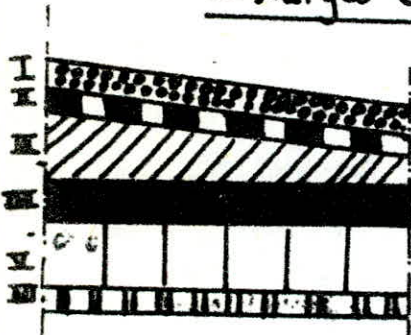
- $M(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ (en Zone II).

- $\text{Min}(b, h) \geq h/20$ / h : hauteur de l'étage.

$\frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3$

Après le calcul on choisit des poteaux (50x50), (30x30).

Charges et Surcharges:



- Plancher Corps creux:

I. Protection Lourde (5cm)	$1800 \cdot 0,05 = 90 \text{ Kg/m}^2$
II. Etanchéité multicouche	10 Kg/m^2
III. Forme de pente (2%)	$0,1 \cdot 2200 = 220 \text{ Kg/m}^2$
IV. Liège	16 Kg/m^2
V. hordis + Table de Compression	285 Kg/m^2
VI. plafond suspendu	54 Kg/m^2
Charges permanente	$G = 665 \text{ Kg/m}^2$
Surcharges d'exploitation	$P = 100 \text{ Kg/m}^2$

d'où $q = G + 1,2P = 665 + 1,2 \cdot 100 = 785 \text{ Kg/m}^2$.

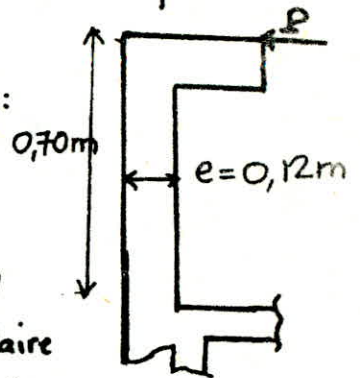
Calcul des éléments

Acrotère:

L'acrotère est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse, le calcul se fera pour une bande de 1 m dont les dimensions sont indiquées ci-contre:

On a les efforts suivants:

- poids propre : $G = 0,12 \cdot 0,70 \cdot 2500 = 210 \text{ Kg/ml}$
- surcharge $p = 100 \text{ Kg/ml}$ (due à la main courante)



Pour le calcul, on considère une section rectangulaire (0,12 x 1m) soumise à la flexion composée sous un effort normal N et un moment de flexion M .

$$N = G = 210 \text{ Kg/ml}; \quad M = 1,2 P \cdot 0,65 = 84 \text{ Kg.m/ml}$$

La section dangereuse se trouve au niveau d'encastrement.

- Excentricité : $e_0 = \frac{M}{N} = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$ $e_1 = ht/2 = 6 \text{ cm}$
 $e_0 > e_1 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

- Moment fictif : M_f . $M_f = N(e_0 + ht/2 - d) = 210(40 + 6 - 2) = 924 \text{ Kg.cm}$

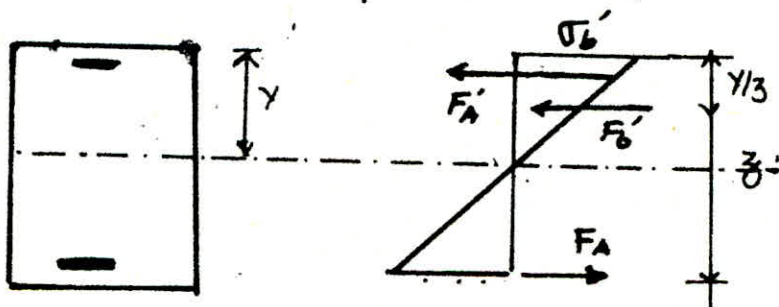
- Moment résistant du béton (M_{rb}):

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}'_b \cdot \gamma \cdot (h - \frac{\gamma}{3}) \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} \cdot h$$

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2; \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2; \quad h = 12 - 2 = 10 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{d'où} \quad \gamma = 4,23 \Rightarrow M_{rb} = 2490 \text{ Kg.cm}$$

$M_{rb} > M_f \Rightarrow$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.



Armatures tendues:

On calcule la section à la flexion simple sous l'effet du moment M_f puis on déduit la section en flexion composée.

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^3} = 0,00495 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9679 \\ k = 141. \end{cases}$$

$$A_{f1} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 0,3409 \text{ cm}^2 \text{ d'où } A_{fc} = A_{f1} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,2659 \text{ cm}^2.$$

Cette section est très faible, on adoptera la section d'armatures minimale donnée par la condition de non fragilité.

= Condition de non fragilité : (C.C.B.A. 68 Art. 52)

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 10 = 0,97 \text{ cm}^2.$$

On adoptera (5T6/ml) $\rightarrow 1,41 \text{ cm}^2$, avec un espacement constant de 20 cm. On prévoit également des armatures perpendiculaires aux armatures principales.

= Vérification de la contrainte de compression du béton:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{141} = 19,858 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ c'est vérifié.}$$

= Condition de non fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,41}{2 \cdot \alpha \cdot b} = \frac{1,41}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0035.$$

$k = 10^6$ fissuration préjudiciable.

$$\eta = 1,6 \text{ (H.A.)}$$

$$\phi = \frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\omega}_f}{\phi(1 + 10 \bar{\omega}_f)} = 901,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \eta \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3070,38 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3070,38 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

\rightarrow fissuration est vérifiée.

Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier : $A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$.

$T = 1,2 P = 120 \text{ Kg} ; M = -8400 \text{ Kg.cm} ; z = \frac{z}{8} \cdot h = 8,75 \text{ cm}.$

$T + \frac{M}{z} = 120 - \frac{8400}{8,75} < 0$

L'armature ne sera pas soumise à aucun effort de traction supplémentaire.

Vérification au séisme : On doit vérifier que l'acrotère est capable de résister à une sollicitation horizontale agissant seule donnée par la formule suivante :

$F_p = \bar{z} \cdot I \cdot C_p \cdot W_p \quad (\text{R.P.A})$

où $\bar{z} = \frac{\text{valeur du coefficient "A" pour le groupe d'usage du bâtiment}}{\text{valeur du coeff. "A" pour le groupe d'usage du bâtim. en zone}}$

$\bar{z} = \frac{0,15}{0,25} = 0,6$

A : Coefficient d'accélération de zone. Les valeurs de A sont tirées du tableau 1 (R.P.A page 14).

I = $\frac{\text{valeur du coefficient "A" pour le groupe d'usage du bâtiment}}{\text{valeur du coeff. "A" pour le groupe d'usage du bâtiment zone II}}$

$I = \frac{0,15}{0,15} = 1$

C_p : valeur de C_p est tirée du tableau 4 (R.P.A page 37) en fonction de l'immeuble et de la direction horizontale de la force.

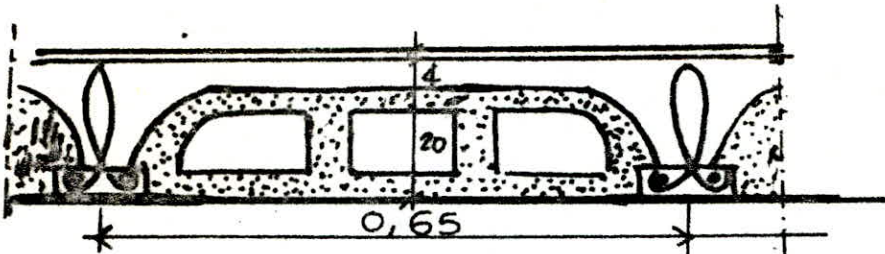
$C_p = 0,8$

W_p = poids propre de l'acrotère = $1,0 \cdot 12 \cdot 0,7 \cdot 2500 = 210 \text{ Kg/ml}$

d'où $F_p = 100,8 < 1,2 P = 120$

C'est vérifié.

Calcul des poutrelles



Prédimensionnement du hourdis: La hauteur du hourdis est déterminée à partir d'une des trois conditions de la limitation des flèches.

$$h_t \geq \frac{l}{22} = \frac{3,60 - 30}{22} = 15 \text{ cm.}$$

soit un hourdis de (16+4) avec $h_t = 20 \text{ cm}$.

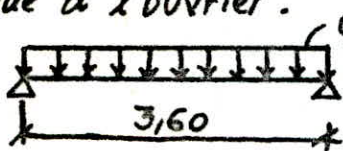
- Calcul des Poutrelles: les poutrelles seront disposées suivant le sens longitudinal de la salle (sens des plus petites portées) Elles sont préfabriquées sur chantier. Elles possèdent des barres en attente permettant une bonne liaison avec le béton des poutres de la dalle de compression. Elles sont calculées sous les sollicitations du 1^{er} genre (G + 1,2 P).

La surface revenant à chaque poutrelle étant: $(0,65 \times l)$.

Charge revenant à chaque poutrelle: $q = (G + 1,2 P) \cdot 0,65$.

Le calcul des poutrelles se fait en 2 étapes:

1^{er} étape: (Réalisation): Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est supposée simplement appuyée. Elle supporte son poids propre, les hourdis et la surcharge due à l'ouvrier.



$$q = 151,75$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 245,8 \quad \text{soit } M_0 = 250 \text{ Kg.m}$$

effort tranchant $T_{\max} = q \frac{l}{2} = 273,15 \text{ Kg}$

Calcul des armatures (méthode P. Charron)

on considère un enrobage $d = 2 \text{ cm}$.

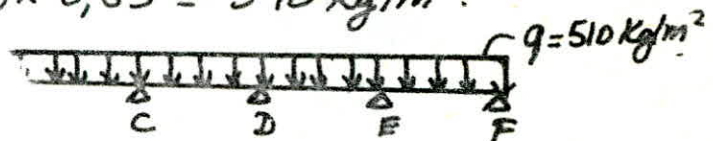
$$\mu = \frac{15 M_0}{\sigma_a \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{15 \cdot 250 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 2,79 \rightarrow K = 1,69$$

$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 1656,8 > \sigma_b' \Rightarrow$ donc armatures comprimées
sont nécessaires, Vu les dimensions de la section du béton
ceci est impossible, on prévoit des échafaudages pour
aider les poutrelles à supporter les charges et les surcharges
avant le coulage de la table de compression.

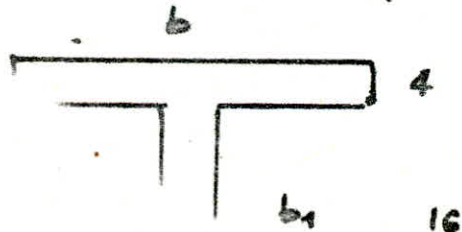
2^{ème} étape : (Après coulage)

La poutrelle repose sur 6 appuis et travaille comme une
poutre continue, elle sera calculée comme une section en T
en travée et comme une section rectangulaire aux appuis.

$$P) \times 0,65 = 510 \text{ Kg/m}^2.$$



veur de la table de compression



La première condition est plus restrictive d'où $b_1 = 26,5 \text{ cm}$
d'où $b = 2b_1 + b_0 = 2 \cdot 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$.

Calcul des efforts agissant sur la poutrelle:

Le plancher est à surcharges modérées, on peut utiliser la méthode forfaitaire (CCBA 63 Art. 55), le rapport des portées est compris entre 0,8 et 0,25.

Si on appelle M_0 moment isostatique en travée pour les poutrelles 1, 2, 3, 4, et M'_0 pour la poutrelle 6, on aura:

$$\begin{array}{cccccc} -0,2M_0 & -0,5M_0 & -0,4M_0 & -0,4M_0 & -0,5(M_0 + M'_0) & -0,2M_0 \\ \triangle & \triangle & \triangle & \triangle & \triangle & \triangle \\ +0,81M_0 & +0,705M_0 & +0,75M_0 & +0,705(M_0 + \frac{M'_0}{2}) & +0,81M_0' \end{array}$$

$$\text{Or } M_0 = 9 \cdot \frac{L^2}{8} = 510 \cdot \frac{3,60^2}{8} = 0,8262 \text{ t.m.}$$

Les moments Max qui servent aux calculs sont:

$$M_t = 0,81 M_0 \rightarrow M_t = 0,669 \text{ t.m.}$$

$$M_0 = 0,5 M_0 \rightarrow M_a = 0,413 \text{ t.m.}$$

Effort tranchant max:

$$\left. \begin{array}{l} T_g = 9 \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = 0,670 \\ T_d = -9 \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = -1,166 \end{array} \right\} T_{\max} = 1,166 \text{ t.}$$

Ferraillage (méthode de P. Charron):

a) Armatures Longitudinales en travée:

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,669 \cdot 10^5}{2800 \cdot 65 \cdot 18^2} = 0,0171 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,1734 \\ \xi = 0,9422 \\ K = 71,5 \end{cases}$$

$$\rightarrow \alpha h = 3,12 < h_0 = 4 \text{ cm.}$$

donc l'axe neutre est dans la table de compression et la section sera calculée comme une section rectangulaire

$$\text{de } b \times h = 65 \times 18$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{71,5} = 39,15 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ donc les armatures comprimées sont utiles}$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,669 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,99422 \cdot 18} = 1,41 \text{ cm}^2$$

on adopte à 2T10 $A = 1,57 \text{ cm}^2$

Aux Appuis: on a une section rectangulaire de la poutrelle

($h_t \times b_0$) $d = 2 \text{ cm} \rightarrow h = 18 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{15,943 \cdot 10^5}{2800 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0,0568 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,2976 \\ K = 35,4 \\ \epsilon = 0,9008 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{35,4} = 79,1 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{0,413 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9008 \cdot 18} = 0,909 \text{ cm}^2 \text{ on adopte à 1T12} \Rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2$$

Vérification:

1. Condition de Non fragilité: $A \geq 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$

en travée:

$$A_t = 1,57 \text{ cm}^2 \geq 0,65 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,13 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Aux Appuis:

$$A_a = 1,13 > 0,69 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,21 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

2/contraintes:

en travée:

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 1,57}{65 \cdot 18} = 0,134 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9394 \\ K = 67,5 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,669 \cdot 10^5}{1,57 \cdot 0,9394 \cdot 18} = 2519 < \bar{\sigma}_a \text{ Vérifié.}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2519}{67,5} = 37,32 < \bar{\sigma}'_b \text{ vérifié.}$$

Aux Appuis:

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,13}{12 \cdot 18} = 0,52 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8918 \\ K = 31,2 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{0,413 \cdot 10^5}{1,13 \cdot 0,8918 \cdot 18} = 2276,83 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \text{ Vérifié.}$$

$$\sigma'_b = \frac{2276,83}{31,2} = 72,97 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ Vérifié.}$$

3. Vérification des fissuration:

Les Conditions de fissuration imposent une limite à la contrainte admissible de l'acier. Cette limite est le max de (σ_1, σ_2) , l'autre limite est imposée par la nature de l'acier.

$$\bar{\sigma}_a < \max \begin{cases} \sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{12 K \bar{\sigma}_b}{\phi}} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{avec } \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \\ \eta = \text{coeff. de fissuration.} \end{array}$$

Section	A(cm)	$\bar{\omega}_f$	σ_1	σ_2	Vérification
travée	1,57	0,006	2185	2856	Vérifiée
Appuis	1,13	0,0235	4592	2607	Vérifiée.

Condition de la flèche: (Art. 58-4 CCBA 68)

On peut se dispenser de la vérification de la rigidité des planchers à corps creux si les conditions suivantes sont vérifiées: $\frac{ht}{\ell} = 0,0555 > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{15} \cdot \frac{0,669}{0,8262} = 0,054$ Vérifié

$$\frac{ht}{\ell} = 0,0555 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \text{ Vérifié.}$$

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{36}{\sigma_{en}} \rightarrow A = 1,57 \leq \frac{b \cdot h \cdot 36}{\sigma_{en}} = \frac{65 \cdot 18 \cdot 36}{4200} = 10,02 \text{ Vérifié}$$

Vérifié \Rightarrow Aucune vérification de la flèche n'est nécessaire.

Vérification de l'adhérence:

On doit vérifier que $\sigma_d \leq \bar{\sigma}_d$

$$\sigma_d = \frac{T_{\max}}{\eta \cdot R_3} = \frac{1,166 \cdot 10^3}{2 \cdot 3,14 \cdot 7/8 \cdot 18} = 11,78$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7$$

} $\Rightarrow \sigma_d < \bar{\sigma}_d$
Vérifié.

Influence de T (effort tranchant) au voisinage des Appuis

$$A) \frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{3 \sigma_a}$$

Appuis	1	2
Mt	-0,1652	-0,413
T	+0,670	+1,166
A	< 0	< 0

Donc l'armature inférieure n'est pas soumise à un effort de traction.

Armatures transversales:

a) Contrainte de cisaillement max.

$$\sigma_b = \frac{T_{\max}}{b_0 z} = \frac{1,166 \cdot 10^3}{12 \cdot 7/8 \cdot 18} = 6,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{et on a } \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{31,2} = 89,7 \text{ kg/cm}^2$$

on a $\bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_b$ ~ on doit vérifier:
la relation $\bar{\sigma}_d = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}_b > \sigma_b$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_d = (4,5 - \frac{89,7}{68,5}) 5,9 = 18,52 > \sigma_b = 6,17$$

la section d'acier est donnée par:

$$A_t = \frac{T}{\xi \cdot \sigma_{at}} = \frac{1,166 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \cdot 18 \cdot 2400} = 0,031$$

Cette section est très faible, on choisit alors les cadres verticaux ϕ_6 : $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$.

b/ Contrainte de traction admissible des aciers transversaux:

on a $\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \sigma_{en}$.

on suppose qu'il y a reprise de bétonage donc on a $\rho_a = 2/3$
et par conséquent $\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

Ecartement admissible:

$$E = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{E}_1 = 0,2 h = 0,2 \cdot 18 = 3,6 \text{ cm} \\ \bar{E}_2 = h \left[1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_b} \right] = 18 \left[1 - 0,3 \frac{6,17}{5,9} \right] = 12,35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\bar{E} = 12,35 \text{ cm}.$$

L'écartement des armatures transversales est donné par

$$t = \frac{A_t \cdot 3 \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 18 \cdot 1600}{1766} = 12,1$$

On adopte un espacement uniforme $t = 12 \text{ cm}$.

Ferrailage de la table (dalle) de compression:

(Art. 58,2 CCBA 68)

La table de compression sera armée d'un caдрillage
(treillis soudé ϕ_5) dont les dimensions ne doivent pas
exceder: 20 cm pour les armatures \perp aux nervures.

: 33 cm pour les armatures \parallel aux nervures.

On prévoit un caдрillage de maille 20×20

les sections des armatures doivent vérifier les conditions suivantes:

a/ armatures \perp aux nervures:

$$50 \text{ cm} < l_n = 65 \text{ cm} < 80 \text{ cm} \quad (l_n: \text{écartement entre axe et} \\ \text{nervures})$$

$$\Rightarrow A_{\perp N} \geq \frac{43 l_n}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 65}{5300} = 0,527 \text{ cm}^2 < 1,41 \text{ cm}^2 = 5 \phi_6$$

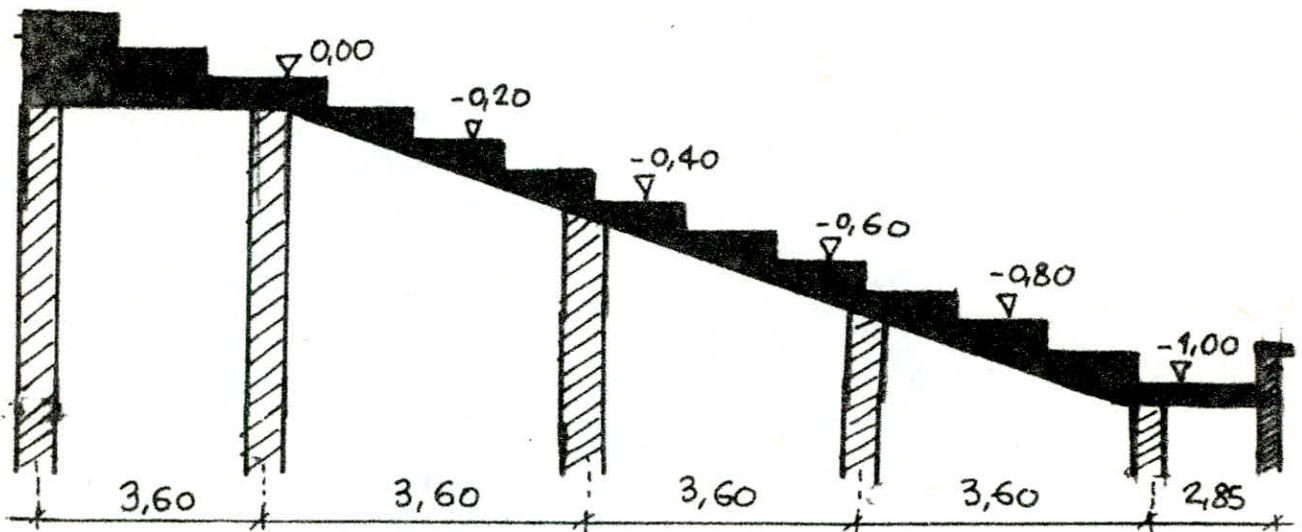
($\sigma_{en} = 5300$ pour treillis soudé $\phi \leq 6 \text{ mm}$).

Pour les $A_{\parallel N}$ aux nervures on a $A_{\parallel N} \geq A_{\perp N} / 2$

$$\text{Or: on a pris } A_{\perp N} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\parallel N} \geq 1,41 / 2 \text{ cm}^2$$

\rightarrow on adopte un treillis soudé ϕ_6 de maille, $20 \times 20 \text{ cm}$.

Calcul de la rampe



Généralités: Cette rampe se situera entre le niveau "0,00" et le niveau "-1,00", Elle est limitée par le voile de la salle de scène et par le plancher de la petite salle. Elle s'appuyera soit sur des longrines, soit sur des voiles. Elle est constituée par deux paliers et une paillasse possédant des marches de 1,00m de largeur et 0,15m de hauteur

I. Prédimensionnement de la paillasse:

$$\text{Epaisseur de la paillasse } \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$\frac{360}{30} \leq e \leq \frac{360}{20} \rightarrow 12 \leq e \leq 18$$

$$\text{on choisit } e = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Inclinaison: } \tan \alpha = \frac{1,00}{10,80} = 0,0926$$

$$\rightarrow \alpha = 5,29^\circ \rightarrow \begin{cases} \cos \alpha = 0,9957 \\ \sin \alpha = 0,092 \end{cases}$$

Largeur des marches : $l = 100 \text{ cm}$

hauteur des marches : $h = 15 \text{ cm}$

Longueur de la paillasse : $L = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{1,00}{0,092} = 10,84 \text{ m}$.

II. Charges et surcharges sur la paillasse :

Elles sont évaluées par mètre de projection horizontale. Les marches sont considérées comme des charges uniformément réparties sur la paillasse.

- Poids propre de la paillasse : $0,15 \cdot 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2$
 - Poids propre des marches : $\frac{2200 \cdot h}{2} = 110 \text{ Kg/m}^2$
 - Barrellage + revêtement : = 84 Kg/m^2
- d'où $G = 569 \text{ Kg/m}^2$

Surcharges d'exploitation pour une salle de réunion est $P = 500 \text{ Kg/m}^2$

d'où $q = G + 1,2 P = 569 + 1,2 \cdot 500 = 1169 \text{ Kg/m}^2$ $q = 1,169 \text{ t/ml}$

Décomposition de q pour une travée :

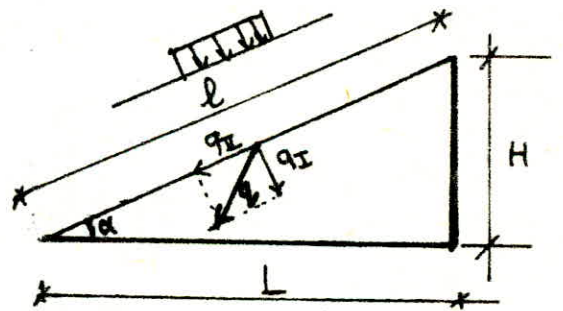
- q_I : \perp à la paillasse = $q \cos \alpha$.

- q_{II} : \parallel à la paillasse = $q \sin \alpha$.

$(q \cos \alpha)$ fléchit la paillasse de portée l ; mais $q \cos \alpha$ interesse 1 m horizontal ; La

charge du mètre courant incliné n'est que $q \cos^2 \alpha$; Le moment de flexion dans la paillasse est donc $M = \frac{q \cos^2 \alpha l^2}{2}$; mais $l = \frac{L}{\cos \alpha}$; d'où $M = q \cdot \frac{L^2}{2 \cos \alpha}$; c'est à dire que le

moment dans la paillasse inclinée est le même que celui de la poutre de même portée horizontale et chargée de q .



Pour l'effort tranchant : $T = q \cdot \cos^2 \alpha \cdot \frac{l}{2} = q \cdot \frac{l}{2} \cos \alpha$

La composante $q \sin \alpha$ est un effort Normal par unité de longueur horizontale. L'effort Normal total vaut : $q \cdot l \sin \alpha$; mais il se décompose en chaque extrémité en $q \cdot \frac{l \sin \alpha}{2}$; Ceci donne pour une travée de la poutrelle un effort normal de traction variant de "0" à $q \cdot \frac{l \sin \alpha}{2}$; Cela pour la moitié supérieure de la travée; par contre la moitié inférieure reçoit une compression. Cet effort normal est négligeable $q \cdot \frac{l \sin \alpha}{2} = 193 \text{ kg}$

Ce qui donne pour une largeur l de 1m une contrainte de béton $\sigma' = \frac{q \cdot l \cdot \sin \alpha}{2 \cdot e \cdot 100} = 0,128 \text{ kg/cm}^2$ qui est négligeable

aussi bien en traction; qu'en compression.

A l'extrémité ce $q \cdot \frac{l}{2} \sin \alpha$ va s'ajouter à l'effort tranchant $q \cdot \frac{l}{2} \cos \alpha$ dû à la charge q_1 pour donner une résultante verticale = $q \cdot \frac{l}{2}$.

Paliers:

- 1^{er} genre de palier (se trouvant au niveau "0")
il possède des marches.

Longueur : 3,60 m → d'où on prend $e = 15 \text{ cm}$

Poids propre	$0,15 \cdot 2500$	=	375 kg/ml
Poids propre des marches	$\frac{2200 \cdot h}{2}$	=	110 kg/ml
Carrellage et revêtements	=	84 kg/ml
			G	= 569 kg/ml
			P	= 500 kg/ml

d'où $q_1 = G + 1,2 P = 1,169 \text{ t/ml}$

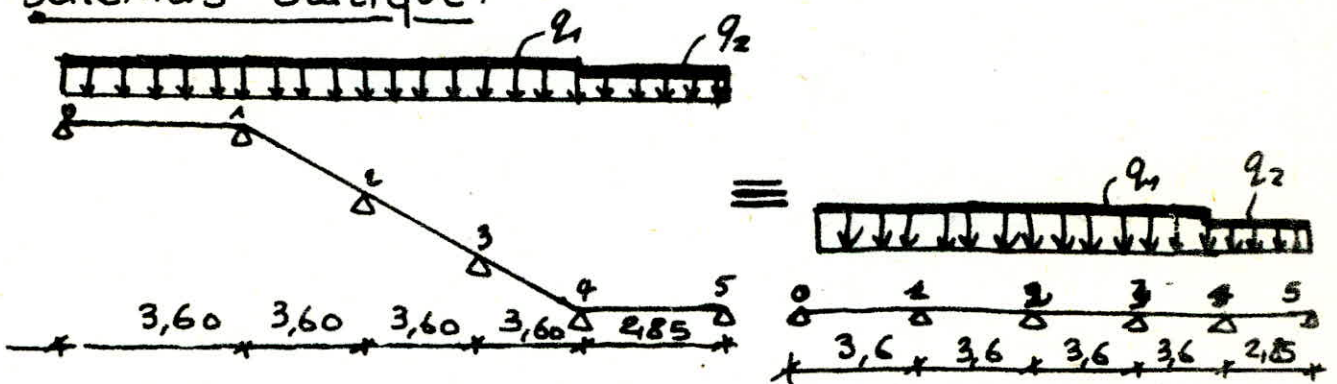
2^{ème} genre de palier : situé au niveau "-1,00".

épaisseur : $\frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20}$ on prend $e = 0,12\text{ m}$

Poids propre $0,12 \cdot 2500 = 300\text{ Kg/ml}$
 Carrelage + revêtements 84 Kg/ml
 $G = 384\text{ Kg/ml}$
 $P = 500\text{ Kg/ml}$

d'où $q_2 = G + 1,2P = 0,984\text{ t/ml}$

schémas statique:



Notre rampe sera considérée comme une poutre de 7m de Large.

méthode de Calcul :

On utilise la méthode des 3 moments.

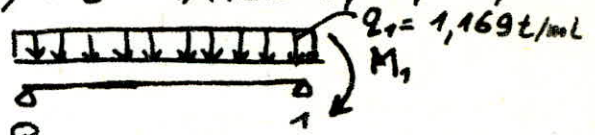
$$m_{i-1} L_i + 2m_i(L_i + L_{i+1}) + m_{i+1} L_{i+1} = -6 \left[\frac{\sum a_i c_i}{L_i} + \frac{\sum b_i c_i}{L_{i+1}} \right]$$

on trouve les moments aux Appuis :

$m_1 = -1,61\text{ t}\cdot\text{m}$; $m_2 = -1,14\text{ t}\cdot\text{m}$; $m_3 = -1,412\text{ t}\cdot\text{m}$; $m_4 = -1,105$

Moments aux travées :

travée (0,1) :

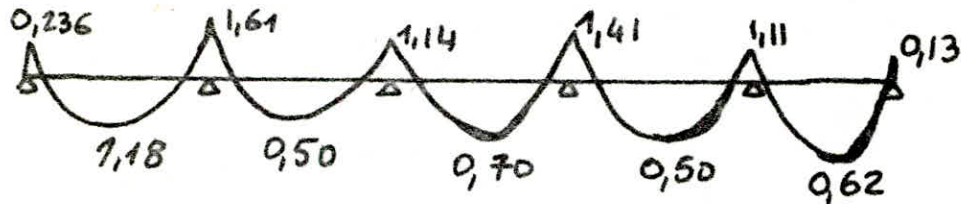


$M(x) = R_A \cdot x - q \frac{x^2}{2}$ avec $R_A = 1,657\text{ t}$

$\frac{dM}{dx} = R_A - q \cdot x = 0 \Rightarrow x = 1,048\text{ m}$ d'où :

$M_{\max} = M(1,048\text{ m}) = 1,174\text{ t}\cdot\text{m}$

On prend pour l'appui "0" un moment forfaitaire $M_0 = 0,2 M_t$
 $M_0 = 0,236 \text{ t.m}$



Efforts Tranchants Max:

$$T_g = q \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = 2,486 \text{ t}$$

$$T_d = -q \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = -2,235 \text{ t}$$

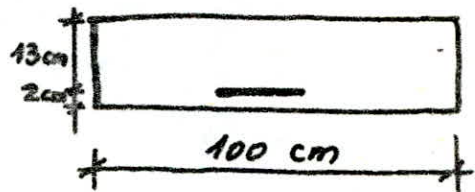
d'où $M_{tmax} = 1,18 \text{ t.m}$; $M_{amax} = -1,61 \text{ t.m}$; $T_{max} = 2,486 \text{ t}$.

Ferraillage: (méthode de P. Charron)

a) Armatures Longitudinales

$$\mu = \frac{15 M_t^{max}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,18 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2}$$

$$\mu = 0,0374 \rightarrow \begin{cases} K = 45,6 \\ \epsilon = 0,9174 \end{cases}$$



$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{45,6} = 61,4 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures comprimées sont inutilisées.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1,18 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9174 \cdot 13} = 3,53 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T10/mL avec $A = 3,92 \text{ cm}^2$

- Aux Appuis $M_{amax} = 1,61 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1,61 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0511 \rightarrow \begin{cases} K = 37,8 \\ \epsilon = 0,9053 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{37,8} = 7407 < \bar{\sigma}_b \quad \text{donc les armatures comprimées sont unitiles.}$$

$$A_{\text{Appui}} = \frac{1,61 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9053 \cdot 13} = 4,89 \text{ cm}^2$$

On adopte \bar{a} 5 T12/ml avec $A = 5,65 \text{ cm}^2$.

Vérification :

a/ Contraintes :

$$\hat{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} \rightarrow \begin{cases} K \\ \epsilon \end{cases} \rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} < \bar{\sigma}_a \rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} < \bar{\sigma}'_b$$

avec $b = 100 \text{ cm}$; $h = 13 \text{ cm}$.

Section	A	M	$\hat{\omega}$	K	ϵ	σ_a	σ'_b	$\bar{\sigma}'_b$
Appui	5,65	1,61	0,435	34,7	0,8994	2437,14	70,23	137
Travée	3,92	1,18	0,307	43,0	0,9138	2533,9	58,93	137

donc les contraintes sont bien vérifiées.

b/ Condition de Non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2 \text{ (Vérfié)}$$

c/ flèche : on vérifie la condition la plus restrictive :

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} = 0,0102 ; \frac{A}{b \cdot h} = \frac{3,92}{13 \cdot 100} = 0,003 \leq 0,0102 \text{ (Vérfié)}.$$

Armatures Transversales :

- Contraintes de Cisaillement :

$$T_{\text{max}} = 2,486 \text{ t} \rightarrow \mathcal{C}_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} = \frac{2,486 \cdot 10^3}{100 \cdot 7/8 \cdot 13} = 2,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Comme } \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_b \rightarrow \mathcal{C}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\mathcal{C}}_b = \left(4,5 - \frac{70,23}{68,5}\right) 5,9 = 20,5 \quad \text{donc on a bien } \bar{\mathcal{C}}_b < \mathcal{C}_b$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

*) Vérification de l'effort tranchant à l'appui:

$$A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3} ; T = 2,486 \text{ t} ; M = 1,61 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$T + \frac{M}{3} = 2,486 \cdot 10^3 - \frac{1,61 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 13} < 0 \text{ (Vérifié)}$$

donc les armatures inférieure ne sont pas nécessaires, mais on prévoit des armatures de répartition 5T10/ml.

Ferraillage et Vérification du Palier situé au niveau "-1,00":

$$M_{t\max} = 0,62 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{a\max} = -1,11 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Effort tranchant max:

$$T_g = q \frac{\ell}{2} + \frac{M_w - M_c}{\ell} = 1,06 \text{ t}$$

$$T_d = -q \frac{\ell}{2} + \frac{M_w - M_c}{\ell} = -1,75 \text{ t}$$

} d'où
 $T_{\max} = 1,75 \text{ t}$

Ferraillage (P. Charron).

a) Armatures Longitudinales en travée

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,6226 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0333 \rightarrow \begin{cases} K = 48,8 \\ E = 0,9216 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{48,8} = 57,38 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures comprimées sont unitiles.

$$A = \frac{0,6226 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9216 \cdot 10} = 2,41 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \bar{a} \text{ 5T8/ml}$$

avec $A = 2,51 \text{ cm}^2$ -

- Aux Appuis $M_{a\max} = 1,1045 \text{ t}\cdot\text{m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1,1045 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0592 \rightarrow \begin{cases} K = 34,5 \\ E = 0,8990 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{34,5} = 81,16 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures comprimées sont unitiles.

$$A = \frac{1,1045 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,899 \cdot 10} = 4,39 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \bar{a} \text{ 4T12/mL}$$

avec $A = 4,52 \text{ cm}^2$

Vérification : a/contraintes:

Section	A	M	$\bar{\omega}$	K	E	σ_a	σ_b
Appui	4,52	1,1045	0,453	33,9	0,8977	2722	80,29
Travée	2,51	0,6226	0,251	47,7	0,9203	2695,3	56,50

- Condition de Non fragilité:

$$A \geq 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,96 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

- Flèche: on vérifie la condition la plus restrictive.

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} = 0,0102 ; \frac{A}{b \cdot h} = 0,004 < 0,0102 \text{ (Vérifié)}$$

Armatures Transversales:

- Contraintes de cisaillement

$$T_{max} = 1,746 \text{ t} \rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{1,746 \cdot 10^3}{100 \cdot 78 \cdot 10} = 2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Comme } \bar{\sigma}_{b_0} < \sigma_b < 2\bar{\sigma}_{b_0} \rightarrow \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{80,29}{68,5}\right) 5,9 = 19,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$, Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

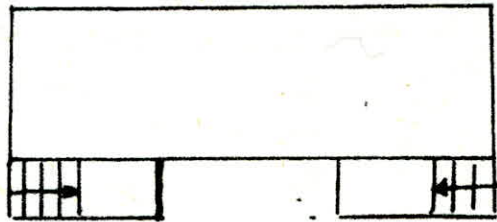
(*) Vérification de l'effort tranchant à l'appui.

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\bar{z}} ; T = 1,746 \text{ t} \quad M = 1,1045$$

$$T + \frac{M}{\bar{z}} < 0 \text{ (Vérifié)}$$

donc les armatures ~~inférieures~~ ne sont pas nécessaires mais on prévoit des armatures de répartition.

Salle de scène

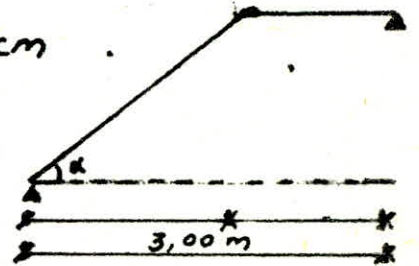
1. Etude de l'escalier donnant accès à la salle de scène.

Dimensionnement: D'après la relation de Blondel on a : $60 \leq g + 2h \leq 64$; g : largeur de la marche
 h : hauteur d'une contre-marche
 nombre de marches $6 = n$

donc : $h = \frac{H}{n+1} = \frac{112}{7} = 16 \text{ cm}$

de la relation de Blondel on a :

$64 - 2 \cdot 16 \geq g$ d'où $g = 30 \text{ cm}$



portée de la poutrelle : On a l'inclinaison $\tan \alpha = \frac{H}{L}$
 avec $L = n g = 30 \cdot 6 = 180 \text{ cm} \rightarrow \tan \alpha = \frac{112}{180} = 0,622$
 $\rightarrow \alpha = 31,89^\circ$

portée de la poutrelle : $l = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{112}{0,53} = 212$

e : épaisseur de la poutrelle et du palier $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$
 $7,06 \leq e \leq 10,6 \text{ cm}$ on prend $e = 10 \text{ cm}$

Charges et surcharges

poutrelle

poide propre de la poutrelle : $\frac{0,10 \cdot 2500}{\cos \alpha} = 294,44 \text{ kg/m}^2$

poide propre des marches : $\frac{2200 \times h}{2} = 176 \text{ kg/m}^2$

carrelage + revêtement : 84 kg/m^2

$$G = 554,44 \text{ kg/m}^2$$

Surcharge pour ce genre de locaux: $s = 250 \text{ kg/m}^2$

Charge totale de la faillade: $q_1 = G + s = 854,44 \text{ kg/ml}$
(pour une tranchée de 1 m).

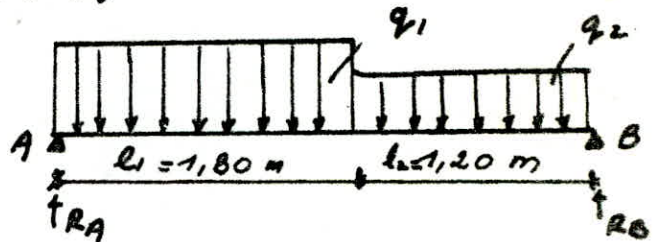
Palier

pois propre du palier: $0,10 \cdot 2500 = 250 \text{ kg/m}^2$
revêtement 84 kg/m^2

$$G = 334 \text{ kg/m}^2$$

$q_2 = G + s = 634 \text{ kg/ml}$ (pour une tranchée de 1 m).

Schéma statique:



$$q_1 = 855 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = 634 \text{ kg/ml}$$

$$\sum M_B = R_A (l_1 + l_2) - q_1 l_1 \left(l_2 + \frac{l_1}{2} \right) - q_2 \frac{l_2^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{q_1 l_1 \left(l_2 + \frac{l_1}{2} \right) + q_2 \frac{l_2^2}{2}}{l_1 + l_2} = 1229,46$$

$$R_B = q_1 l_1 + q_2 l_2 - R_A$$

$$R_B = 1070,34$$

Calcul des moments statiques max:

$$M_x = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \quad 0 \leq x \leq 1,8$$

$$M_0 = 0$$

$$M(1,8) = 827,93$$

$$M_x = R_A x - q_1 l_1 \left(x - \frac{l_1}{2} \right) - q_2 \frac{(x - l_1)^2}{2} \quad 1,8 \leq x \leq 3$$

$$M(1,8) = 827,93$$

$$M(3) = 0$$

$$\Rightarrow \frac{dM}{dx} = R_q - q_1 x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_q}{q_1} = 1,44 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 883,96 \text{ Kg.m.}$$

Moments hyperstatique : en tenant compte de la semi encastrement on a :

$$M_t = 0,85 M_0^{\max} = 751,37 \text{ Kg.m.}$$

$$M_a = 0,15 M_{\max} = 265,19 \text{ Kg.m.}$$

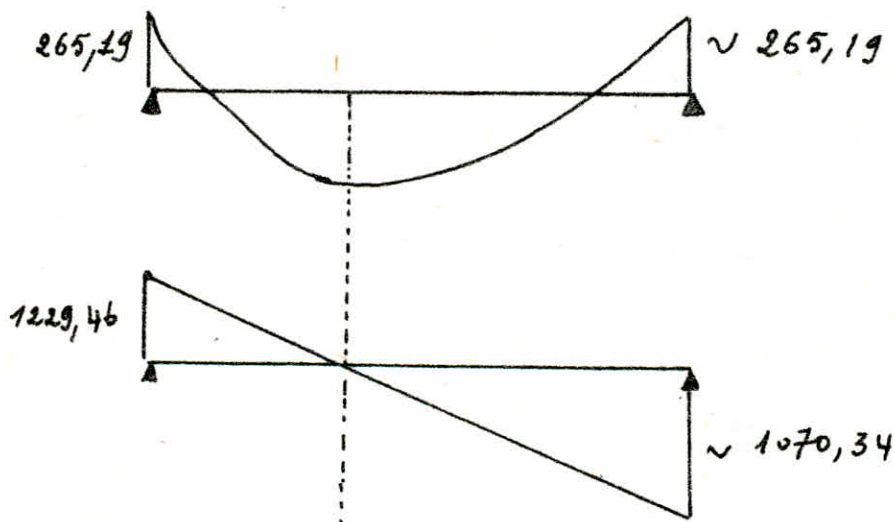
Effort tranchant :

$$T_0 = 1229,46$$

$$T(1,8) = R_q - q_1 x = -309,54$$

$$T(3) = 1070,34$$

Diagrammes.



Calcul des armatures.

en travée :

$$M_t = 751,37 \text{ Kg.ml} \quad b = 100 \text{ cm} \quad h = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 751,37 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times} = 0,629$$

$$\Rightarrow \Sigma = 0,8963$$

$$K = 33,2.$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{751,37 \cdot 10^2}{2800 \times 0,8963 \times 8} = 3,74 \text{ cm}^2$$

Soit 5 T 10 avec $A = 3,92 \text{ cm}^2$
dans les 2 sens avec un espacement $T = 20 \text{ cm}$

$$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma}_a}{K} = 84,33 < \overline{\sigma}'_b \Rightarrow$$

Acier comprimés sont inutilisés

Sur Appuis : $M_a = 265,19$ $h = 8 \text{ cm}$ $b = 100$

$$\Rightarrow \mu = 0,0222 \Rightarrow \Sigma = 0,9348 \quad K = 61,8$$

$$\text{d'où } A_a = \frac{265,19 \times 10^2}{2800 \times 0,9348 \times 8} = 1,266 \text{ cm}^2$$

Soit 4 T 8 avec $A = 2,01 \text{ cm}^2$

Verifications

1. Contraintes

• en travée : $\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{392}{100 \cdot 8} = 0,49$

$\Rightarrow \varepsilon = 0,8943 \quad K = 32,3$

d'où

$$\sigma_a' = \frac{M_e}{A \cdot \varepsilon h} = 2679 \text{ Kg/m}^2 < \bar{\sigma}_a \text{ vérifié}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 86,68 \text{ Kg/m}^2 < \bar{\sigma}_b' \text{ vérifié}$$

• Appuis : $\bar{\omega} = \frac{2,01 \times 100}{100 \times 8} = 0,251$

$\Rightarrow \varepsilon = 0,9201 \quad K = 47,6$

d'où

$$\sigma_a = \frac{265,19 \cdot 10^2}{2,01 \times 0,9201 \times 8} = 1792,40 \text{ Kg/m}^2 < \bar{\sigma}_a \text{ vérifié}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{47,6} = 58,82 < \bar{\sigma}_b' \text{ vérifié}$$

Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 100 \times 8 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,775 \text{ m}^2$$

le ferraillage utilisé est satisfaisant.

fleche :

$$\frac{A}{b h} = \frac{3,92}{100 \times 8} = 4,9 \cdot 10^{-3} < \frac{43}{900} = \frac{43}{4200} = 0,01 \text{ vérifié}$$

verifié

4/ fissuration

en travée : $\bar{w}_f = \frac{3,92}{4 \cdot 100} = 0,0098$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0098}{10(1 + 0,0098)} = 2142,07$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{10} \cdot 5,9} = 2855 > \bar{\sigma}_a$$

\Rightarrow vérifiée

sur appuis : $\bar{w}_f = \frac{2,01}{4 \times 100} = 0,005$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot 5,9} = 3192,9 \text{ kg/m}^2 > \bar{\sigma}_a$$

\Rightarrow vérifiée

Condition aux appuis

$$A \bar{\sigma}_a = T + \frac{M}{z} = 1229,46 - \frac{265,19 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 8} < 0$$

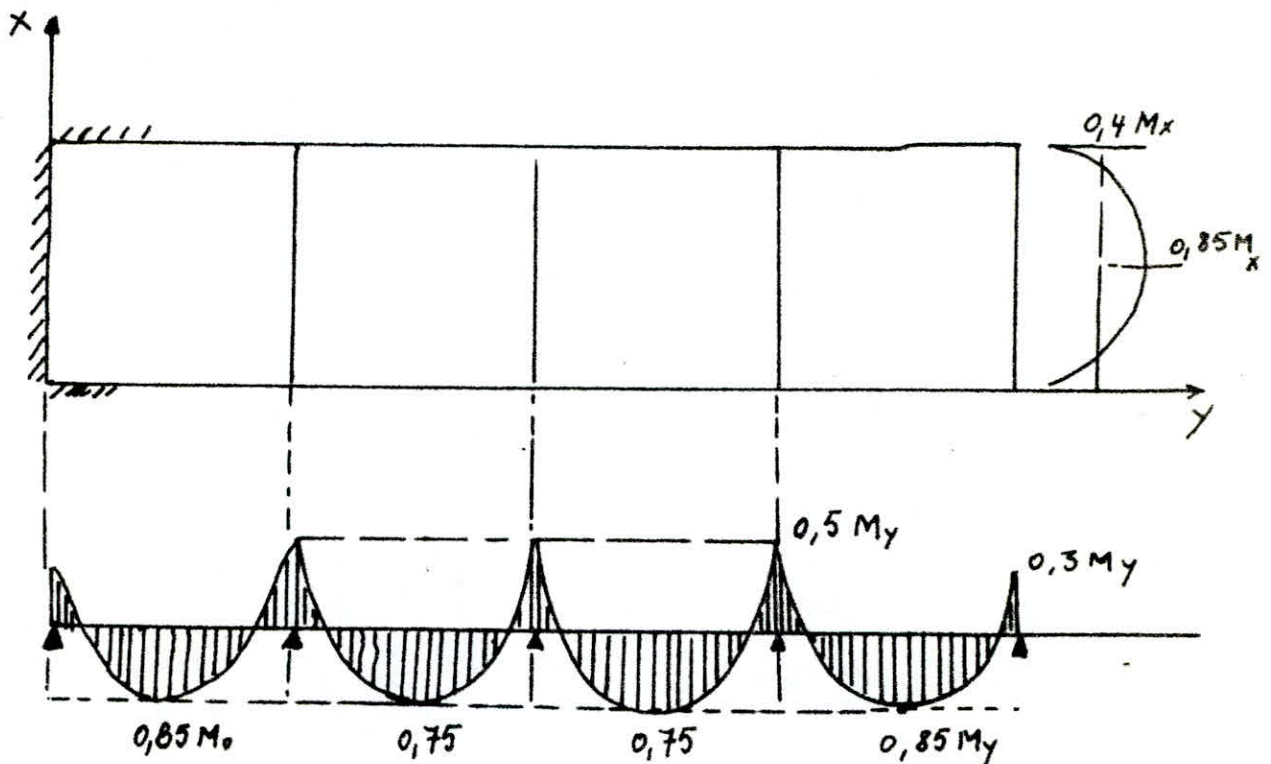
\Rightarrow Au niveau des appuis les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

6/ Armature transversale

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{b z} = \frac{1239,46}{100 \times \frac{7}{8} \times 8} = 1,756 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{5}_b = 6,78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

⇒ les armatures transversales sont
inutiles.

2. Calcul des dalles de la salle de scène :



$$l_x = 3,75 - 0,20 = 3,55 \text{ m}$$

$$l_y = 4,5 - 0,20 = 4,30 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,55}{4,30} = 0,825 > 0,4$$

⇒ La dalle porte dans les deux sens.

l'épaisseur de la dalle sera déterminée par :

$$e \leq \frac{\max(l_x, l_y)}{35} = \frac{4,30}{35} = 12,28 \text{ cm}$$

on prend $e = 12, \text{ cm}$.

D'après la théorie des dalles, on prend la dalle qui porte sur les deux sens :

. Le moment d'encastrement de continuité = 50% M_0

. Le moment d'encastrement partiel = 30% M_0

M_0 est le moment max en considérant la plaque articulée sur son pourtour.

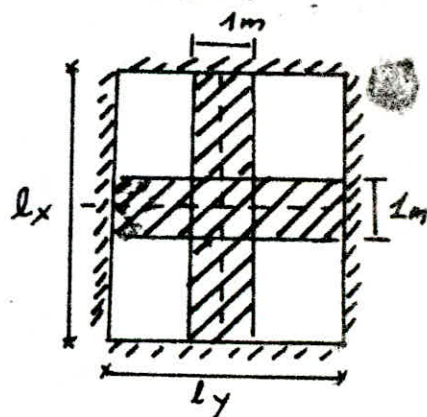
. La plaque est considérée articulée sur son pourtour.

- En considérant deux bandes centrales suivant x et y ; On aura le moment flechissant au milieu de l_x et l_y est donné par : $M_x = \mu_x q l_x^2$

Le moment flechissant au milieu de l_y est :

$$M_y = \mu_y M_x$$

avec $\mu_x = \frac{M_x}{q l_x^2}$ et $\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$



Dans notre cas on a :

$$d = 10 \text{ cm} \longrightarrow q = G + 1,2 P$$

Charges permanentes

Carrelage	44 kg/m ²
mortier de pose	40 kg/m ²
sable	51 kg/m ²
Isolation	10 kg/m ²
dalle	300 kg/m ²

$$G = 445 \text{ Kg/m}^2$$

surcharge d'exploitation $P = 250 \text{ Kg/m}^2$

$$q = G + 1,2 P = 745 \text{ Kg/m}^2$$

$$g = 0,825 \xrightarrow{\text{echelle fonctionnelle}} \mu_x = 0,0586$$

$$\mu_y = 0,722.$$

$$\Rightarrow M_x = \mu_x q l_x^2 = 0,0586 \times 745 \cdot 3,55^2 = 550,18 \text{ Kg m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,722 \cdot 550,18 = 397,23 \text{ Kg m}$$

Suivant $y-y$

σ'_b	Section	Moment Kg.m	μ	K	ϵ	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ϕ choisie	A choisie
21,18	Appuis de rive	120000	0,0089	103	0,9576	0,526	0,586	4T8/ml	2,01
36,13	Appuis interieur	19900	0,0148	77,5	0,9460	0,884	0,586	4T8/ml	2,01
48,70	Travée de rive	33800	0,0251	57,5	0,9310	1,525	0,586	4T8/ml	2,01
45,02	Travée interieur	29800	0,0221	62,2	0,9349	1,339	0,586	4T8/ml	2,01

Determination des armatures :

Le diamètre utilisé doit être égal au $1/10$ de

l'épaisseur totale, il faut toujours réduire au possible les diamètres.

On prendra des diamètres :

$$\frac{1}{10} h_f = \frac{1}{10} 12 = 1,2 \text{ cm} = 12 \text{ mm}$$

L'enrobage de chaque barre est au moins égal à son diamètre nominale on prendra $d = 2 \text{ cm}$.

hauteur Utile

$$\text{Sans le sens } l_x : h_x = h_0 - d - \frac{\phi}{2} = 12 - 2 - \frac{1,0}{2} =$$

$$h_x = 9,5 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \phi = 8,5 \text{ cm}.$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{15 M_{ly}}{\sigma_a b h_y^2}, \quad \varepsilon, \quad \kappa,$$

Le % mini d'acier d'après CCBA est donné par :

$$A_y \geq \left(\frac{1+\beta}{4} \right) \cdot \psi_4 \frac{\sigma'_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2 b h_y$$

$$\text{avec } \beta = 0,825$$

$$h_0 = 12 \text{ cm}$$

$$h_y = 8,5 \text{ cm}$$

$$b = 100$$

$$\Rightarrow A_y = 0,586$$

Car $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$ on n'a pas

besoin d'armatures comprimées.

Suivent $x \text{ --- } x$

Section	M	μ	K	ε	σ'_b	A_{cm^2}	A_{min}	ϕ
Appuis	16500	0,0098	97,5	0,9556	28,72	0,649	0,569	4T8/ml
travée	46765	0,0278	54,3	0,9278	51,56	1,855	0,569	4T8/ml

Le % min d'acier d'après CCBA est donné par:

$$A_x \geq \frac{\psi_4}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2 h_x b$$

$$A_x \geq \frac{0,54}{2} (2 - \rho) \frac{5,9}{4200} \left(\frac{12}{9,5} \right)^2 \times 100 \times 8$$

$$A_x \geq 0,569 \text{ cm}^2.$$

Verifications

* flèche

D'après CCBA (Article 61,22) et comme on a $M_x > M_y$

\Rightarrow la plus grande flèche est donnée par le plus grand moment \Rightarrow

→ la vérification de la flèche se fera seulement dans le sens $x-x$.

$$\frac{h_0}{l_x} \geq \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} \rightarrow \frac{12}{355} = 0,0338 > \frac{1}{20} \cdot 0,85 = 0,0425$$

n'est pas vérifiée.

Donc il faut vérifier la flèche. CCBA 68 (article 69,81) stipule que pour tenir compte de l'existence de fissures actuelles dans les zones tendues d'une pièce de béton armé, on substitue au moment d'inertie I_t de la section totale homogène, un moment d'inertie I_f défini par: $I_f = \frac{I_t}{1 + \lambda \mu}$

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \frac{A}{b \cdot h} \bar{\sigma}_A + 3 \bar{\sigma}_b} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 \left(l + 3 \frac{b_0}{b} \right) \frac{A}{b \cdot h}}$$

La flèche totale est donnée par: $\Delta f_t = f_{g_0} + f_{q_0} - f_{q_1}$

avec:

$$f_{g_0} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{f_i}} \quad ; \quad f_{q_0} = \frac{M_q l^2}{10 E_i I_{f_i}}$$

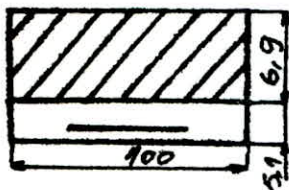
$$G = 445 \quad ; \quad P = 250 \quad ; \quad q = G + P = 695$$

$$\text{Sous } q: \quad M_q = 509,56 \Rightarrow M_{q_t} = 433,12$$

$$\text{Sous } G: \quad M_g = 328,63 \Rightarrow M_{g_t} = 279,34 \text{ kgm}$$

$$\hat{\omega} = \frac{A}{b h} = 0,0021$$

$$X_G = \frac{12 \times 100 \cdot 6 + 15 \cdot 2,01 \cdot 2}{12 \times 100 + 15 \times 2,01} = 5,9 \text{ cm}$$



$$I_t = 15661,74$$

charge de faible durée: $\lambda_i = 7,79$

charge de longue durée: $\lambda_N = \frac{\lambda_i}{2,5} = 3,11$

$$\text{charge } q: \quad \sigma_a = \frac{Mq}{3A} = \frac{433,12 \cdot 10^2}{0,89 \times 10 \times 2,01} = 2421 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega} \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b} = 0,2244$$

Pour la charge q : $\sigma_a = 1561,5$ $\mu = 0,0427$

$$\text{charge } q: \quad \left\{ \begin{array}{l} E_N = 186000 \\ E_I = 378000 \end{array} \right.$$

$$I_{fi} = \frac{15661,74}{1 + 7,79 \times 0,0427} = 11752,48$$

$$f_{q_0} = \frac{279,34 \times 10^2 \times 355^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,0792$$

$$I_{fv} = \frac{15661,74}{1 + 3,11 \times 0,0427} = 13825,72 \text{ cm}^2$$

$$f_{q_{\infty}} = \frac{279,34 \cdot 10^2 \cdot 355^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 0,202$$

charge q :

$$I_{fi} = \frac{15661,74}{1 + 7,79 \times 0,224} = 5705,63$$

$$f_{q_0} = \frac{433,12 \cdot 10^2 \times 355^2}{10 E_i \cdot I_{fi}} = 0,253$$

$$\Delta f_f = -0,0792 + 0,202 + 0,253 = 0,376 < \Delta f_{ad} = \frac{l}{500} = \frac{355}{500} = 0,71$$

$\Delta f_f < \Delta f_{ad}$ donc la flèche est vérifiée

Calcul De Rigidités

39

Le calcul des rigidités sera fait par la méthode de "MuTO".
Exposé de la méthode:

Cette méthode due à Muto est une méthode réglementaire en usage au Japon; Pour le calcul des ossatures poteaux poutres sous l'action des forces latérales (Seismes, vent).

Principe de Calcul:

En premier lieu, l'effort tranchant d'étage est distribué aux différents portiques proportionnellement à leur rigidités de niveau; puis l'effort tranchant de Niveau de portique est distribué à son tour aux différents poteaux composant le portique; proportionnellement à leur rigidité corrigée. Et enfin à partir des efforts sollicitants les poteaux, on déduit les contraintes dans les poteaux et les poutres.

Conditions d'applications:

Cette méthode est applicable pour les bâtiments à étages rigides dans leur plan; ayant une ossature composée de portiques reprenant la totalité des charges verticales et horizontales.

- Les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers.
- Le diagramme de répartition des charges en élévation est, soit rectangulaire (cas du vent), soit triangulaire (cas du seisme).
- Pour obtenir une précision convenable, il faut que la raideur ($\frac{I}{L}$) des poutres; ne soit pas trop faible devant la raideur ($\frac{I}{h}$) des poteaux. On doit avoir $K < 0,2$; doivent être considérés comme ne faisant pas partie de l'ossature résistante aux charges horizontales.
- Les raideurs (I/L) des travées adjacentes d'une même poutre ne doivent pas être différentes (rapport: $0,5 \div 2$).

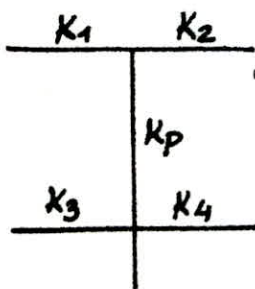
- La raideur (I/h) d'un poteau ne doit pas trop varier entre deux étages adjacents (rapport compris entre 0,5 et 2)
- On ne doit pas avoir la variation brusque des rigidités entre deux niveaux adjacents.

Etapes De Calcul :

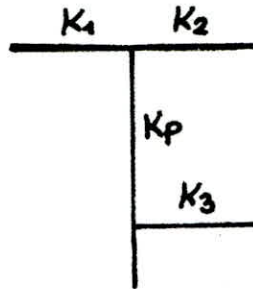
1. Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres.

$$K_{\text{poteau}} = \frac{I}{h} \quad ; \quad K_{\text{poutre}} = \frac{I}{l}$$

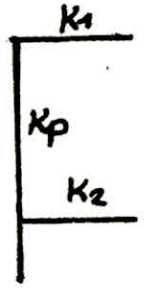
2. Calcul des coefficients \bar{K} dans le sens x et y .



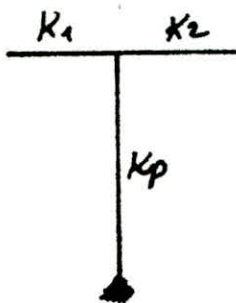
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{K_p}$$



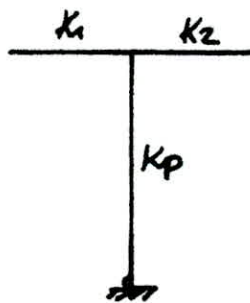
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{K_p}$$



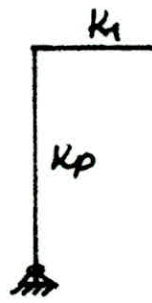
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



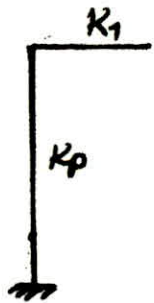
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

3. Calcul des raideurs corrigées des poteaux $a_j K_j$ dans les deux sens.
4. Calcul de la quantité $D_j = \sum a_j^{(i)} K_j^{(i)}$; pour chaque Niveau des différents portiques transversaux ou longitudinaux
avec $a_j^{(i)} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$ → étage courant ; $a_j = \frac{0,5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$ pour (R.D.C)

5. Rigidités de niveau d'un portique à l'étage "i"

$$R_j = \frac{12E}{h_j^3} \cdot D_j$$

6. Calcul de la quantité $D_i = \sum D_j$ dans les deux sens.

et $R_{jx} = \sum R_{jx} = \frac{12E}{h_j^3} \cdot D_{jx}$ et $R_{jy} = \frac{12E}{h_j^3} D_{jy}$.

7. Détermination du centre de Torsion, les coordonnées x_c et y_c sont données par:

$$x_c = \frac{\sum_{t=1}^k R_{jy}^{(t)} \cdot x_j^{(t)}}{\sum_{t=1}^k R_{jy}^{(t)}} ; \quad y_c = \frac{\sum_{l=1}^m R_{jx}^{(l)} \cdot y_j^{(l)}}{\sum_{l=1}^m R_{jx}^{(l)}}$$

8. Calcul des rigidités de torsion $R_{j\theta}$ à chaque niveau j donné par la formule:

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^k R_{jy}^{(t)} [x_j^{(t)}]^2 + \sum_{l=1}^m R_{jx}^{(l)} [y_j^{(l)}]^2$$

9. Calcul des efforts tranchants de niveau j revenant à chaque portique.

10. Après avoir calculer l'effort tranchant de niveau revenant à chaque portique, on utilise la méthode de Cross pour calculer les efforts (M, N, T)

• Détermination de Centre de masse:

Comme on a une répartition presque uniforme de la masse sur la surface, donc les coordonnées du centre de masse sont données par:

$$x_G = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n S_i}$$

$$y_G = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n S_i}$$

Sens transversal

file	Poteau	\bar{K}	q_j	K_p	$q_j K_p$	D_j	R_{jy}
1	B	1,85	0,61	172,63	105,30	466,10	13956,71
	E	3,7	0,74	172,63	127,75		
2	B	0,24	0,33	1332,05	439,58	1134,66	33975,81
	E	3,7	0,74	172,63	127,75		
	B'	0,12	0,06	2684,71	161,08	656,18	79813,64
	E'	1,84	0,48	347,94	167,01		
3	B	5,02	0,78	955,65	745,41	1490,82	22976,81
4	B	5,29	0,79	905,79	715,57	1431,14	19815,45
5	B	5,67	0,80	846,86	677,5	1355,00	16400,11
6	A	8,03	0,85	137,47	116,85	1314,92	24968,58
	B	1,04	0,51	1060,76	540,61		
	B'	0,87	0,30	3382,03	1014,09	2028,18	391491,76
7	A	6,20	0,82	178,10	145,52	2379,86	75845,63
	B	4,30	0,76	1374,23	1044,41		
	B'	1,58	0,44	3382,03	488,09	2976,18	574480,54
8	A	2,00	0,63	178,1	112,2	625,14	19923,08
	G	4,00	0,75	178,1	133,58		

Sens longitudinal :

file	Poteau	\bar{k}	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_{jx}
B,C	B1	3,09	0,70	172,63	63,87	556,73	16670,50
	B2	0,4	0,37	1332,05	49286		
	B2	0,14	0,06	3382,03	202,92	202,92	39168,865
	B3	0,93	0,49	955,65	468,27	468,27	7217,07
	B4	0,98	0,50	905,80	452,9	452,9	6270,82
	B5	1,05	0,51	846,88	431,91	431,91	5227,58
	B6	1,25	0,57	807,49	460,26	460,26	5064,56
	B7	0,57	0,42	977,17	410,41	410,41	6613,34
A,D	A6	3,15	0,71	178,10	126,45	386,48	12317,03
	A7	5,55	0,80	178,10	142,48		
	A8	2,40	0,66	178,10	117,55		

Etude Dynamique

Introduction :

Vu que notre Ouvrage présente des décrochements en élévation dont la variation des dimensions dépasse 25% entre deux Niveaux adjacents, ce qui ne remplit pas certaines conditions permettant le calcul statique, on s'est obligé à faire une étude dynamique directe.

Le calcul dynamique permet d'étudier le comportement d'un bâtiment soumis à des actions horizontales, de courtes durées, sous ces actions, l'ouvrage effectue un mouvement oscillatoire relativement à sa position non déformée.

Ce calcul permet à partir d'un modèle mathématique de choisir le plus conformément possible à la réalité, de connaître la déformée ainsi, on calculera les déplacements et les périodes des mouvements dus aux actions sismique.

Méthode de Calcul:

• Définition des modes

Le mode est défini par l'allure de sa déformée.



Exposé de la méthode: Le système est composé d'une tige de masse négligeable de rigidité (Γ); et d'une masse concentrée M , Dans un premier lieu on néglige la compression de la tige. La rigidité représente la force nécessaire pour produire un déplacement unitaire.

a) On considère la masse déplacée de sa position d'équilibre, ce déplacement est dû à un choc ou une action de courte durée, supposons que M est relâchée à $t=0$.

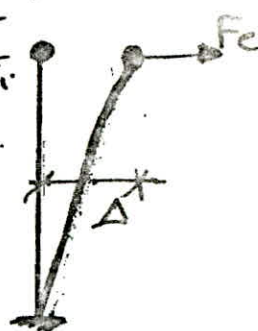
Notre système effectuera un mouvement oscillatoire par rapport à la position d'équilibre, la position de la masse M peut être définie par une seule coordonnée x . Le principe d'Alembert affirme que l'équilibre dynamique est réalisé lorsque la résultante des deux forces en présence est nulle: la force d'inertie dans le sens opposé à l'accélération et la force élastique proportionnelle aux déplacements.

$$F_i = -M \frac{d^2x}{dt^2} ; F_e = \Gamma x$$

$$F_e - F_i = 0 \rightarrow -M \frac{d^2x}{dt^2} - \Gamma x = 0 = \frac{M d^2x}{dt^2} + \Gamma x$$

$$\frac{d^2x}{dt^2} + \frac{\Gamma}{M} x = 0 \quad \text{en prenant } \omega^2 = \frac{\Gamma}{M}$$

$$\text{On obtient : } \frac{d^2x}{dt^2} + \omega^2 x = 0$$



Ainsi cette équation différentielle a une solution de la forme:

$x(t) = C_1 \cos \omega t + C_2 \sin \omega t$ qu'on peut écrire sous la

forme $x(t) = A \sin(\omega t + \psi)$ avec $\begin{cases} C_1 = A \sin \psi \\ C_2 = A \cos \psi \end{cases}$

$$\text{d'où } A = \sqrt{C_1^2 + C_2^2} \quad \text{et } \text{tg } \psi = \frac{C_1}{C_2}$$

les conditions initiales donnent :

$$x_{t=0} = \Delta \quad \left(\frac{dx}{dt} \right)_{t=0} = v_0 \Rightarrow C_1 = \Delta ; C_2 = \frac{v_0}{\omega}$$

donc l'équation du mvt s'écrit $x(t) = \Delta \cos \omega t + \frac{v_0}{\omega} \sin \omega t$
la valeur instantanée du déplacement est appelée couramment
élongation de vibration, à cela s'ajoute $x_0 = \max x(t)$.

qui peut être obtenue en faisant $\sin(\omega t + \psi) = 1 \Rightarrow \begin{cases} x_0 = A \\ \psi t + \psi = 2n\pi \end{cases}$

$$x_0 = A = \sqrt{[\Delta^2 + (\frac{v}{\omega})^2]}$$

Par hypothèse à $t=0$, $v_0=0$ d'où $x_0=\Delta=A$ $\psi=\frac{\pi}{2}$
 c'est à dire l'amplitude est égale au déplacement initial.

En effet l'énergie du système restant constante, le mvt continue indéfiniment dans le temps, Alors en dérivant $x(t)$ on obtient

$$\frac{dx}{dt} = v(t) = A\omega \cos(\omega t + \psi)$$

$$\frac{d^2x}{dt^2} = \frac{dv}{dt} = \frac{a}{t} = -A\omega^2 \sin(\omega t + \psi) = -\omega^2 \cdot x(t)$$

Le temps nécessaire à la masse pour pouvoir revenir à sa position initiale représente la période propre de vibration du système, elle peut être calculée comme suit:

$$x(t) = x(t+T) = A \sin(\omega(t+T) + \psi) = A \sin(\omega t + \psi)$$

$$\text{d'où } \omega(t+T) + \psi = 2\pi + \omega t + \psi$$

$$\Rightarrow \omega T = 2\pi \rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$\text{Or } \omega^2 = \frac{\Gamma}{M}; \text{ d'où } T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M}{\Gamma}}$$

T est fonction des propriétés mécaniques du système

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{\Gamma}} = 2\pi \sqrt{\frac{Mg}{\Gamma g}} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{\frac{P}{\Gamma}}$$

$$\boxed{T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{P}{\Gamma}}}$$

la quantité $\frac{P}{\Gamma}$ représente le déplacement de la masse sous l'action de son poids agissant statiquement dans la direction des vibrations.

$$x_0 = A = \sqrt{\left[\Delta^2 + \left(\frac{v}{\omega}\right)^2\right]}$$

Par hypothèse à $t=0$, $v_0=0$ d'où $x_0=\Delta=A$ $\psi = \frac{\pi}{2}$
 C'est à dire l'amplitude est égale au déplacement initial.

En effet l'énergie du système restant constante, le mvt continue indéfiniment dans le temps, Alors en dérivant $x(t)$ on obtient

$$\frac{dx}{dt} = v(t) = A\omega \cos(\omega t + \psi)$$

$$\frac{d^2x}{dt^2} = \frac{dv}{dt} = \frac{a}{t} = -A\omega^2 \sin(\omega t + \psi) = -\omega^2 x(t)$$

Le temps nécessaire à la masse pour pouvoir revenir à sa position initiale représente la période propre de vibration du système, elle peut être calculée comme suit:

$$x(t) = x(t+T) = A \sin[\omega(t+T) + \psi] = A \sin(\omega t + \psi)$$

$$\text{d'où } \omega(t+T) + \psi = 2\pi + \omega t + \psi$$

$$\Rightarrow \omega T = 2\pi \rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$\text{Or } \omega^2 = \frac{\Gamma}{M}; \text{ d'où } T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M}{\Gamma}}$$

T est fonction des propriétés mécaniques du système

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{\Gamma}} = 2\pi \sqrt{\frac{Mg}{\Gamma g}} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{\frac{P}{\Gamma}}$$

$$\boxed{T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{P}{\Gamma}}}$$

la quantité $\frac{P}{\Gamma}$ représente le déplacement de la masse sous l'action de son poids agissant statiquement dans la direction des vibrations.

$$\Delta_{st} = \frac{P}{\Gamma}$$

Nous avons alors, compte tenu de la valeur de $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
d'où $\sqrt{\Delta_{st}} = T$

Le déplacement statique dans la direction des vibrations sera calculé avec la formule :

$$\Delta_{st} = \frac{Ph^3}{3EI} \quad I \sim \text{Somme des inerties des poteaux.}$$

Détermination de Δ_{st} :

- calcul de la masse:

niveau 1: Plancher 1

$$S = (3,00 - 0,30) \times (15 - 0,30) = 39,69 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 39,69 \cdot 0,661 = 24,25 \text{ t}$$

$$\text{Acrotère: } 0,21 \cdot (6 \cdot 15) = 4,41 \text{ t}$$

Poutres transversales:

$$2 \cdot (2,5 \cdot 15,00 \cdot 0,30 \cdot 0,40) = 9 \text{ t}$$

Poutres longitudinales

$$2 \cdot (3 \times 0,3 \times 0,4 \times 2,5) = 1,8 \text{ t}$$

$\frac{1}{2}$ Poteaux

$$\frac{1}{2} \times 4 \times 3,91 \times 0,30^2 \times 2,5 = 1,76 \text{ t}$$

$$\frac{1}{2} \times 2 \cdot [3,91 + 1,94] \cdot 0,30^2 \times 2,5 = 1,32 \text{ t}$$

$$\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot [3,91 + 1,94] \cdot 0,50^2 \cdot 2,5 = 3,66 \text{ t}$$

Plancher 2:

$$S = (1,45 - 0,30) (2,85 - 0,30) + (3,75 - 0,3) (18 - 0,3) = 64 \text{ m}^2$$

$$G = 39,1 \text{ t}$$

$$\text{Acrotère: } 0,21 [(1,45 + 3,75 + 2,85) \times 2 + 18] = 7,15 \text{ t}$$

Poutres transversales :

$$[(0,30 \times 0,40) \times 18 + 1,45 \times 4] \times 2,5 = 7,17t$$

$$0,50 \times 1,20 \times 15 \times 2,5 = 22,5t$$

Poutres longitudinales :

$$(2,85 + 3,75) \times 2 \times 0,3 \times 0,4 \times 2,5 = 3,96t$$

$$\frac{1}{2} \text{ Poteaux } \frac{1}{2} \times 3,79 \times 0,30^2 \times 2,5 \times 9 = 4t$$

$$\frac{1}{2} \times 4 \times 5,33 \times 0,50^2 \times 2,5 = 6,66t$$

$\frac{1}{2}$ Murs extérieurs :

$$\frac{1}{2} [(3,79 - 0,20) (18(4 \times 0,3) + 3,75 - 0,3 + 2,85 - 0,3 + 1,45 - 0,15 - 0,25) 2] \cdot 0,25 \\ + \frac{1}{2} [(1,94 - 0,2) (15 - 0,5) \cdot 0,25] 3 = 14,1t$$

$$\rightarrow G_{\text{tot}} = 140,24t$$

$$G + \frac{P}{2} = 145,42t = \underline{\underline{W_1}}$$

Niveau 2 :

$$\text{plancher : } S = (17,25 - 2,40) (15 - 0,30) = 218,29 \text{ m}^2$$

$$G = 145,6t$$

$$\text{Aerostère } 0,21 [(17,25 + 15) \times 2] \cdot 13,54t$$

$$\text{Poutres transversales : } 2,5 \cdot 1,5 [5 \times 0,50 \cdot 1,20 + 0,30 \cdot 0,40] = 117t$$

$$\text{Poutres longitudinales : } 2,5 \cdot 17,25 \cdot 0,30 \cdot 0,40 = 10,36t$$

$$\frac{1}{2} \text{ Poteaux : } \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2,5 \cdot 0,5^2 [1,54 + 1,54 + 6,15 + 5,33 + 5,45 + 1,94]$$

$$= 13,98t$$

$\frac{1}{2}$ Murs extérieurs

$$\frac{1}{2} \cdot 2 \left[[(6,45 - 0,2) + (5,85 - 0,20)] \left(\frac{14,40 - 2}{2} \right) + (1,54 - 0,6) (2,85 - 0,5 - 1,5 - 0,5) + (1,94 - 0,4) (15 - 0,5 - 0,3 - 0,3) \right] = 23,38t$$

$$\rightarrow G_{\text{tot}} = 323,41t$$

$$\underline{\underline{W_2}} = G + \frac{P}{2} = 334,32t$$

$$\Delta_{st} = \frac{(w_1 + w_2) h^3}{3EI} = \frac{(334,32 + 145,42) \times 605^3 \times 10^3}{3 \times E \times \left(12 \cdot \frac{50^4}{12} + 15 \cdot \frac{30^4}{12}\right)} = 12,6t$$

$$T = 0,2 \sqrt{\Delta_{st}} = 0,71$$

$$T = 0,71 \longrightarrow D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}} = 1,68$$

Donc pour le calcul de F_1, F_2

$$F_1 = ABDQ w_1$$

$$F_2 = ABDQ w_2$$

Calcul de Q:

critère:

- | | observé | Non observé |
|---|---------|-------------|
| 1. condition minimale de fils porteurs. | 0 | 0,1* |
| 2. surabondance sur plan | 0 | 0,1 |
| 3. symétrie en plan. | 0 | 0,1 |
| 4. régularité en élévation | 0 | 0,1* |
| 5. Contrôle de quantité de béton | 0 | 0,1* |
| 6. " de qualité de construction | 0 | 0,1 |

$$Q = 1,3 \quad B = \frac{1}{4} = 0,25$$

$$A = 0,25 \quad (G1, \text{zone II})$$

$$F_1 = 0,25 \cdot 0,25 \cdot 1,3 \cdot 1,68 \cdot 145,42$$

$$F_2 = 0,25 \cdot 0,25 \cdot 1,3 \cdot 1,68 \cdot 334,32$$

$$\begin{cases} F_1 = 19,93t \\ F_2 = 45,73t \end{cases}$$

Forces horizontales revenant à chaque portique (T_j)

Senstransversal

t_j	R_{ij}	R_{j0}	t_x	Portique	R_{ij}	x_j	$\bar{c}_{ij} \frac{R_{ij}}{R_{ij}}$	$\bar{c}_{ij} \frac{R_{ij}}{R_{j0}} \cdot x_j$	$\bar{c}_{jx} \frac{R_{ij}}{R_{j0}} \cdot x_{jey}$	$T_j = \sum T_i$
45,73 t	1104978,31	$368,885 \cdot 10^{10}$	45,73	2	78813,64	3,00	3,30	0,677	0,162	4,139
				3	22976,81	6,60	0,95	0,144	0,0345	1,130
				4	19815,45	10,20	0,82	0,079	0,019	0,918
				5	16400,11	13,80	0,68	0,029	0,007	0,72
				6	391491,76	17,40	16,2	-0,17	-0,041	15,98
				7	574480,59	20,25	23,77	-1,264	-0,300	22,20
19,93	168669,81	$54,31 \cdot 10^{10}$	19,93	1	13956,71	0	1,65	0,095	0,095	1,84
				2	33975,81	3,00	4,01	0,186	0,186	4,38
				6	24968,58	17,40	2,95	-0,0217	-0,0217	2,9
				7	75846,63	20,25	8,96	-0,161	-0,161	8,63
				8	19923,08	24,00	2,35	-0,0752	-0,0752	2,20

Sens longitudinal

t_x	R_{jx}	R_{j0}	t_y	Portique	R_{jx}	y_j	$\sigma_x \frac{R_{jx}}{R_{jx}}$	$\sigma_{jy} \frac{R_{jy} \cdot y_j}{R_{j0}}$	$\sigma_{jy} \frac{R_{jy} \cdot x_j}{R_{j0}}$	T_j
45,73	139,125	$368,835 \cdot 10^{10}$	45,73 t	B	69562,23	7,5	22,86	0,065	0,065	23
				C	69562,23	-7,5	22,86	-0,09	-0,09	2268
19,93 t	57975,06	$54,31 \cdot 10^{10}$	19,93 t	A	12317,03	9,00	4,23	0,042	0,042	4,31
				D	12317,03	-9,00	4,23	-0,055	-0,055	4,12
				B	16670,50	7,5	5,73	+0,046	0,046	5,80
				C	16670,50	-7,5	5,73	-0,063	-0,063	5,60

51

Efforts dans les portiques

Charges Verticales.

Le calcul des portiques sous les charges Verticales sera fait par la méthode de Cross (exacte).

Principe de la méthode: lorsque dans une barre partiellement ou totalement encastrée, on connaît les moments de flexion agissant en ces deux points, l'on sait par les formules classiques de la R. d. M. calculer les éléments de réduction (M, N, T) en toute section de la barre. Il est donc très utile de commencer par calculer ces moments d'encastements.

C'est la méthode qui est utilisée d'une manière courante pour les plus simples des systèmes hyperstatiques.

Si dans le cas de la poutre continue le problème peut être résolu d'une manière simple à l'aide des relations de R. d. M. malheureusement dans le cas des systèmes hyperstatiques complexes; les calculs conduits de cette manière sont-ils pratiquement inextricables.

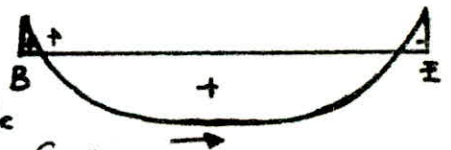
La méthode de Cross, par contre, permet au moyen d'approximations successives de résoudre par des calculs simples le problème considéré, c'est-à-dire la détermination des moments de flexions aux extrémités des barres.

Convention de signe: la méthode de Cross prend.

$$M_{BE} = q \frac{l^2}{12} \text{ et } M_{EB} = -q \cdot \frac{l^2}{12} \text{ e } \bar{a} \bar{d}$$

le contraire de rotation pour la méthode

il est nécessaire de faire une distinction fondamentale entre des structures dont les nœuds subissent un déplacement et les nœuds qui ne subissent pas de déplacement.



Exposé de la méthode:

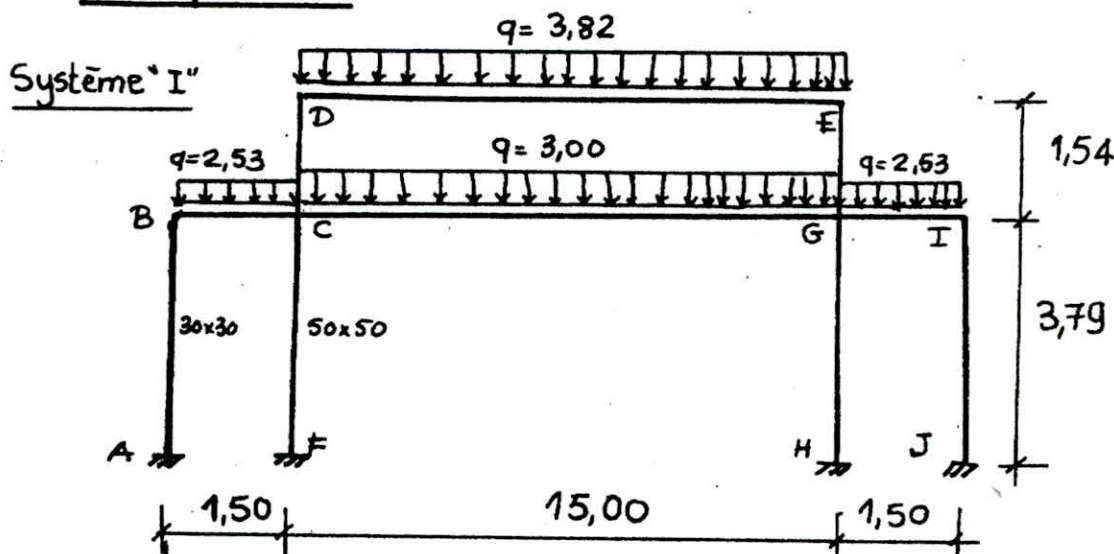
La méthode de Cross consiste à prendre comme valeur approchée du moment cherché le moment qui serait transmis par les nœuds à la barre si celle-ci était parfaitement encastree et à déterminer quelles corrections il faut apporter à ce moment pour obtenir le moment réel.

Pratiquement nous aurons à effectuer toujours 3 opérations:

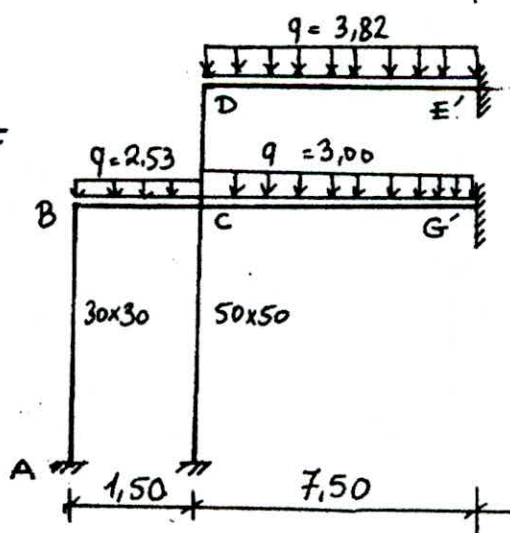
- 1°/ Calculer des coefficients de répartition des barres.
- 2°/ Calcul des moments d'encastrement parfait des barres: M_E .
- 3°/ Répartition et transmission des moments d'après un tableau.

1^{er} Exemple : Portique soumis à des charges verticales.

portique N° 7 :



Le système I est équivalent à ce système.



a) Calcul des raideurs :

$$R_{AB} = \frac{I}{h} = 1,781 \cdot 10^{-4} ; R_{BC} = 10,67 \cdot 10^{-4} ; R_{CF} = 13,74 \cdot 10^{-4}$$

$$R_{CD} = 33,82 \cdot 10^{-4} ; R_{DE'} = R_{CG'} = 0,5 R_{DE} = 24 \cdot 10^{-4}$$

b) Calcul des coefficients de répartition :

$$C_{BA} = \frac{R_{BA}}{R_{BA} + R_{BC}} = 0,143 ; C_{BC} = 0,857$$

$$C_{CB} = \frac{R_{CB}}{R_{CB} + R_{CF} + R_{DC} + R_{CG'}} = 0,130 ;$$

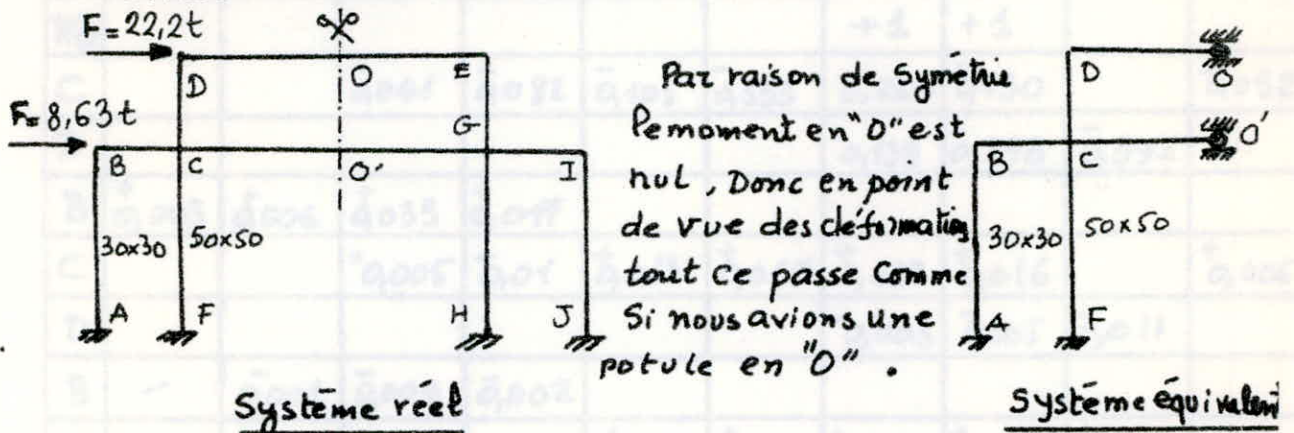
$$C_{CF} = 0,167 ; C_{CG} = 0,292 ; C_{CD} = 0,411 ; C_{DC} = 0,585 ; C_{DE} = 0,415$$

	A	B		C				D		F
	AB	BA	BC	CB	CF	CG	CD	DC	DE	FC
Gj		0,143	0,857	0,130	1,167	0,292	0,411	0,585	0,415	
Mf			0,4744	-0,4744		+56,25			+71,62	
B	-0,0339	-0,0678	-0,4066	-0,2033						
C			-3,6122	-7,2244	-9,2806	-16,2271	-22,8402	-11,4201		-4,6403
D							+17,6085	+35,2169	+24,9829	
B	+0,2583	+0,5165	+3,0956	+1,5478						
C			+1,0439	+2,0879	+2,6821	+4,6897	+6,6009	+3,3005		+1,3410
D							-0,9654	-1,9308	-1,3697	
B	-0,0746	-0,1493	-0,8916	-0,4473						
C			+0,0918	+0,1836	+0,2359	+0,4125	+0,5806	+0,2903		+0,1180
D							-0,0849	-0,1698	-0,1205	
B	-0,0066	-0,0131	-0,0787	-0,0393						
C			+0,0081	+0,0161	+0,0207	+0,0363	+0,0510	+0,0255		+0,0104
D							-0,0074	-0,0149	-0,0106	
B	-0,0006	-0,0011	-0,0069	-0,0035						
C			+0,0007	+0,0014	+0,0018	+0,0032	+0,0045	+0,0022		+0,0009
D							-0,0006	-0,0013	-0,0009	
B	—	-0,0001	-0,0006	-0,0003						
C			—	+0,0001	+0,0001	+0,0003	+0,0004	+0,0002		—
D							—	-0,0001	-0,0001	
	+0,1426	+0,2851	+0,2851	+4,5556	+6,3400	+45,1649	+34,2696	+45,1352	+45,1353	+3,17

2. Efforts dans Les portiques -

charges horizontales

On considère le portique N°7 Comme Exemple.
la méthode utilisée est celle de Cross.



a) calcul des raideurs:

$$R_{AB} = \frac{I}{h} = 1,781 \cdot 10^{-4} ; R_{BC} = 10,667 \cdot 10^{-4} ; R_{CF} = 13,74 \cdot 10^{-4}$$

$$R_{CD} = 33,82 \cdot 10^{-4} ; R_{DO} = R_{CO'} = 1,5 R_{DE} = 72 \cdot 10^{-4}$$

b) calcul des coefficients de répartition.

$$C_{BA} = \frac{R_{BA}}{R_{BA} + R_{BC}} = 0,143 ; C_{BC} = 0,857$$

$$C_{CB} = \frac{R_{CB}}{R_{CB} + R_{CF} + R_{DC} + R_{CO'}} = 0,082 ; C_{CF} = 0,105$$

$$C_{CD} = 0,260 ; C_{DC} = 0,320$$

$$C_{CO'} = 0,553 ; C_{DO} = 0,680$$

Déplacement de l'étage supérieur :

	A	B		C				D		F
	AB	BA	BC	CB	CF	Co'	CD	Dc	DO	Fc
c_{ij}		0,143	0,857	0,082	0,105	0,553	0,260	0,320	0,680	
M_{ij}							+1	+1		
C			$\bar{0},041$	$\bar{0},082$	$\bar{0},105$	$\bar{0},553$	$\bar{0},260$	$\bar{0},130$		$\bar{0},052$
D							$\bar{0},139$	$\bar{0},278$	$\bar{0},592$	
B	$^+0,003$	$^+0,006$	$^+0,035$	$^+0,017$						
C			$^+0,005$	$^+0,01$	$^+0,013$	$^+0,067$	$^+0,032$	$^+0,016$		$^+0,006$
D							$\bar{0},003$	$\bar{0},005$	$\bar{0},011$	
B	-	$\bar{0},001$	$\bar{0},004$	$\bar{0},002$						
C			-	-	$^+0,001$	$^+0,003$	$^+0,001$	$^+0,001$		-
D							-	-	$\bar{0},001$	
M	$^+0,003$	0,005	$\bar{0},005$	$\bar{0},057$	$\bar{0},091$	$\bar{0},483$	$^+0,631$	$^+0,604$	$\bar{0},604$	$\bar{0},046$
T	$^+0,002$						$^+0,802$			$\bar{0},036$

d'oū

$$T_1 = 0,802$$

$$T_1' = -0,036 + 0,002 = -0,034$$

Déplacement de l'étage inférieur:

Nœuds	A		B		C				D		F
	AB	BA	BC	CB	CF	CO'	CD	DC	DO	FC	
c_{ij}		0,143	0,857	0,082	0,105	0,553	0,260	0,320	0,680		
M_i	+0,130	+0,130			+1					+1	
B	$\bar{0},009$	$\bar{0},019$	$\bar{0},111$	$\bar{0},056$							
C			$\bar{0},038$	$\bar{0},077$	$\bar{0},099$	$\bar{0},522$	$\bar{0},245$	$\bar{0},123$		$\bar{0},049$	
D							$\bar{0},020$	$\bar{0},039$	$\bar{0},084$		
B	$\bar{0},003$	$\bar{0},005$	$\bar{0},033$	$\bar{0},016$							
C			$\bar{0},001$	$\bar{0},003$	$\bar{0},004$	$\bar{0},020$	$\bar{0},009$	$\bar{0},005$		$\bar{0},002$	
D							$\bar{0},001$	$\bar{0},002$	$\bar{0},003$		
B	/	/	$\bar{0},001$	/	/						
C			/	/	/	$\bar{0},001$	/	/		/	
M	$\bar{0},124$	$\bar{0},116$	$\bar{0},116$	$\bar{0},120$	$\bar{0},897$	$\bar{0},543$	$\bar{0},233$	$\bar{0},087$	$\bar{0},087$	$\bar{0},949$	
T	+0,063						-0,201			$\bar{0},487$	

$$T_2 = -0,201$$

$$T_2' = 0,063 + 0,487 = 0,55$$

$$\text{donc : } \begin{cases} 2 [0,802 K_1 - 0,201 K_2] = 22,2 \\ 2 [-0,034 K_1 + 0,55 K_2] = 30,83 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} K_1 = 21,205 \\ K_2 = 29,355 \end{cases}$$

Donc les moments finaux seront :

Barre	AB	BA	BC	CB	CF	CO'	CD	DC	DO	FC
M_f	$\bar{3},704$	$\bar{3},511$	$\bar{3},511$	$\bar{4},732$	$\bar{24},402$	$\bar{6},182$	$\bar{6},514$	$\bar{10},254$	$\bar{10},254$	$\bar{26},882$

Superposition

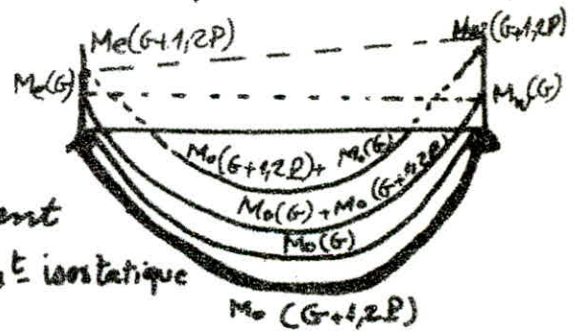
des sollicitations

Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous. Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour ces combinaisons de charges sur la base des règlements de béton en vigueur R.P.A 81

* Poutres: $G + P + \overline{SI}$; $0,8G + \overline{SI}$
 * Poteaux: $0,8G + \overline{SI}$; $G + P + 1,2 \overline{SI}$

• Moments en travées des poutres (C.C.B.A 68 Art. 12)

Pour déterminer le moment en travée sous les charges verticales; on trace la courbe des moments en travée indépendante complète de portée l avec les charges permanentes puis avec les surcharges; on prend comme ligne de fermeture: pour le moment positif celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeur absolue, et pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appuis max en val. absolue, et ceci dans chaque cas de charge en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les uns des autres



Exemple: On veut calculer le moment en travée sous $(G+1,2P)$; on calcule le m^t isostatique

$$M_0 = (G+1,2P) \cdot \frac{l^2}{8}$$

- le moment en travée sera : $M_t = M_0(G+1,2P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$

- moment en appui sera : $M_a = M_a(G) + M_a(1,2P)$

- moment en travée sous SI: $M_t = -\frac{M_w + M_e}{2}$

donc pour les ponts on a:

* M^t aux Appuis: - sous $(G+1,2P) \rightsquigarrow M_a(G) + 1,2 M_a(P)$

- $(G+P+\overline{SI}) \rightsquigarrow M_a = M_a(G) + M_a(P) + M_a(\overline{SI})$

- $(0,8G+\overline{SI}) \rightsquigarrow M_a = M_a(0,8G) + M_a(\overline{SI})$

Effort tranchant: De même on calcule l'effort tranchant.

Moments dans les poutres sens long.

Port.	Poutre	M	G	\vec{S}_I	$Q_{86} + \vec{S}_I$	$Q_{86} + \overleftarrow{S}_I$	$G + \vec{S}_I$	$G + \overleftarrow{S}_I$
B	1-2'	M _{uv}	0,059	-3,800	-3,753	3,8472	-3,744	3,859
		M _e	-0,292	-7,800	-8,034	7,566	-8,092	7,508
		M _t	0,161	-2,000	-1,871	2,129	-1,839	2,161
	2-3	M _w	0,201	-6,4100	-6,249	6,571	-6,209	6,651
		M _e	-0,361	-6,200	-6,489	5,911	-6,417	5,983
		M _t	0,205	+0,100	0,264	0,064	0,305	0,105
	3-4	M _w	0,349	-5,900	-5,621	6,179	-5,551	6,249
		M _e	-0,301	-5,600	-5,841	5,359	-5,901	5,299
		M _t	-0,161	0,15	0,021	-0,279	-0,011	0,311
	4-5	M _w	0,301	-5,200	-4,959	5,441	-4,899	5,501
		M _e	-0,301	-5,100	-5,348	4,852	-5,410	4,790
		M _t	0,180	0,050	0,194	0,094	0,230	0,130
	5-6	M _w	0,311	-4,500	-4,251	4,749	-4,189	4,811
		M _e	-0,349	-4,000	-4,279	3,721	-4,349	3,651
		M _t	0,156	0,250	0,375	-0,125	0,406	-0,094
	6-7	M _w	0,300	-5,800	-5,560	6,240	-5,600	6,100
		M _e	-0,102	-7,400	-7,482	7,318	-7,502	7,298
		M _t	0,104	-0,800	-0,717	0,883	-0,696	0,904
A	7-7'	M _w	0,045	-2,980	-2,944	3,016	-2,935	3,025
		M _e	-0,364	1,912	-2,204	1,620	-2,276	1,548
		M _t	0,100	0,534	0,614	-0,454	0,634	-0,434
	7'-8	M _w	0,412	-1,712	-1,382	2,042	-1,300	2,124
		M _e	-0,1045	-2,768	-2,852	2,684	-2,873	2,664
		M _t	0,269	-0,528	-0,313	0,743	-0,259	0,797

Moments dans les poutres - sens transversal

Porte	Poutre	M	G	P	\vec{S}_1	$0,86\vec{S}_1$	$0,86+\vec{S}_1$	$G+1,2P$	$G+P+\vec{S}_1$	$G+P+\vec{S}_1$
1	4H	Mw	1,201	0,141	-0,746	0,215	1,707	1,370	0,596	2,088
		Me	-3,698	-0,440	-0,964	-3,522	-2,394	-4,226	-4,702	-3,574
		Me	2,294	0,225	0,090	1,925	1,745	2,913	2,900	2,72
	4H	Mw	3,401	0,400	-0,377	2,344	3,098	3,521	3,424	4,178
		Me	-3,401	-0,400	-0,377	-3,098	-2,344	-3,521	-4,178	-3,424
		Me	1,343	0,116	0,000	1,074	1,074	1,962	1,859	1,859
2	221	Mw	3,399	0,378	-1,798	0,921	4,517	3,853	1,979	5,575
		Me	-3,376	-0,430	-1,200	-4,708	-4,808	-4,19	-5,39	-2,990
		Me	2,045	0,236	0,299	1,935	1,337	2,814	2,985	2,387
	2121	Mw	3,751	0,441	-0,798	2,203	3,799	4,243	3,363	4,959
		Me	-3,751	-0,441	-0,798	-3,799	-2,203	-4,243	-4,959	-3,363
		Me	1,899	0,231	0,00	1,519	1,519	2,668	2,540	2,540
	2121	Mw	3,27	0,36	-2,760	-0,144	5,376	3,702	0,87	6,390
		Me	-3,29	-0,360	-2,000	-4,632	-0,632	-3,650	-5,59	-1,590
		Me	1,72	0,186	0,380	1,756	0,996	2,339	2,616	1,856
	2121	Mw	3,300	0,300	-1,298	1,342	3,938	3,660	2,302	4,898
		Me	-3,300	-0,300	-1,298	-3,938	-1,342	-3,660	-4,898	-2,302
		Me	1,700	0,216	0,00	1,36	1,36	2,319	2,216	2,216
3	33	Mw	21,885	1,900	-1,500	16,008	19,008	24,165	22,285	25,285
		Me	-21,885	-1,900	-1,500	-19,008	-16,008	-24,165	-22,285	-22,285
		Me	93,540	2,225	0,000	74,882	74,882	105,610	103,665	103,665
6	6,6	Mw	56,000	1,565	-15,301	29,500	69,103	57,880	42,266	72,868
		Me	-56,000	-1,565	-15,301	-29,500	-69,103	-57,880	-42,266	-42,266
		Me	52,280	7,035	0,000	41,824	41,824	63,098	61,278	61,278
	6,6	Mw	1,801	0,098	-3,961	-2,520	5,402	-1,119	-2,062	5,860
		Me	-6,900	-0,201	-11,40	-16,920	5,880	-3,169	-18,501	4,299
		Me	-4,080	-0,105	-7,489	-10,703	4,175	-10,927	-11,475	3,403
7	7,7	Mw	45,135	2,138	-10,254	25,854	46,362	-43,701	37,019	57,527
		Me	-45,135	-2,138	-10,254	-46,362	25,854	-43,701	-57,527	-37,019
		Me	62,302	2,634	0,000	49,842	49,842	63,083	63,083	63,083
	7,7	Mw	-0,285	-0,021	-3,511	-3,739	3,283	-0,350	-3,914	3,205
		Me	-4,555	-0,415	-4,731	-8,375	-1,087	-5,053	-9,701	-0,239
		Me	-1,423	-0,104	-0,610	-1,748	-0,528	-1,277	-1,941	-0,721
7,7	Mw	45,165	3,004	-26,182	0,950	62,314	-46,470	21,987	74,357	
	Me	-45,165	-3,004	-26,182	-62,314	-9,950	-14,770	-44,357	-21,987	
	Me	39,210	2,902	0,000	31,368	31,368	46,207	45,116	45,116	
8	8,81	Mw	0,870	0,095	-0,690	0,006	1,386	0,984	0,275	-1,655
		Me	-3,016	-0,328	-0,506	-2,019	-1,907	-3,410	-3,85	-2,838
		Me	1,778	0,288	0,092	1,514	1,330	2,254	2,275	2,091
	8,82	Mw	2,860	0,309	-0,362	1,910	2,630	3,211	2,787	3,511
		Me	-2,300	-0,250	-0,413	-2,253	-1,427	-2,600	-2,963	-2,137
		Me	1,151	0,125	0,025	0,896	0,946	1,637	1,53	1,58

Efforts tranchants dans les poutres :

Sens	Part.	Point	T	G	P	SI	G+1,2P	0,8G+SI	0,8G+SI	G+P+SI	G+P+SI	
Longitudinal	B	1-2	Tg	0,372	—	-3,900	—	-3,662	4,138	-3,528	4,272	
			Td	0,528	—	3,900	—	4,322	-3,472	4,428	-3,372	
		2-3	Tg	0,495	—	-3,500	—	-3,104	3,896	-3,005	3,995	
			Td	0,584	—	3,500	—	3,967	-3,033	4,084	-2,916	
		3-4	Tg	0,553	—	-3,200	—	-2,758	3,642	-2,647	3,753	
			Td	0,526	—	3,200	—	3,621	-2,779	3,726	-2,674	
		4-5	Tg	0,537	—	-2,900	—	-2,470	3,330	-2,363	3,437	
			Td	0,542	—	2,900	—	3,334	-2,466	3,442	-2,358	
		5-6	Tg	0,529	—	-2,400	—	-1,977	2,823	-1,871	2,929	
			Td	0,550	—	2,400	—	2,840	-1,960	2,95	-1,850	
		6-7	Tg	0,497	—	-4,600	—	-4,202	4,998	-4,103	5,097	
			Td	0,358	—	4,600	—	4,886	-4,314	4,958	-4,242	
	A	6i-7i	Tg	0,315	—	-1,716	—	-1,464	1,968	-1,401	2,031	
			Td	0,540	—	1,716	—	2,148	-1,287	2,256	-1,176	
		7i-8	Tg	0,644	—	-1,196	—	-0,681	1,711	-0,552	1,840	
			Td	0,480	—	1,196	—	1,58	-0,812	1,676	-0,716	
	Transversal	1	1-11	Tg	3,296	0,353	-0,262	3,720	2,395	2,899	+3,338	3,911
				Td	1,293	0,427	0,262	4,805	3,696	3,172	4,982	4,458
11-11			Tg	3,795	0,412	-0,151	4,295	2,885	3,187	4,056	4,358	
			Td	3,995	0,412	0,151	4,289	3,187	2,885	4,358	4,056	
2		2-21	Tg	4,428	0,502	-0,599	5,030	2,943	4,141	4,331	5,529	
			Td	4,570	0,522	0,599	5,196	4,225	3,057	5,529	4,331	
		21-21	Tg	4,500	0,512	-0,319	5,114	3,281	3,919	4,693	5,331	
			Td	4,500	0,512	0,319	5,114	3,919	3,281	5,331	4,693	
		21-21	Tg	3,966	0,400	-0,952	4,476	2,245	4,149	3,444	5,348	
			Td	4,004	0,424	0,952	4,593	4,155	2,251	5,380	3,476	
		21-21	Tg	4,000	0,412	-0,519	4,149	2,681	3,719	3,893	4,931	
			Td	4,000	0,412	0,519	4,149	3,719	2,681	4,931	3,893	
3		3-3	Tg	30,78	2,900	-0,200	34,02	24,424	24,824	33,28	33,68	
			Td	30,78	2,900	0,200	34,02	24,824	24,824	33,68	33,28	
6		6-6	Tg	28,875	2,400	-2,040	34,755	21,06	25,14	29,235	33,315	
			Td	28,875	2,400	2,040	34,755	25,14	21,06	33,315	29,235	
		6i-6	Tg	-2,679	0,188	-10,24	-2,537	-12,313	8,097	-12,801	7,679	
			Td	4,119	0,187	10,24	4,343	13,535	-6,945	14,546	-5,934	
7		7-7	Tg	28,65	9,275	-4,267	30,18	21,653	24,187	28,658	31,192	
			Td	28,65	9,275	4,267	30,18	24,187	21,653	31,192	28,658	
		7i-7	Tg	-1,330	-0,043	-5,495	-1,382	-6,559	4,141	-6,868	4,122	
			Td	5,124	0,537	5,495	5,368	9,594	-1,396	11,156	0,166	
		7-7	Tg	22,500	1,575	-3,480	24,390	14,51	21,49	20,585	27,565	
			Td	22,500	1,575	3,480	24,390	21,49	14,51	27,565	20,585	
8	8-81	Tg	2,815	0,303	-0,266	3,185	1,986	2,518	2,857	3,389		
		Td	3,779	0,112	0,266	4,273	3,289	2,757	4,457	3,925		
	81-81	Tg	3,127	0,373	-0,172	5,875	2,570	2,914	3,628	3,972		
		Td	3,187	0,347	0,172	3,635	2,722	2,378	3,706	3,362		

Moments dans les poteaux - Sens long. 63

port.	poteau	Moment	G	\bar{S}_i	\bar{S}_i	$0,86 + \bar{S}_i$	$0,86 + \bar{S}_i$	$6 + 1,2 \bar{S}_i$	$6 + 1,2 \bar{S}_i$
B	B ₁	Msup	-0,059	3,798	-3,798	3,75	-3,846	4,498	-4,617
		Minf	-0,03	3,701	-3,701	3,677	-3,725	4,411	-4,471
	B ₂	Msup	0,092	8,401	-8,401	8,475	-8,397	10,173	-9,989
		Minf	0,046	18,492	-18,492	18,528	-18,455	22,236	-22,144
	B' ₂	Msup	-0,201	6,401	-6,401	6,240	-6,562	7,480	-7,882
		Minf	0,201	-0,602	0,602	-0,441	0,7628	-0,521	0,923
	B ₃	Msup	0,004	12,102	-12,102	12,105	-12,099	14,526	-14,518
		Minf	0,002	16,392	-16,392	16,394	-16,390	19,672	-19,668
	B ₄	Msup	0,00	10,899	-10,899	10,899	-10,899	13,079	-13,079
		Minf	0,000	14,602	-14,602	14,602	-14,602	17,522	-17,522
	B ₅	Msup	0,000	9,499	-9,499	9,499	9,499	11,399	-11,399
		Minf	0,000	12,600	-12,600	12,600	-12,600	15,120	-15,120
	B ₆	Msup	0,05	9,900	-9,900	9,940	-9,860	11,930	-11,830
		Minf	0,025	12,001	-12,001	9,920	-9,880	14,426	-14,376
B ₇	Msup	0,102	7,400	-7,400	7,482	-7,318	8,982	-8,778	
	Minf	0,051	12,295	-12,295	12,336	-12,254	14,805	-14,703	
A	A ₆	Msup	-0,044	2,980	-2,980	2,945	-3,025	3,532	-3,621
		Minf	-0,028	3,409	-3,409	3,387	-3,431	4,063	-4,119
	A ₇	Msup	-0,0475	3,622	-3,622	3,584	-3,660	4,300	-4,374
		Minf	-0,03	3,611	-3,711	3,687	-3,735	4,423	-4,483
	A ₈	Msup	0,104	2,768	-2,768	2,851	-2,685	3,426	-3,218
		Minf	-0,046	3,304	-3,304	3,267	3,341	3,919	-4,011

Efforts tranchants dans les poteaux - sens long

port.	poteau	G	\bar{S}_i	$0,8G + \bar{S}_i$	$0,8G + \bar{S}_i$	$1,2G + \bar{S}_i$	$1,2G + \bar{S}_i$
B	1B	-0,023	1,900	1,882	-1,918	2,257	-2,303
	2B	0,035	6,900	6,928	-6,872	8,315	-8,245
	2B'	0,00	3,00	3,000	-3,000	3,600	-3,600
	3B	0,001	5,200	5,200	-5,199	6,240	-6,239
	4B	-0,000	4,400	4,400	-4,400	5,28	-5,28
	5B	0,000	3,600	3,600	-3,600	4,32	-4,32
	6B	0,012	3,400	3,410	-3,390	4,092	-4,068
	7B	-0,029	3,400	3,377	-3,423	4,051	-4,109
A	6A	-0,0187	1,634	1,619	-1,649	1,942	-1,980
	7A	-0,0197	1,875	1,859	1,891	2,231	-2,269
	8A	0,038	1,657	1,687	-1,625	2,026	-1,952

Efforts normaux dans les poteaux - sens long.

port.	poteau	G	\bar{S}_i	$0,8G + \bar{S}_i$	$0,8G + \bar{S}_i$	$1,2G + \bar{S}_i$	$1,2G + \bar{S}_i$
B	B1	0,372	-3,900	-3,602	4,198	-4,308	5,052
	B2	0,528	-0,400	0,022	0,822	0,048	1,008
	B2'	0,495	1,600	1,996	-1,204	2,415	-1,425
	B3	1,137	-0,300	0,610	1,210	0,777	1,497
	B4	1,063	-0,300	0,550	1,150	0,703	1,423
	B5	1,071	-0,500	0,357	1,357	0,471	1,671
	B6	1,047	-2,300	-1,462	3,138	-1,290	4,230
	B7	0,358	4,600	4,886	-4,314	-5,878	-5,162
A	A6	0,315	-1,716	-1,464	1,968	1,744	2,374
	A7	1,184	0,520	1,467	0,427	1,808	0,560
	A8	0,480	1,196	1,580	-0,812	1,915	-0,955

Efforts Tranchants dans Les Poteaux . sens Transv.

no	no	G	P	\bar{S}_I	$G+1,2P$	$0,8G+\bar{S}_I$	$0,8G+\bar{S}_I$	$G+P+1,2\bar{S}_I$	$G+P+1,2\bar{S}_I$
1	1B	-0,461	-0,054	+0,424	-0,526	0,055	-0,793	-0,006	-1,024
	1E	0,102	0,016	0,499	0,121	0,581	-0,417	0,717	-0,481
2	2A	0,532	-0,064	3,401	-0,609	2,975	-3,827	3,485	-4,677
	2B	-2,72	-0,400	0,00	-3,220	-2,176	-2,176	-3,12	-3,12
	2E	0,00	0,00	0,511	0,00	0,511	-0,511	0,511	-0,511
	2F	0,00	0,00	2,53	0,00	2,53	-2,53	+3,036	-3,036
3	3B	6,015	0,528	0,568	-6,649	-4,244	-5,38	-5,861	-7,225
	6A	-0,87	-0,043	1,768	-0,919	1,074	-2,482	1,212	-3,032
6	6B	6,30	-0,355	8,838	-6,727	3,797	-13,879	3,950	-17,262
	6B	-11,96	-0,376	6,824	-12,414	-2,746	-16,394	-4,150	-20,528
7	7A	0,113	0,008	1,904	0,123	1,994	-1,814	2,406	-2,164
	7B	-2,50	-0,211	13,531	-2,562	11,524	-15,538	13,517	-18,957
	7B	2,03	-1,072	4,28	-1,286	-11,970	-20,530	21,380	-28,518
8	8A	0,218	0,067	0,401	-0,398	0,147	-0,655	0,230	-0,732
	8B	0,067	0,007	0,472	-0,075	0,526	-0,418	0,825	-0,504
	8H	0,00	0,00	0,455	0,00	0,455	-0,455	0,546	-0,546

Efforts Normaux dans Les poteaux . sens Transv.

no	no	G	P	\bar{S}_I	$G+1,2P$	$0,8G+\bar{S}_I$	$0,8G+\bar{S}_I$	$G+P+1,2\bar{S}_I$	$G+P+1,2\bar{S}_I$
1	1B	3,286	0,353	-0,262	3,720	2,375	2,899	3,335	3,963
	1E	8,08	0,839	0,247	0,987	6,710	6,217	9,215	8,919
2	2B	3,996	0,40	-0,952	4,476	2,245	4,144	3,254	5,588
	2B	4,408	0,502	-0,599	5,030	2,943	4,141	4,211	5,649
	2E	8,004	0,836	0,433	9,007	6,836	5,70	0,360	8,320
	2E	9,07	1,033	0,280	10,310	7,536	6,976	10,439	10,703
3	3B	20,78	2,700	-0,20	34,02	24,424	24,824	33,240	33,720
	6A	-268	0,118	-10,24	-2,537	-12,240	8,097	-14,849	9,727
6	6B	4,119	0,187	10,240	4,343	13,535	-6,445	16,594	-7,820
	6B	28,88	2,4	-2,04	31,755	21,060	25,140	28,827	33,723
7	7A	1,33	0,043	-5,495	-1,382	-6,559	4,931	-7,967	5,221
	7B	27,63	2,112	2,005	30,158	24,104	20,940	32,142	27,330
	7B	28,45	1,275	-1,267	30,180	21,653	24,187	28,404	31,445
8	8A	2,815	0,308	-0,266	3,185	1,986	2,518	2,804	3,442
	8E	7,206	0,585	0,094	8,148	5,859	5,671	8,104	7,878
	8H	6,37	0,694	0,00	7,207	5,099	5,099	7,068	7,068

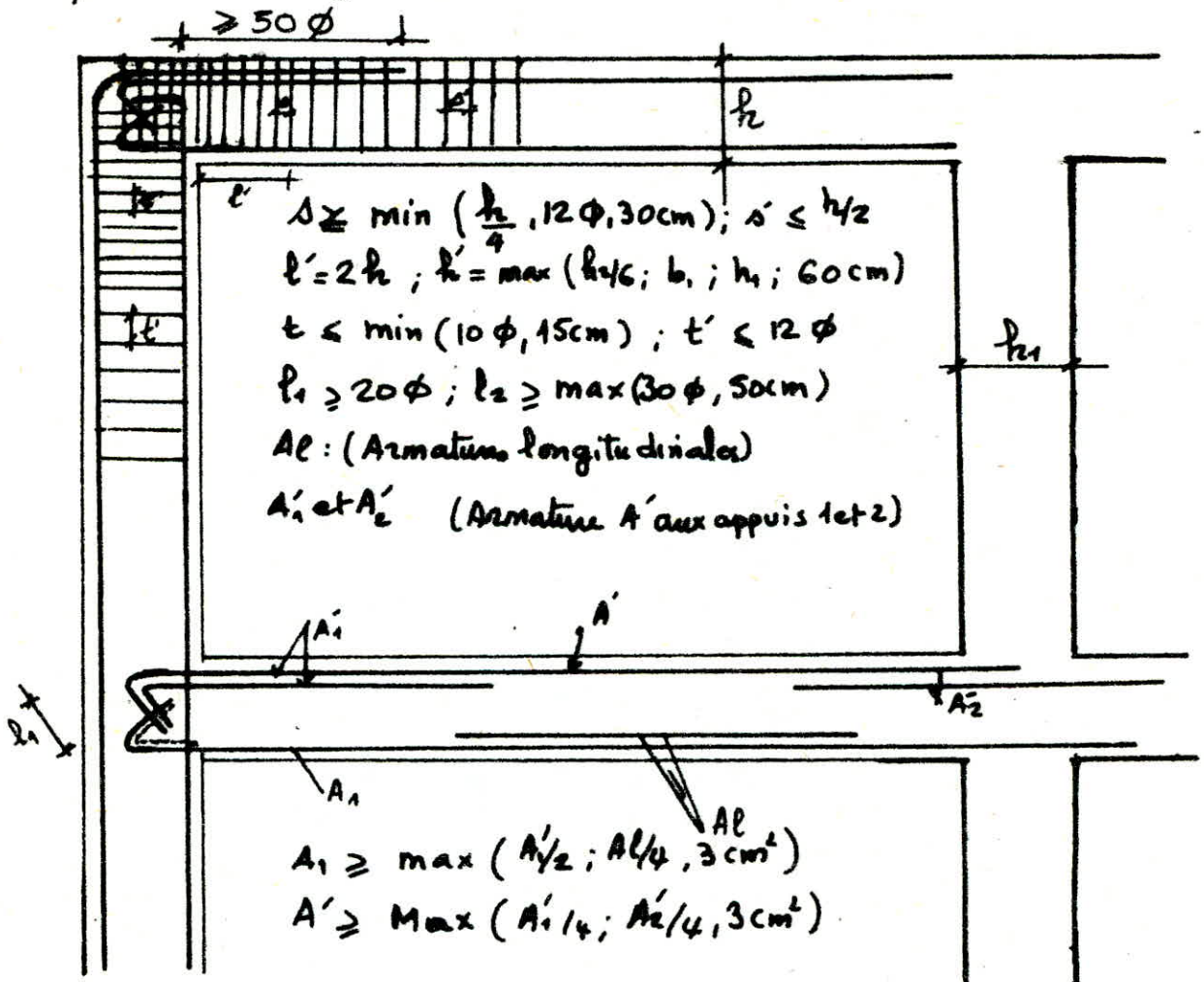
Ferrailage des portiques

* Prescription (R.P.A 81)

Note structure étant constituée par une ossature autostable, dont toutes les prescriptions à ce type d'ossature en Zone II (Art. 74 R.P.A 81) doivent être respectées.

A) Poutres: A_1 : Armatures Longitudinales.

- Le % total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3% pour les aciers de H.A. et 0,5% A. doux.
- Le % total max. des aciers longitudinaux doivent être de 25%.
- Les poutres supportant des charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes supérieures et inférieures d'une section minimale indiquée sur la figure suivante.



- Les poutres de faibles charges verticales sollicitées principalement par des forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- Les jonctions par recouvrement doivent pouvoir équilibrer la force de la traction maximale des barres.

A/ Armatures transversales : $A_{t\min} = 0,003 \times s \times b$

Espacement :

Zone courante : $t \leq \frac{h}{2}$

Zone nodale : $t \leq \min(h/4, 12\phi, 30\text{cm})$.

B/ poteaux :

B1/ Armatures longitudinales : doivent être des barres à H.A.

- les barres verticales doivent être sans crochets.
- le % minimum est de 1% en Zone II sans toutefois dépasser 4%.
- le diamètre minimum est de : 14 mm en Zone II et III.
- la distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm en Zone I.
- les jonctions par recouvrement doit être faibles ; si possible ; à l'extérieur des zones des nœuds.

B2/ Armatures transversales : Elles sont calculées d'après :

$$A_t = \frac{1,25 T \cdot t}{h \cdot \sigma_{eq}} \quad \text{ou} \quad T = 2 \text{ fois l'effort tranchant si } \lambda \geq 15$$

et $T = 3 T_{calculé}$ si $\lambda < 15$

- la quantité d'armature transversales minimales est :

$$A_t = 0,004 s \cdot b \quad (\text{ZII})$$

- Espacement : (dans la zone nodale y compris la hauteur du nœud). $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$

Zone courante : $t \leq 12\phi$.

A/ Ferraillage des poutres

Conformément à l'art. 15 du CCBA 68, Les poutres seront ferraillées en flexion simple sous la plus défavorable des combinaisons SP₁ et SP₂. Il ne sera pas fait état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres. La méthode de détermination des sections d'acier sera celle de P. Charron:

1. Calcul des armatures longitudinales:

On calcule $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \xrightarrow{\text{Tableau}} K, \epsilon \longrightarrow \bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / K.$

* Si $\bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_b$ les armatures comprimées ne seront pas nécessaires ($A' = 0$) et la section des armatures tendues est donnée par $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h}$

* Si $\bar{\sigma}'_b > \bar{\sigma}'_b$, $\Rightarrow A' \neq 0$

d'où on calcule : $K_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_a}{h \bar{\sigma}'_b}$; $K_2 = \frac{15(h-d') \bar{\sigma}_a}{(h+d') \bar{\sigma}'_a}$

1°/ Si $K_1 > K_2$; On prend K_1 et $\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b \xrightarrow{\text{Tableau}} \alpha, \mu', \epsilon$

$M_1 = \mu' \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2 \longrightarrow M_2 = M - M_1$

$y = \alpha \cdot h \longrightarrow \bar{\sigma}'_a = \frac{15}{y} (y - d') \bar{\sigma}'_b$ et les sections seront:

$A' = \frac{M_2}{(h-d') \bar{\sigma}'_a}$; $A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} + \frac{M_2}{(h-d') \bar{\sigma}_a}$

2°/ Si $K_2 > K_1$; on prend K_2

et $\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / K_2$; $\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}'_a$; $K_2 \longrightarrow \epsilon, \mu'$

$M_1 = \mu' \cdot b \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot h^2$; $M_2 = M - M_1$

armatures comprimées : $A' = \frac{M_2}{(h-d') \cdot \bar{\sigma}'_a}$

armatures tendues : $A = \frac{M_1}{\epsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} + \frac{M_2}{\bar{\sigma}_a (h-d)}$

2. Calcul des armatures transversales.

3. Vérifications.

69

Exemple: Détermination de la courbe enveloppe :
tableau de répartition des efforts . Poutre 3-3

	0ℓ	1/15 · ℓ	2/15 · ℓ	3/15 · ℓ	4/15ℓ	5/15ℓ	6/15 · ℓ	0,5ℓ
G isostatig	0,000	28,728	53,350	73,872	90,288	102,6	110,808	115,425
Mt Appui	-21,885	-21,885	-21,885	-21,885	-21,885	-21,885	-21,885	-21,885
P: isost.	0,000	2,520	4,680	6,480	7,920	9,000	9,720	10,125
P: Appui	-1,900	-1,900	-1,900	-1,900	-1,900	-1,900	-1,900	-1,900
$\Sigma (G)$	-21,885	6,843	31,465	51,987	68,403	80,715	88,923	93,540
$\Sigma (P)$	-1,900	0,620	2,780	4,580	6,020	7,100	7,820	8,225
S I	± 1,500	± 1,300	± 1,100	± 0,900	± 0,700	± 0,500	± 0,300	± 0,000
$0,86 + \vec{S}I$	-16,008	6,774	26,272	42,490	55,422	65,072	71,438	74,832
$0,86 + \overleftarrow{S}I$	-19,008	4,174	24,072	40,690	54,022	64,072	70,838	74,832
$G + P + \vec{S}I$	-22,285	8,763	35,345	57,467	75,123	88,315	97,043	103,665
$G + P + \overleftarrow{S}I$	-25,285	6,163	33,145	55,667	73,723	87,315	96,443	103,665
$G + 1,2P$	-24,165	7,583	34,801	57,483	75,627	89,235	98,307	105,610

Poutre 3-3	0 l	1/15 · l	2/15 · l	3/15 · l	4/15 · l	5/15 · l	6/15 l	0,5 · l	Section
	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁	Genre
	-24,165	7,583	34,801	57,483	75,627	89,235	98,307	105,61	Moment déf

De même pour les autres longues poutres :

		0 l	1/15 · l	2/15 · l	3/15 · l	4/15 · l	5/15 · l	6/15 · l	0,5 l
P. 6-6	Genre	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂
	M ^t défini	-57,88	-28,242	$\frac{-15,982}{7,863}$	18,296	35,268	47,900	55,023	63,078
P. 7-7	Genre	SP ₁	SP ₁	SP ₂	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁
	M ^t déf	-47,801	-19,533	$\frac{-3,900}{12,119}$	24,731	40,827	52,819	60,947	67,979
P. 7-7	Genre	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₁	SP ₁	SP ₁
	M ^t défini	-74,359	$\frac{-48,39}{3,359}$	$\frac{-25,689}{14,268}$	$\frac{-8,64}{25,32}$	34,669	32,530	39,034	46,291

Ferraillage des poutres de longue portée :

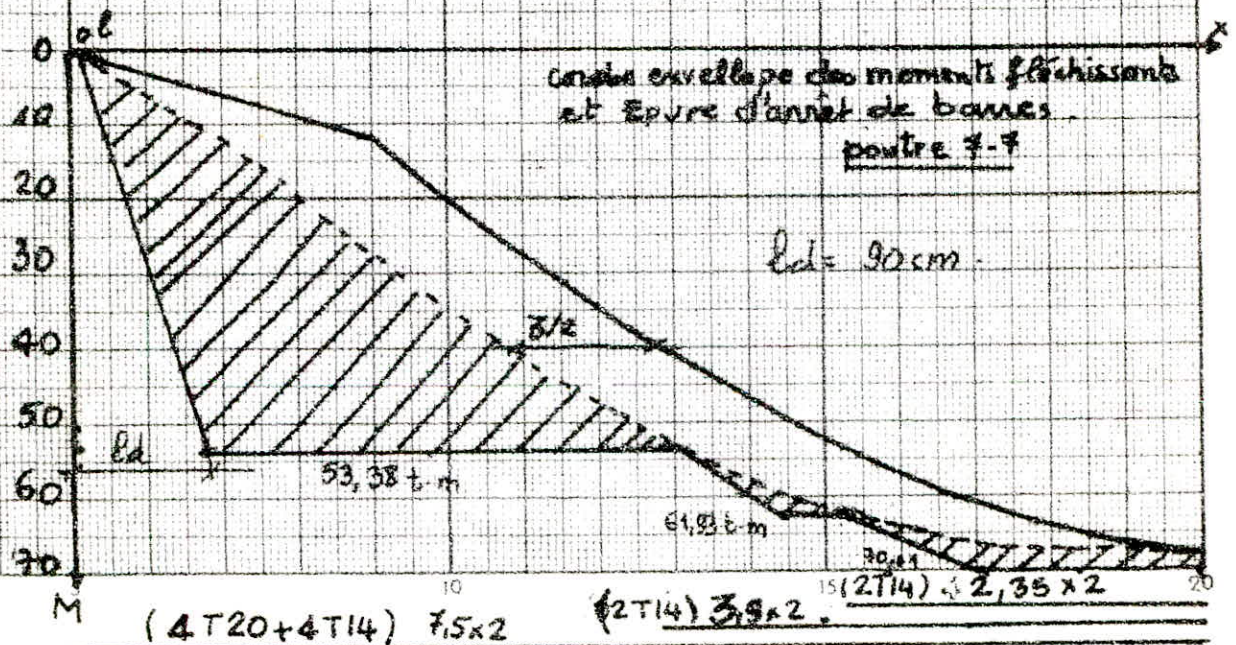
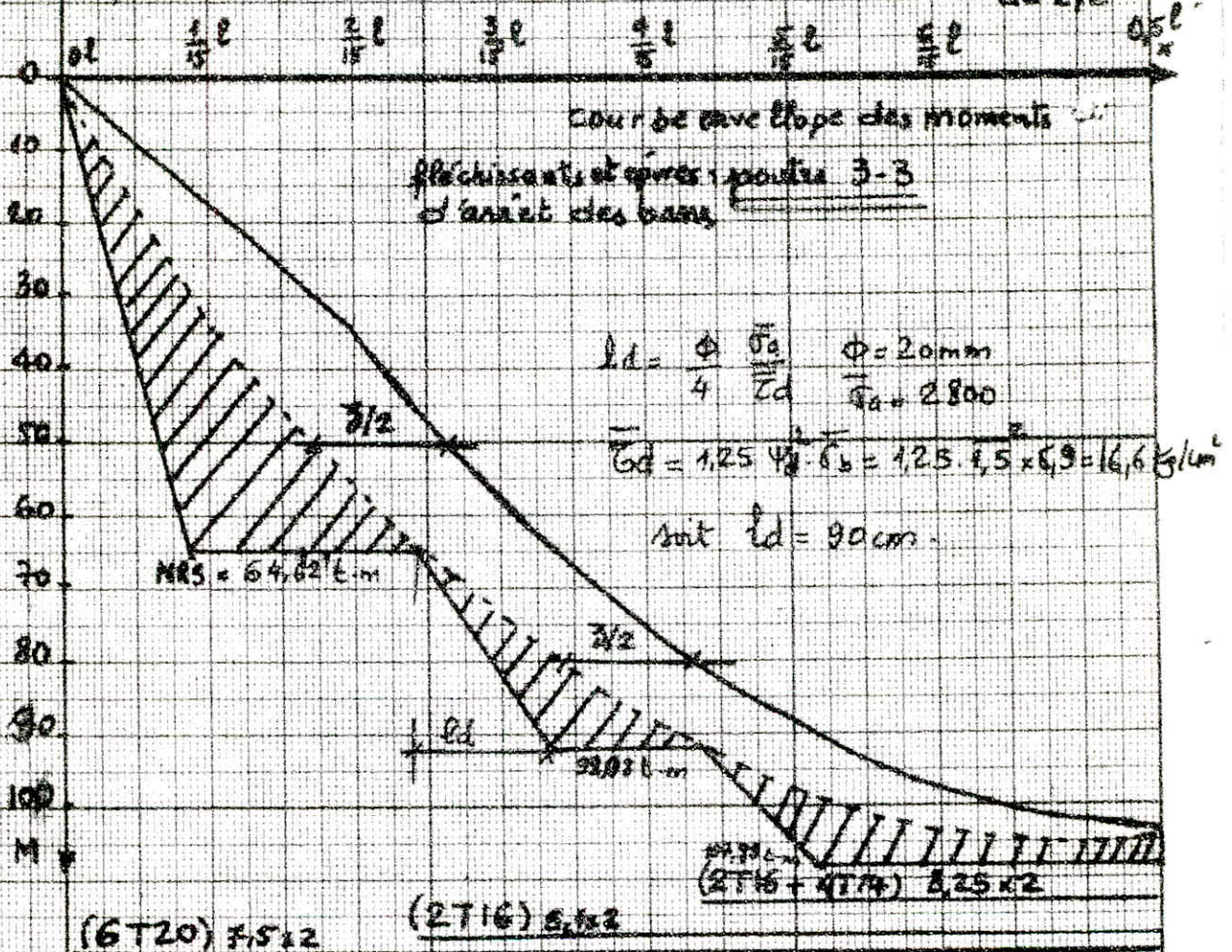
Poutre	Poutre 3-3					Poutre 6-6				
	0l	$\frac{2}{15}l$	$\frac{3}{15}l$	$\frac{5}{15}l$	0,5l	0l	$\frac{1}{15}l$	$\frac{3}{15}l$	$\frac{4}{15}l$	0,5l
M	-24,165	34,801	57,48	89,235	105,61	-57,88	-28,242	18,296	35,27	63,078
μ	0,0206	0,0299	0,0491	0,0762	0,0902	0,0494	0,024	0,0156	0,0301	0,0538
K	64,5	52	38,7	31,9	26,45	38,6	58,9	75,5	51,8	36,6
E	0,9371	0,9254	0,9069	0,8934	0,8793	0,9067	0,9323	0,9448	0,9251	0,9031
σ_b	43,41	53,85	72,35	87,77	105,86	72,57	97,09	54,05	54,05	76,5
A	8,223	11,99	20,21	32,00	38,30	20,36	9,65	6,18	12,16	22,27
A _{min} RPA	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
Φ adopté	6T20	6T20	6T20 2T16	6T20 4T16 4T14	6T20 4T16	4T20 4T16	4T20 4T14	4T20 4T14	4T20 4T14	5T20 5T14
A adoptée	18,84	18,84	22,86	33,04	39,19	20,60	18,72	18,72	18,72	23,4
MRS	40,83	40,83	64,62	92,02	107,85	58,65	53,38	53,38	53,38	66,85

Poutre	Poutre 7-7					Poutre 7-7'				
	0l	$\frac{2}{15}l$	$\frac{4}{15}l$	$\frac{6}{15}l$	0,5l	0l	$\frac{1}{15}l$	$\frac{3}{15}l$	$\frac{6}{15}l$	0,5l
M	-47,801	$\frac{-3,9}{12,117}$	40,807	50,95	67,08	-74,35	$\frac{-48,39}{3,359}$	$\frac{-3540}{25,32}$	39,034	46,30
μ	0,0409	$\frac{0,0022}{0,0069}$	0,0348	0,0521	0,0581	0,0422	$\frac{0,0275}{0,0019}$	$\frac{0,0049}{0,0144}$	0,0335	0,0395
K	43,2	$\frac{215}{118}$	47,5	36,60	34,9	42,4	$\frac{54,5}{235}$	$\frac{242}{78,5}$	48,6	44,2
E	0,9141	$\frac{0,9783}{0,9624}$	0,9200	0,9044	0,8908	0,9129	$\frac{0,9281}{0,9800}$	$\frac{0,9682}{0,9465}$	0,9214	0,9155
σ_b	64,81	$\frac{10,53}{35,59}$	58	76,5	80,22	99	$\frac{77,79}{17,87}$	$\frac{29,57}{53,5}$	57,61	63,35
A	16,67	$\frac{0,84}{2,64}$	14,15	21,49	24,09	17,31	$\frac{11,08}{0,73}$	$\frac{1,89}{5,68}$	13,5	16,12
A _{min} R.P.A	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
Φ adopté	4T20 4T14	4T20 4T14	4T20 4T14	4T20 6T14	4T20 8T14	4T20 4T14	4T20 4T14	4T20 4T14	4T20 6T14	4T20 8T14
A adoptée	18,72	18,72	18,72	21,79	24,87	18,72	18,72	18,72	21,79	24,87
MRS	53,38	53,38	53,38	61,93	70,01	53,38	53,38	53,38	61,93	70,01

Epures d'arrêt de barres

A.

L'épure d'arrêt des barres est obtenu en divisant la poutre en tranches de 1 m, et en calculant le moment le moment le plus défavorable des combinaisons S_{i+1} et S_{R_i} → Enveloppe parabolique - les moments résistants sont comparés à cette enveloppe détaillé de E_d



Vérifications:1. Vérification de la flèche: (pour les poutres de longes travées)

1) $ht = 120 > \frac{l}{16} = \frac{1450}{16} = 90,62$

2) $A \leq b \cdot h \frac{43}{\sigma_{en}} \quad A_{max} = 39,19 \leq 50 \cdot 112 \cdot \frac{43}{4200} = 57,73$

3) $ht \geq \frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \rightarrow$ c'est vérifiée Voir tableau:

Poutre	3-3	6-6	7-7	7-7'
M_t	93,54	52,28	62,03	39,21
M_0	115,42	108,28	107,43	84,37
$\frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$	117,51	70,00	83,72	67,38

2. Condition de non fragilité:

$$A \geq \frac{0,69 \sigma_b \cdot b \cdot h}{\sigma_{en}} = \frac{0,69 \cdot 5,9 \cdot 50 \cdot 112}{4200} = 5,43$$

Vérifiée pour toutes les poutres.

3. Condition aux appuis:

- Béton: $c \geq \frac{2T}{b \cdot \sigma_b} = c_0$

Poutres	3-3	6-6	7-7	7-7'
T	34,02	31,755	30,18	27,565
C (cm)	31	31	31	31
c_0 (cm)	19,86	18,54	17,62	10,73

C'est
Vérifiée

- Armatures inférieures:

Sollicitation	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₂
Poutre	3-3	6-6	7-7	7-7'
T	34,02	31,755	30,18	27,565
M	-24,165	-57,88	-47,801	-74,351
$\frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{\sum \sigma_a}$	3,134	< 0	< 0	< 0

C'est
Vérifiée

Vérifications des contraintes :

Poutre 3-3						Poutre 6-6				
	$0l$	$\frac{2}{15} \cdot l$	$\frac{3}{15} \cdot l$	$\frac{5}{15} \cdot l$	$0,5l$	$0l$	$\frac{1}{15} \cdot l$	$\frac{3}{15} \cdot l$	$\frac{4}{15} \cdot l$	$0,5l$
M	-24,165	34,801	57,48	89,235	105,61	-57,88	-28,242	18,296	35,27	63,078
A	18,84	18,84	22,86	33,04	39,19	20,60	18,72	18,72	18,72	23,4
$\bar{\omega}$	0,336	0,336	0,408	0,591	0,700	0,368	0,334	0,334	0,334	0,418
E	0,9097	0,9097	0,9020	0,8861	0,8782	0,9060	0,9099	0,9099	0,9099	0,9010
K	40,33	40,33	36	28,9	26,8	38,2	40,47	40,47	40,47	35,5
σ_a	1258,8	1812,99	2488,95	2821,41	2740	2762,9	1480,4	959,044	1848,8	2671,3
σ_b	69,42	69,42	77,77	96,88	104,47	73,3	69,19	69,19	69,19	78,87
	SP,	SP,	SP,	SP,	SP,	SP,	SP,	SP,	SP,	SP,

C'est vérifié.

Poutre 7-7						Poutre 7-7'				
	$0l$	$\frac{2}{15} \cdot l$	$\frac{4}{15} \cdot l$	$\frac{6}{15} \cdot l$	$0,5l$	$0l$	$\frac{1}{15} \cdot l$	$\frac{3}{15} \cdot l$	$\frac{6}{15} \cdot l$	$0,5l$
M	-47,81	12,117	40,827	60,95	67,98	-74,35	-48,39	25,32	39,034	46,30
A	18,72	18,72	18,72	21,79	24,87	18,72	18,72	18,72	21,79	24,87
$\bar{\omega}$	0,334	0,334	0,334	0,389	0,444	0,334	0,334	0,334	0,389	0,444
E	0,9099	0,9099	0,9099	0,9039	0,8986	0,9099	0,9099	0,9099	0,9039	0,8986
K	40,47	40,47	40,47	37,05	34,3	40,47	40,47	40,47	37,05	34,3
σ_a	2505,6	685,15	2140,1	2762,98	2714,17	3897,3	25,365	1327,3	2059,7	2457,5
σ_b	69,19	107,78	69,19	75,75	81,63	103,78	103,78	103,78	55,59	71,64

C'est vérifié.

Vérification de fissuration:

Poutre		A	$\bar{\omega}_f$	σ_1	σ_2	Vérification
3-3	Appui	18,84	0,0471	3842	-	Vérifiée
	travée	39,19	0,0490	3946	-	-
6-6	Appui	20,60	0,0515	4079,2	-	-
	travée	23,40	0,0293	4546	-	-
7-7	Appui	18,72	0,0468	3825,6	-	-
	travée	24,87	0,0310	4873,2	-	-
7'-7'	Appui	18,72	0,0468	3825,6	-	-
	travée	24,87	0,0310	4873,2	-	-

Armatures transversales:

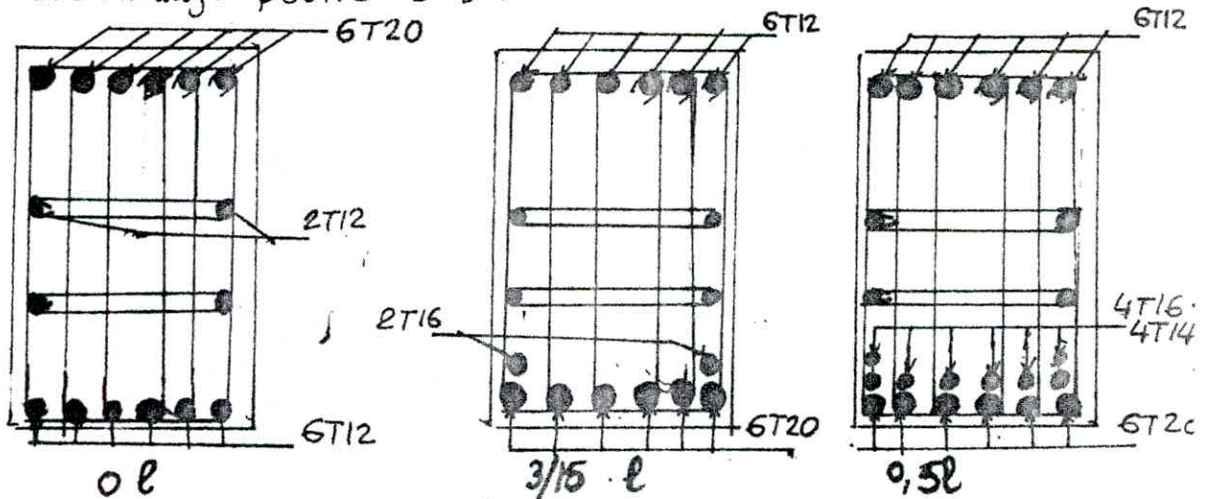
	Tmax	σ'_b	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	At	t	Tadopté	
							Zc	ZN
Poutre 3-3	34,02	69,42	6,94	20,57	4,71	38	30	20
6-6	31,755	73,3	6,48	20,24	4,71	40	30	20
7-7	30,18	69,19	6,16	20,59	4,71	42	30	20
7'-7'	27,565	103,78	5,63	30,88	4,71	46	30	20

$$t \leq \left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30\text{cm} \right) = 12\phi = 24 \text{ ZN.}$$

$$t \leq \frac{h}{2} = \frac{112}{2} = 56 \text{ cm} \rightarrow \text{ZC}$$

Vérification $A_t = 4,72 \text{ cm}^2 \rightarrow 0,003 \times 50 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$
Vérifiée.

Exp. de Ferrailage poutre 3-3 :



Présentation des moments :

(pour les poutres à courtes travées)

1. Poutres transversales :

* poutre 1-1 :	$\left. \begin{array}{l} SP_2 \\ SP_1 \end{array} \right\}$	Δ_1	-2,088		-4,702		-4,702		-2,088	
		2,9		Δ_{11}	1,859		Δ_{11}	2,9	Δ_1	
		Δ_1	-1,37		-4,226		-4,226		-1,37	
		2,913		Δ_{11}	1,962		Δ_{11}	2,913	Δ_1	
* poutre 2-2	$\left. \begin{array}{l} SP_2 \\ SP_1 \end{array} \right\}$	Δ_2	-5,575		-5,39		-5,39		-5,575	
- niveau haut		2,985		Δ_{21}	2,54		Δ_{21}	2,985	Δ_2	
		Δ	-3,853		-4,243		-4,243		-3,853	
		2,814		Δ	2,668		Δ		Δ	
	$\left. \begin{array}{l} SP_2 \\ SP_1 \end{array} \right\}$	Δ	-6,39		-5,59		-5,59		-6,39	
- niveau bas		2,616		Δ	2,216		Δ	2,616	Δ	
		Δ	-3,702		-3,66		-3,66		-3,702	
		2,339		Δ	2,319		Δ	2,339	Δ	
* poutre 6'-6'1	$\left. \begin{array}{l} SP_2 \\ SP_1 \end{array} \right\}$	$\Delta_{6'}$	-5,86	-11,475	-18,50		$\Delta_{6'}$	-1,919	-4,027	-7,141
		2,52	3,403		$\Delta_{6'1}$	5,88		$\Delta_{6'}$		$\Delta_{6'1}$
* poutre 7'-7'1	$\left. \begin{array}{l} SP_2 \\ SP_1 \end{array} \right\}$	$\Delta_{7'}$	-3,283	-4,941	-9,701		$\Delta_{7'}$		-1,311	-5,053
		3,817		$\Delta_{7'1}$	1,087		$\Delta_{7'}$	0,31		$\Delta_{7'1}$
* poutre : 8-81-82	$\left. \begin{array}{l} SP_2 \\ SP_1 \end{array} \right\}$	Δ_8	-1,386		-3,851		Δ_8		1,58	-2,963
		1,655	2,275		Δ_{81}		Δ_8		Δ_{82}	
		Δ_8	0,984		-3,41		Δ_8		1,637	-2,600
		2,264		Δ_{81}		Δ_8		Δ_{82}		

2. Poutres Longitudinales

* poutre B :

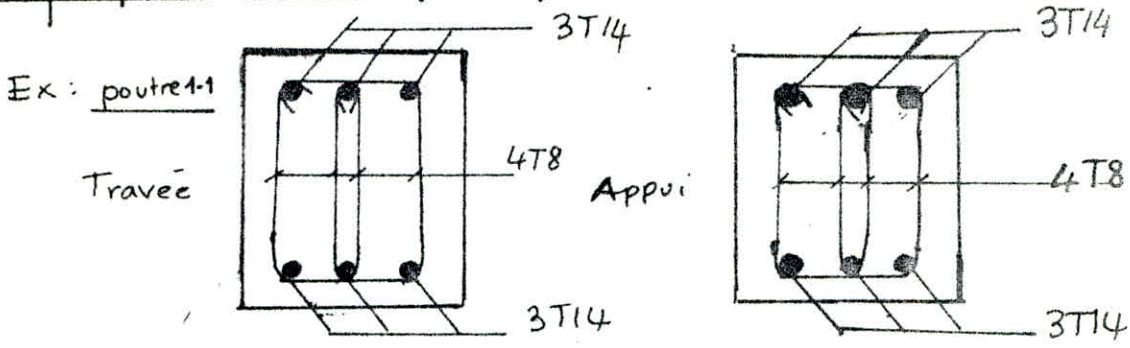
-3,859	-1,871	-2,092	-6,65	-6,489	-0,248	-5,90	-5,41	-0,125	-61	0,717	7,502
Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ
3,753	2,161	7,566	6,225	0,305	5,983	0,311	5,359	0,23	4,85	0,406	5,6
										0,904	7,318

* Poutre A

-3,025	-0,454	-2,276	-0,313	-2,873
Δ	Δ	Δ	Δ	Δ
2,944	0,634	1,620	0,797	2,684

Ferrailage des poutres transversales

Poutre	solc	sect	M	μ	E	K	σ_b	A	RPA A _{min}	A _{adop}	Φ
P 1-1	SP ₂	App 1	2,088	0,0186	0,9399	68,25	61,54	1,43	3,6	4,62	3T14
	SP ₁	Trav 1-1	2,913	0,0380	0,9168	45,07	62,12	3,07	3,6	4,62	3T14
	SP ₁	App 1	4,226	0,0551	0,9021	36,08	77,6	4,52	3,6	4,62	3T14
	SP ₁	Trav 1-1	1,962	0,0255	0,9306	57	49,12	2,04	3,6	4,62	3T14
P: 2-2	SP ₁	App 2	-3,853	0,0502	0,9060	38,2	73,30	4,10	3,6	4,62	3T14
	SP ₁	Trav 2-2	2,814	0,0367	0,9081	46,07	60,78	2,96	3,6	4,62	3T14
	SP ₁	App 2	4,243	0,0553	0,9020	36	77,78	4,54	3,6	4,62	3T14
	SP ₁	Trav 2-2	2,668	0,0348	0,9200	47,54	58,90	2,8	3,6	4,62	3T14
P 2-2'	SP ₂	App 2'	-6,39	0,0556	0,9018	35,9	110,99	4,56	3,6	4,62	3T14
	SP ₁	Trav 2-2'	2,339	0,0305	0,9246	51,4	54,47	2,44	3,6	4,62	3T14
	SP ₂	App 2'	-5,59	0,0485	0,9074	39,0	107,69	3,96	3,6	4,62	3T14
	SP ₁	Trav 2-2'	2,319	0,0302	0,9251	51,75	54,10	2,42	3,6	4,62	3T14
P: 8-8	SP ₂	App 8	1,386 1,655	0,0120 0,0145	0,9510 0,9465	87 78,5	48,27 53,5	0,94 1,12	3,6 3,6	4,62 4,62	3T14 3T14
	SP ₁	Trav 8-8	2,264	0,0294	0,9259	52,5	53,33	2,36	3,6	4,62	3T14
	SP ₁	App 8	-3,41	0,0446	0,9108	41	68,29	3,61	3,6	4,62	3T14
	SP ₁	Trav 8-8	1,637	0,0213	0,9360	63,17	44,32	1,69	3,6	4,62	3T14
	SP ₁	App 8	-2,6	0,0340	0,9209	48,2	58,09	2,72	3,6	4,62	3T14
P: 6-6'	SP ₂	App 6'	5,86 2,52	0,0509 0,0219	37,9 62,1	0,9055 0,9352	110,8 67,63	4,16 1,73	3,6	4,62	3T14
	SP ₂	Trav 6-6'	11,477 3,43	0,0997 0,0294	24,8 62,7	0,8744 0,9357	169,35 66,98	8,44 2,34	3,6	9,23	6T14
	SP ₂	App 6'	18,5 5,88	0,1607 0,0511	18 37,8	0,8485 0,9053	233,3 111,11	13,63 4,18	3,6	13,85	9T14
	SP ₂	Trav 6-6'	11,477 3,43	0,0997 0,0294	24,8 62,7	0,8744 0,9357	169,35 66,98	8,44 2,34	3,6	9,23	6T14
P: 7-7'	SP ₂	App 7'	3,283 3,819	0,0285 0,0333	53,5 48,8	0,9270 0,9216	48,5 86,06	2,28 2,166	3,6	4,62	3T14
	SP ₂	Trav 7-7'	1,311 -	0,017 -	71,5 -	0,9422 -	58,74 -	1,34 -	3,6	4,62	3T14
	SP ₂	App 7'	9,701 1,087	0,0895 0,0094	27,6 99,5	0,8826 0,9563	152,7 42,2	4,07 0,73	3,6	7,69	5T14
	SP ₂	Trav 7-7'	1,311 -	0,017 -	71,5 -	0,9422 -	58,74 -	1,34 -	3,6	4,62	3T14



Poutres longitudinales: Etant donné que les poutres longitudinales ne sont pas portées des charges verticales et elles sont sollicitées principalement que par des forces latérales sismiques, donc elles doivent avoir des armatures asymétriques. Ainsi que les moments en travées sont très faibles par rapport aux moments sur appuis donc on calcule seulement les armatures sur appuis avec le moment max en valeur absolue et on optera une section en travée égale au moins à la moitié des armatures sur appuis (RPA81) moments de calcul c'est sous SP_2

Portique	Section	M	μ	E	K	σ_b	A_{cal}	A_{adap}	Φ
A	6-1,8	3,025	0,0263	0,9296	56,0	75	2,09	4,62	3T14
	7i	2,276	0,0180	0,9408	69,5	60,43	1,56	4,62	3T14
B	1	3,889	0,0337	0,9211	48,4	86,77	2,72	4,62	3T14
	2'	8,092	0,0703	0,8913	31,0	135,48	5,84	6,16	4T14
	2,3,4,5,6	6,651	0,0579	0,900	35,0	120,00	4,75	6,16	4T14
	7	7,502	0,0658	0,8947	32,5	129,23	5,40	6,16	4T14

1/ Vérification de la flèche: (poutres à courtes travées)

pour toutes les poutres on a:

$$- h_t = 40 > \frac{l_{max}}{16} = \frac{500}{16} = 31,25 \text{ cm}$$

$$- A_{max} = 9,23 \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{100} = 11,36$$

$$- h_t \geq \frac{l}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{Sen}$$

on a pour les poutres longitudinales Bet A et la poutre transversale 7'-7i cette dernière condition est toujours vérifiée car $h_t \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{360}{10} = 36$, et pour les autres poutres Voir tableau.

Poutre	1-1	2-2	2'-2'	3-3	7'-7'
M_t	2,294	2,045	1,72	1,778	1,423
M_0	3,84	4,58	4,06	3,24	0,465
$\frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$	7,17	5,36	5,08	1,09	37,5

2. condition de Non fragilité

$A \geq 0,54 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h}{\bar{\sigma}_a} \cdot \left(\frac{f_{ht}}{h}\right)^2 = 1,47$ Vérifiée pour toutes les poutres.

3. Condition aux Appuis

- béton : $C \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}_b} = C_0$

Poutres	1-1	2-2	2'-2'	8-8	7'-7'	6'-6'	B+2'	B2,245	B6-2	A63'	A38
T	4,85	5,196	5,38	4,27	6,868	14,54	4,428	4,084	5,097	2,56	1,64
C(cm)	19,3	19,3	19,3	19,3	19,3	19,3	39,3	39,3	39,3	19,3	19,3
Col(cm)	4,68	5,06	3,49	4,16	4,45	9,43	2,87	2,65	3,31	1,46	1,19

4. Armatures inférieures :

Vérifiée

Poutres	1-1	2-2	2'-2'	8-8	7'-7'	6'-6'	B	A
M	-4,102	-4,24	-5,59	1,655	3,877	5,88	7,50	2,944
T	4,85	5,196	5,38	3,185	6,868	14,54	3,46	1,464
$\frac{T}{\bar{\sigma}_b} \frac{M}{\bar{\sigma}_a}$	< 0	< 0	< 0	1,987	4,44	7,55	6,38	2,55
				4,62	4,62	13,85	6,78	3,39

Vérifiée

5. Contraintes :

Poutres	1-1		2-2		2'-2'		8-8		7'-7'		6'-6'		B	A
	App.	Trav.	App.	Trav.	App.	Trav.	App.	Trav.	App.	Trav.	App.	Trav.		
M	-4,22	2,913	4,203	2,814	6,39	2,34	3,41	2,26	9,70	1,31	18,5	11,47	8,19	3,03
A	4,62	4,62	4,62	4,62	4,62	4,62	4,62	4,62	4,62	4,62	13,85	9,23	6,75	6,62
$\hat{\omega}$	0,416	0,416	0,416	0,416	0,416	0,416	0,416	0,416	0,416	0,416	0,416	0,416	0,416	0,416
ϵ	0,9012	-	0,9012	-	0,9012	-	0,9012	-	0,9012	-	0,9012	-	0,9012	-
K	35,12	-	35,12	-	35,12	-	35,12	-	26,28	44,6	-	-	23,11	17,6
$\bar{\sigma}_a$	2749	102	2259	2457	4155	2042	2217	1976	3880	1144	-	-	2000	960
$\bar{\sigma}_b$	< $\bar{\sigma}_b$	-	-	-	-	-	6213	46,39	147,8	-	-	-	-	-

Voir au dessous

Vérifiée

(*) Pour la poutre 6'-6', elle est partiellement comprimée.

$\bar{\sigma}_b = 198,34 < \bar{\sigma}_b$
 $\bar{\sigma}_a = 2399,04 < \bar{\sigma}_a$

$\bar{\sigma}_a = 4128 < \bar{\sigma}_a$ Vérifiée

Vérification de fissuration

Section		A	c _{sf}	σ ₁
1	Appui	4,62	-	8370
	travée	3,39	-	6222,7
2	Appui	4,62	-	8370
	travée	3,39	-	6222,7
2'	Appui	4,62	-	8370
	travée	3,39	-	6222,7
6	Appui	14,85	-	12248
	travée	9,23	-	15945
7'	Appui	7,79	-	13656,085
	travée	3,39	-	6222,7
B	Appui	6,75	-	6196
A	Appui	3,39	-	6222,7

Vérifiée.

Armatures transversales:

	T _{max}	σ _b	σ _b	σ _b	A _t	t	t _{ad} z _c	t _{adm} z _H
SR 1	4,85	76,98	4,99	19,91	2,01	21,6	15	9
SR 2	5,196	62,83	5,35	20,65	2,01	20,04	15	9
SR 2'	5,38	118,30	5,54	29,63	2,01	19,35	15	9
SR 6'	14,54	201,82	14,97	22,19	3,01	11,2	9	9
SR 7'	6,868	147,8	7,07	27,09	2,01	15,2	15	9
SR 8	3,185	63,13	3,28	29,65	2,01	32,67	15	9
SR B	3,46	128,87	3,56	38,57	2,01	30,1	15	9
SR A	1,464	62,8	1,51	39,97	2,01	71,6	15	9

Ferraillage des poteaux

Introduction : Les poteaux seront calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort normal N et à des moments fléchissants en tête et en pied dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. Ces efforts et ces moments de flexion ont été déterminés précédemment selon les différentes sollicitations et pour chacun des genres on retiendra la combinaison la plus défavorable. Les moments dans la direction transversale respectivement longitudinale pouvant se renversant nous prévoyons des armatures symétriques par rapport au centre de gravité de la section du poteau.

Méthode de Calcul :

On a adopté la méthode de "P. Charon" avec $\bar{\sigma}_b = 2\bar{\sigma}'_b \rightarrow \text{si } e_0 > \frac{ht}{6}$

$$e_0 = \frac{N}{N} ; \quad \sigma'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_b \rightarrow \text{si } e_0 < \frac{ht}{6} ; \quad e_1 = \frac{ht}{6}$$

on peut avoir 3 cas des sollicitations :

1/ $e_0 > e_1 \rightarrow$ section partiellement comprimée ; 2/ $e_0 = 0 \rightarrow$ on a une compression simple ; 3/ $e_0 \leq e_1 \rightarrow$ section entièrement comprimée (N: compression)
 section " tendue (N: traction).

1/ Section partiellement comprimée ($e_0 > e_1$)

On ferraillera symétriquement, D'où la marche à suivre est la suivante : - on calcule le moment fictif : $M_f = N \cdot f$

avec f : distance entre le passage de N et l'acier tendu. $f = \frac{ht}{2} - d + e$

On calcule la section en flexion

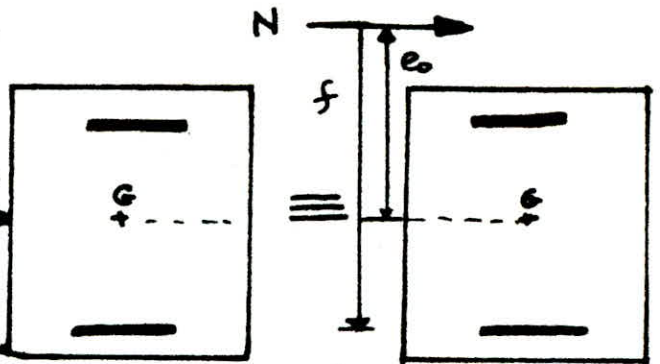
simple sous M_f . En remarquant

qu'on peut avoir 2 cas :

• $\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}_b \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires
 on calculera une section A_{fs} sous M_f .

La section d'acier sous la flexion composée sera $A_{fc} = A_{fs} - N/\sigma_a$

$\bar{\sigma}'_b > \bar{\sigma}_b \rightarrow$ les armatures comprimées sont nécessaires. on calculera

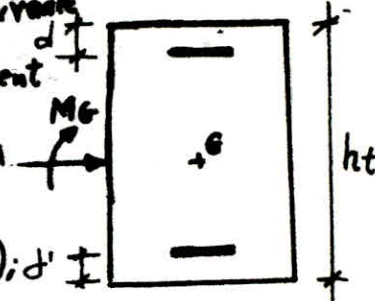


Les sections d'acier A_{fs} et A_{fs} sous M_f . Les sections sous la flexion composée seront $A_{fc} = A_{fs}$; $A_{fc} = A_{fs} - N/\sigma_a$ (N : traction).

2° Section entièrement comprimée: ($e_0 < e_1$)

On feraillera asymétriquement. La marche à suivre est:

$\delta = d'/ht$; on calcule σ_b comme spécifié précédemment

et puis on calcule successivement: $\rho = \sigma_b \cdot b \cdot ht / N$; N 

$B = \frac{6 Mg}{ht \cdot N} = \frac{6}{ht} \cdot e_0$; $C = 0,27(1 - 2\delta)^2 \cdot \rho$

$D = 0,3(\rho - B) - 0,9(1 - \rho)(1 - 2\delta)^2$; $E = -(1 + B - \rho)$; d'

$\omega = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4EC}}{2 \cdot C}$. Et enfin la section d'armatures est obtenue par

$A = A' = \omega \cdot \frac{b \cdot ht}{100}$.

3° Section en compression simple:

La section d'armatures longitudinales doit vérifier les conditions:

- a) section théorique: $A_L \geq \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\sigma_{bs}} - B \right)$
- b) Condition de sécurité: $A_L \leq \frac{B}{20}$ ($\frac{A_L}{B} \leq 5\%$ → CCBA). B sect. béton.
- c) $A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\sigma_{bs}}$

$\theta_1, \theta_2, \theta_3$ voir P. charon.

Armatures transversales:

$A_t = \frac{1,25 T \cdot A}{ht \cdot \sigma_{en}}$ où T effort tranchant dans le poteau.

Les conditions sont indiqués précédemment.

		Poteau 1B						Poteau 1E				
		Nmax Mcor		Nmax Mcor		Nmax Mcor				Nmax Mcor	Nmax Mcor	Nmax Mcor
Soll.	SP ₁		SP ₂		SP ₂		SP ₂		SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₂
Sens	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long
N	3,72	0,372	3,963	5,052	2,375	-3,602	3,963	5,052	9,087	9,215	6,217	9,215
M	1,370	0,06	2,237	4,617	0,432	3,75	2,237	4,617	0,347	1,468	0,930	1,468
e ₀	26,83	16,13	56,45	91,39	18,19	104,19	56,45	91,39	3,82	15,93	14,96	15,93
f	48,82	28,13	68,45	103,38	30,19	116,11	68,45	103,38	E	27,93	26,96	27,93
M _f	1,82	0,105	2,71	5,22	0,717	4,18	2,71	5,22		2,57	1,68	2,57
μ	0,0457	0,0026	0,0443	0,0854	0,0117	0,0682	0,0443	0,0854		0,0419	0,0273	0,0419
K	40,4	200	41,2	27,4	88,5	31,6	41,2	27,4		42,6	54,8	42,6
E	0,9098	0,9767	0,9111	0,8821	0,9517	0,8927	0,911	0,8821		0,9132	0,9283	0,9132
σ _{b'}	69,31	14	101,9	153,28	47,46	132,9	101,9	153,28		98,59	76,64	98,59
A _{fs}	2,64	0,142	2,62	5,22	0,66	4,13	2,62	5,22		2,48	1,59	2,48
A _{cs}	1,33	0,132	1,41	1,80	0,85	1,29	1,41	1,80			1,48	2,19
A _{cal}	1,31	0,010	1,21	3,42	<0	5,42	1,21	3,90		0,29	0,11	0,29

33

		Poteau 2B								Poteau 2B'									
EF		Nmax		Mcor		Nmax		Mcor				Nmax		Mcor		Nmax		Mcor	
Sol	SP1	SP2		SP2		SP2		SP2		SP1		SP2		SP2		SP2		SP2	
Sens	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	
N	4,476	0,528	5,538	1,008	2,245	0,022	5,538	0,048	5,03	0,495	5,649	2,415	2,943	-1,204	5,649	1,425			
M	1,464	0,046	11,74	22,144	8,501	18,52	11,74	22,236	3,88	0,2	5,96	7,48	3,304	6,562	5,96	7,882			
F	52,7	28,71	231,99	2216,82	399,66	86181,81	231,99	46345	97,13	60,40	125,33	329,73	132,27	565,02	125,33	573,12			
Mf	2,359	0,1516	12,8477	22,345	8,950	18,96	12,8477	22,246	4,89	0,299	7,08	7,963	3,89	6,80	7,08	8,167			
μ	0,0125	0,0008	0,0453	0,0788	0,0316	0,0668	0,0453	0,0786	0,0259	0,0016	0,0250	0,0281	0,0137	0,0240	0,025	0,0288			
K	85,25	360	40,75	28,85	50,3	32	40,75	28,9	56,5	255	57,4	54,1	81	59	57,4	53,1			
E	0,9501	0,9867	0,9103	0,8858	0,9234	0,8936	0,9103	0,8861	0,9301	0,9815	0,9309	0,9274	0,9479	0,9324	0,9304	0,9266			
ε _b	32,85	7,78	103,08	145,58	83,50	131,25	103,08	145,33	49,55	10,98	73,17	77,63	51,85	71,19	73,17	79,1			
Afs	1,970	0,12	3,951	7,060	2,713	5,940	3,952	7,028	4,17	0,24	4,024	4,54	2,17	3,86	4,024	4,66			
Acs	1,60	0,19	1,311	0,24	0,53	0,0005	1,318	0,11	1,80	0,18	1,345	0,57	0,70	0,29	1,345	0,34			
Acal	0,37	<0	2,63	6,82	2,18	5,94	2,63	7,01	2,37	0,06	2,68	3,97	1,47	4,15	2,68	4,32			
		Poteau 7A								Poteau 8A									
N	1,38	1,184	-7,967	1,808	4,431	0,427	-7,967	0,56	3,85	0,48	3,442	1,915	1,986	-0,812	3,442	-0,955			
M	0,310	0,047	4,599	4,423	3,59	3,735	4,899	4,483	0,985	0,104	1,793	3,919	0,484	3,341	1,793	4,011			
F	34,46	EC	69,72	256,69	93,02	886,7	69,72	812	37,56	33,67	64,09	216,6	36,37	423,4	64,09	432			
Mf	0,476		5,55	4,64	4,121	3,786	5,55	4,547	1,45	0,162	2,21	4,15	0,722	3,44	2,21	4,12			
μ	0,0116		0,0905	0,0757	0,0672	0,0618	0,0905	0,0744	0,0355	0,0040	0,0361	0,0679	0,0118	0,0563	0,0361	0,0672			
K	89		26,4	29,6	31,9	33,6	26,4	29,9	47	158	46,3	31,7	88	35,6	46,3	31,9			
E	0,9519		0,8792	0,8879	0,8934	0,8971	0,8792	0,8889	0,9194	0,9711	0,9187	0,8929	0,9515	0,9012	0,9187	0,8934			
ε _b	31,46		159,2	142	131,66	125	159,2	140	59,6	17,7	90,71	132,49	47,73	117,98	90,71	131,66			
Afs	0,430		4,61	4,393	4,374	3,672	4,61	4,448	2,08	0,221	2,12	4,100	0,67	3,37	2,12	4,07			
Acs	0,483		1,90	0,430	0,855	0,10	1,90	0,134	1,380	0,171	0,82	0,46	0,47	0,193	0,82	0,277			
Acal	<0	<0	6,51	3,96	3,52	3,572	6,51	4,814	0,70	0,05	0,05	3,64	0,20	3,52	1,38	4,30			

334

Poteau 2E					Poteau 2E'				Poteau 8G				Poteau 8H			
		N _{max} M _{Corr.}	N _{mini} M _{Corr.}	M _{max} M _{corr.}		N _{max} M _{Corr.}	N _{min} M _{corr.}	M _{max} N _{corr.}		N _{max} M _{corr.}	N _{min} M _{corr.}	M _{max} N _{corr.}		N _{max} M _{corr.}	N _{min} M _{corr.}	M _{max} N _{corr.}
S _{OLL}	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₂
N	9,007	9,36	5,97	9,36	10,31	10,439	6,976	10,103	8,148	8,104	5,671	8,104	7,207	7,068	5,099	7,068
M	0,035	1,936	1,581	1,936	0,05	2,35	2,041	2,45	0,175	1,236	0,851	1,236	0	1,079	0,899	1,079
e ₀	CS	20,68	26,48	20,68	CS	22,51	29,26	24,25	2,15	15,25	15,01	15,25	C.S	15,26	17,63	15,26
f		32,68	38,48	30,68		34,51	41,26	36,25	EC	27,25	27,01	27,25		27,26	29,63	27,26
M _f		3,06	2,30	3,06		3,60	2,88	3,66		2,21	1,53	2,21		1,93	1,51	1,93
y		0,0499	0,0376	0,0499		0,0589	0,0470	0,0538		0,038	0,025	0,0361		0,034	0,024	0,034
K		32,3	45,4	38,3		34,6	39,7	34,3		46,6	57,4	46,6		59,50	58	59,50
E		0,9062	0,9172	0,9062		0,8992	0,9086	0,8986		0,9188	0,9309	0,9188		0,9237	0,9315	0,9237
V _b		109,66	92,51	109,66		121,39	105,79	123,45		90,13	73,17	90,13		83,17	72,4	83,17
A _{fs}		3,00	2,21	3,00		3,53	2,79	3,59		2,12	1,45	2,12		1,84	1,43	1,84
A _{cs}	<0	2,23	1,42	2,23	<0	2,48	1,66	2,40		1,93	1,35	1,93		1,68	1,21	1,68
A _{cal}		0,77	0,79	0,77		1,05	1,13	1,19		0,19	0,10	0,19		0,16	0,22	0,16
A _{min}	<A _{min} ^{RPA}								A'<0				A'<0			

53

potéau 3B

potéau 6A

EFF	N _{max}	M _{cor}	N _{max}	M _{cor}	N _{max}	M _{cor}	N _{max}	M _{cor}	N _{max}	M _{cor}	N _{max}	M _{cor}	N _{max}	M _{cor}	N _{max}	M _{cor}
SOL	S P ₁		S P ₂		S P ₂		S P ₂		S P ₁		S P ₂		S P ₂		S P ₂	
Sens	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long
N	34,02	1,137	33,72	1,447	24,424	0,610	33,72	0,777	-2,54	0,315	-14,849	1,968	8,097	-1,464	9,727	2,374
M	24,165	0,004	25,579	19,669	16,013	16,394	25,579	19,672	2,107	0,044	2,858	3,431	5,65	3,381	6,962	4,119
Q ₀	71,03	0,351	75,86	1313,76	65,56	2697,54	75,86	2564,8	82,95	13,97	19,25	174,34	69,78	231,35	71,57	173,5
f	91,03	EC	95,86	1333,76	85,56	2707,54	95,86	2584,8	94,95	25,97	31,25	186,34	81,78	249,35	83,57	185,5
Mf	30,97		32,32	19,96	20,9	16,52	32,32	20,08	2,412	0,082	4,64	3,67	6,62	3,56	8,13	4,40
μ	0,1638		0,1140	0,0704	0,0737	0,0592	0,1140	0,0708	0,0592	0,002	0,0757	0,0599	0,1082	0,0581	0,1382	0,0719
K	17,74		24,1	30,98	30,1	34,87	24,1	30,88	31,5	22,5	29,6	34,3	23,5	34,9	20,5	30,6
E	0,8473		0,8721	0,8912	0,8991	0,8998	0,8721	0,8910	0,8990	0,9792	0,8879	0,8986	0,8701	0,8998	0,8992	0,8903
σ ₆	157,83		174,27	135,57	139,53	120,45	174,27	136,01	81,15	12,44	141,89	122,45	178,72	129,34	204,8	137,25
R	20,44															
α	0,4232															
ε	0,8590															
μ'	0,1817															
γ ₁	19,05															
σ _a	1515,62															
M ₁	25,20															
ΔM	5,77															
A'	9,52															
Aps	28,43		19,61	11,85	12,44	9,71	19,61	11,92	3,55	0,1107	4,61	3,6	6,71	3,49	8,34	4,36
Acs	12,15		9,03	0,356	5,81	0,145	8,03	0,185	0,91	0,1125	3,53	0,47	2,89	0,17	2,31	0,565
Acal	15,93		11,58	11,49	6,63	9,65	11,58	11,73	4,46	<0	8,14	3,13	3,818	3,66	6,03	3,79

933

EFF	Nmax	Mcor	Nmax	Mcor	Nmax	Mcor	Nmax	Mcor	Nmax	Mcor	Nmax	Mcor	Nmax	Mcor	Nmax	Mcor
SOL	S P ₂		S P ₂		S P ₂		S P ₂		S P ₂		S P ₂		S P ₂		S P ₂	
Sens	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long
N	4,34	1,05	16,59	4,23	-6,945	-1,29	-7,82	-1,29	31,755	1,05	33,723	4,23	21,06	-1,29	33,72	-1,29
M	31,77	0,05	12,153	14,38	43,155	14,43	53,47	14,43	57,89	0,05	75,92	14,38	29,50	14,43	75,92	14,43
Co	732,03	4,76	73,25	339,9	621,38	1118,6	683,75	1118,6	182,27	4,76	225,13	339,9	140,07	1118,6	225,13	1118,8
f	752,03	EC	93,25	359,9	641,39	1138,6	703,75	1138,6	202,27	EC	245,13	359,9	160,07	1138,6	245,13	1138,6
Mf	32,64		15,47	15,23	44,54	14,69	55,03	14,69	64,23	S=0,1	82,66	15,23	33,71	14,69	82,66	14,69
μ	0,1727		0,0548	0,0538	0,1571	0,0519	0,1941	0,0519	0,3398	S=326,19	0,2916	0,0538	0,1187	0,0519	0,2916	0,0519
K	17,1		36,2	36,6	18,28	37,4	15,77	37,4	10,45	B=0,75	11,74	36,6	22,1	37,4	11,74	37,4
E	0,8442		0,9023	0,9031	0,8497	0,9046	0,8369	0,9046	0,8035	C=56,37	0,8130	0,9031	0,8652	0,9046	0,8130	0,9046
b'	163,74		116,02	114,7	229,7	112,30	266,33	112,30	267,9	D=284,99	357,75	114,7	190,04	112,30	357,75	112,3
K	20,44				20,44		20,44		20,44		20,44				20,44	
α	0,4232				0,4232		0,4232		0,4232		0,4232				0,4232	
E	0,859				0,859		0,859		0,859		0,859				0,859	
μ'	0,1817				0,1817		0,1817		0,1817		0,1817				0,1817	
y ₁	19,05				19,05		19,05		19,05		19,05				19,05	
b ₁	1515,62				2213,43		2273,43		1515,62		2273,43				2273,43	
M ₁	25,20				37,81		37,81		25,20		37,81				37,81	
ΔM	7,44				6,73		17,22		39,03		57,46				44,85	
A'	12,27				7,4		18,84		644		49,32				49,32	
Aps	29,92		9,07	8,92	27,23	8,59	33,54	8,59	58,13		57,48	8,92	20,61	8,59	57,48	8,59
Acs	1,55		3,95	1,00	1,65	0,31	1,86	0,31	11,34		8,03	1,00	5,01	0,31	8,03	0,31
Acal	28,37		5,12	7,92	28,68	8,90	35,4	8,9	46,79		49,45	7,92	15,6	8,9	49,45	8,9

73

potreau 7B

potreau 7B

EFF	N _{max}	M _{cor}	N _{max}	M _{cor}	N _{max}	M _{cor}	N _{max}	M _{cor}	N _{max}	M _{cor}	N _{max}	M _{cor}	N _{max}	M _{cor}	N _{max}	M _{cor}
SOL	S P ₂		S P ₂		S P ₂		S P ₂		S P ₂		S P ₂		S P ₂		S P ₂	
Sens	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long
N	30,151	0,358	32,142	5,878	20,094	-5,161	27,33	5,878	30,18	0,358	31,445	5,878	21,65	-5,161	31,445	5,878
M	6,66	0,102	28,554	14,805	28,474	147,03	35,962	14,805	47,699	0,102	59,577	14,805	25,854	14,703	59,577	14,805
Q ₀	22,06	28,49	88,84	251,87	146,68	284,89	131,58	251,87	151,42	28,49	189,46	251,87	119,42	284,89	189,46	251,87
F	42,09	48,49	108,84	271,87	166,68	304,89	151,58	271,87	171,42	48,49	209,46	271,87	139,42	304,89	209,46	271,87
M _F	12,69	0,173	34,98	15,98	33,49	15,73	41,43	15,98	51,73	0,173	65,86	15,98	30,18	15,73	65,86	15,98
μ	0,0672	0,0009	0,1233	0,0563	0,1181	0,0553	0,1463	0,0563	0,2736	0,0009	0,2323	0,0563	0,1064	0,0553	0,2323	0,0563
K	31,9	340	21,55	35,6	22,18	36	19,2	35,6	12,3	340	13,85	35,6	23,76	36	13,85	35,6
E	0,8934	0,9859	0,8632	0,9012	0,8655	0,9020	0,8538	0,9012	0,8169	0,9859	0,8267	0,9012	0,8710	0,9020	0,8267	0,9012
β ₀	87,77	8,23	194,89	117,98	189,36	116,67	218,75	117,98	227,64	8,23	303,25	117,97	176,77	116,67	303,25	117,97
β̄							20,44		20,44		20,44				20,44	
α							0,4232		0,4232		0,4232				0,4232	
ε							0,8590		0,8590		0,8590				0,8590	
μ'							0,1817		0,1817		0,1817				0,1817	
γ ₁							19,05		19,05		19,05				19,05	
β _α							227372		1515,15		227373				227373	
M ₁							37,81		25,2		37,81				37,81	
ΔM							3,82		26,53		28,05				28,05	
A'							3,98		43,77		30,85				30,98	
A _{FS}	11,27	0,139	21,44	9,38	20,47	9,23	25,44	9,38	46,97	0,139	39,98	9,38	18,33	9,23	89,98	9,38
A _{CS}	10,77	0,127	7,65	1,40	4,78	1,23	6,51	1,40	10,78	0,127	7,49	1,40	5,15	1,23	7,49	1,40
A _{cal}	0,50	0,012	13,79	7,98	15,69	10,46	18,93	7,89	36,19	0,012	32,49	7,98	13,18	10,46	32,49	7,98

Espacement												Vérification de l'effort tranchant.									
Poteau	T(t)	z	Az	Cadre et étriers	t	Z. Courants		Z. NODALE		ZN ZC		p(m)	I (m ⁴) · 10 ⁻³	B (m ²)	L · 10 ³	λ	n	T(t)	Z(m)	σ _b (kg/cm ²)	σ _b
						E	t _{adopt}	E	t _{adopt}	A _{tmin}	A _{tmin}										
1 B	1,024	23,62	2,01	2 Cadrés φ8	151	19,2	16	15	14	1,68	1,92	2,777	0,675	0,09	0,0866	23,7	2	1,024	23,62	2,89	40,91
2 B	4,677	39,37	2,01	"	33	19,2	16	15	14	1,68	1,92	2,737	5,208	0,25	0,144	39,41	2	4,677	39,37	4,75	/
2 B'	3,22	39,37	2,01	"	48	19,2	16	15	14	1,68	1,92	1,358	5,208	0,25		19,55	2	3,22	39,37	3,27	/
2 E	0,613	23,62	2,01	"	252	19,2	16	15	14	1,68	1,92	2,737	0,675	0,09	0,0866	23,7	2	0,613	23,62	1,73	/
2 E'	3,036	23,62	2,01	"	51	19,2	16	15	14	1,68	1,92	1,358	0,675	0,09		11,76	3	3,036	23,62	10,84	/
3 B	7,225	39,37	2,01	"	21,4	19,2	18	15	14	2,8	3,6	3,815	5,208	0,25	0,144	54,93	2	7,225	39,37	3,67	/
6 A	3,032	23,62	2,01	"	51	19,2	16	15	14	1,68	1,92	2,737	0,675	0,09	0,0866	23,7	2	3,032	23,62	8,56	/
6 B	17,262	39,12	4,71	3 Cadrés φ10	81	19,2	15	15	12	2,88	3,6	3,437	5,208	0,25	0,144	49,49	2	17,262	39,37	17,54	/
6 B'	20,528	48,12	4,71	"	17,6	19,2	15	15	12	2,88	3,6	1,078	5,208	0,25		15,52	2	20,528	39,37	20,86	/
7 A	2,406	23,62	2,01	2 Cadrés φ8	64	19,2	16	15	14	1,68	1,92	2,737	0,675	0,09	0,0866	23,7	2	2,406	23,62	6,79	/
7 B	18,957	39,37	4,71	3 Cadrés φ10	15,65	19,2	12	15	9	1,8	2,4	2,653	5,208	0,25	0,144	38,2	2	18,957	39,37	19,13	/
7 B'	26,518	39,37	4,71	"	11,18	19,2	10	15	8	1,6	2,0	1,078	5,208	0,25		15,5	2	26,518	39,37	26,94	/
8 A	0,732	23,62	2,01	2 Cadrés φ8	211	19,2	16	15	14	1,68	1,92	2,653	0,675	0,09	0,0866	22,97	2	0,732	23,62	2,06	/
8 G	0,504	23,62	2,01	"	307	19,2	16	15	14	1,68	1,92	2,653	0,675	0,09		22,97	2	0,504	23,62	1,42	/
8 H	0,546	23,62	2,01	"	283	19,2	16	15	14	1,68	1,92	2,653	0,675	0,09		22,97	2	0,546	23,62	1,54	/

Ferraillage des Poteaux

{ } { }

Poteau	A min		RPA			total armature A adp totale	Ferraillage	
	long	trans	A tot	A min	A max		Long	trans
1B	5,42	1,31	6,73	9	36	28,14	5T16	4T16
2B	7,01	2,63	9,64	25	100	32,16	6T16	4T16
2B'	4,32	2,68	7	25	100	32,16	6T16	4T16
3B	11,73	15,93	27,66	25	100	45,12	2T25+ 2T16	4T25
6A	3,79	8,14	11,93	9	36	28,14	4T16	5T16
6B	8,675	27,59	34,4	36	144	86,58	4T25+ 2T16	8T25
6B'	8,675	37,46	44,21	36	144	86,58	4T25+ 2T16	8T25
7A	4,31	6,51	10,82	9	36	24,37	4T16	2T16 2T20
7B	10,46	18,93	29,39	25	100	99,12	4T25+2T20 +2T16	8T25+ 2T20
7B'	10,64	43,77	53,81	25	100	99,12	4T25+2T20 +2T16	8T25+ 2T20
8A	3,64	1,30	4,94	9	36	22,86	3T20	2T20 +1T16

Pot.	A	A min RPA	A max RPA	A adp	Ferraillage	
					trans.	long.
2E	0,79	9	36	25,13	3T20	3T20
2E'	1,19	9	36	25,13	3T20	3T20
1E	0,29	9	36	25,13	3T20	3T20
8G	0,19	9	36	25,13	3T20	3T20
8H	3,89	9	36	25,13	3T20	3T20

Remarque: Pour le poteau 6B et 6B':

Le 1^{er} calcul de ferraillage avec la section donnée par le prédimensionnement donne une section d'armature dont le pourcentage dépasse Amax de RPA, un 2^{eme} calcul avec une section 60x60 donne les résultats illustrés ci-dessus.

Fondations

Introduction : Les fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles.

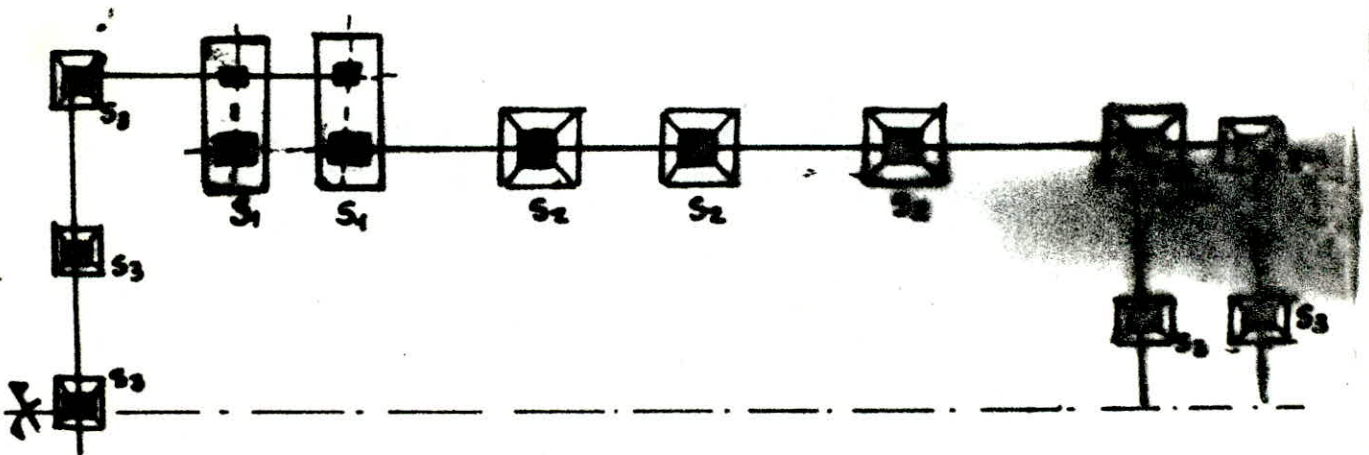
Nous avons deux types de fondations :

- Semelles continue sous deux poteaux.
- Semelles isolées sous poteaux.

Choix de ces semelles :

- Semelle isolée sous un poteau : ce type de semelle a été choisi du fait que les poteaux sont suffisamment espacés de façon à ne pas craindre l'interférence des contraintes.
- Semelles continues : Ce type a été choisi parce que parmi les poteaux il y a certains qui sont rapprochés ; donc il y a risque d'interférence des contraintes.

Calcul : se fait en compression simple sous $N = \max(1,5N_{sp_1}, N_{sp_2})$



- Notation :
- * N : charge transmise au sol
 - * $\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible du sol.
 - * L : Longueur de la semelle
 - * B : Largeur de la semelle.

17 Semelle continue sous 2 poteaux

$$N_1 = 30,52 \text{ t}$$

$$N_2 = 2,57 \text{ t}$$

} sous SP_1
 $R = N_1 + N_2$

Prédimensionnement de la semelle.

L : Longueur ; B : Largeur

R est excentrée \rightarrow on choisit :

une semelle excentrée du côté de la plus grande charge .

$$\sigma = \frac{N}{B \cdot L} \leq \bar{\sigma}_s = \gamma_D + \frac{\gamma \frac{B}{2} N_2 + \gamma_D (N_1 - 1) + C N_c}{F}$$

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3 ; D = 2,00 \text{ m} ; C = 0,45 ; F = 3 ;$$

$$\varphi = 20^\circ \rightarrow N_{\gamma} = 4,97 ; N_{\varphi} = 44 ; N_c = 14,8$$

Pour vérifier l'inégalité on prend $B = 1,20 \text{ m} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 1,43 \text{ t/m}^2$

$$h \geq \frac{B-b}{4} = \frac{150-50}{4} = 20 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm} \rightarrow h_t = 45 \text{ cm}.$$

$$e \geq 6\phi + 6 \text{ avec } \phi = 16 \rightarrow e \geq 15,6 \rightarrow e = 20 \text{ cm}.$$

Bilan et position des efforts sur les semelles :

$$N_3 = N_1' + N_2' = (\text{pds des terres} + \text{poids de la semelle})$$

Poids propre de la semelle :

$$N_3 = 20 \left[0,2 \cdot 1,5 + (1,5 + 0,5 + 2 \cdot 0,1) \cdot \frac{2,25}{2} \right] = 4,6 \text{ t}$$

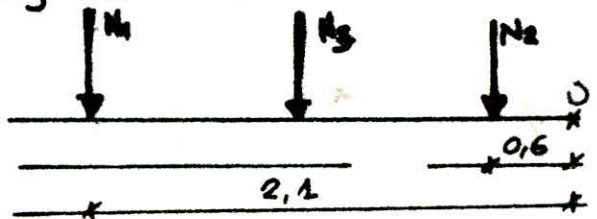
Poids des terres :

$$N_3' = \left[(2,00 - 0,45) \cdot 1,5 + 0,25 \cdot 2 \cdot \frac{0,4}{2} \right] \cdot 2 \cdot 3,2 = 15,52$$

$$N_3 = 15,52 + 4,6 = 20,12$$

$$N_{\text{tot}} = N_1 + N_2 + N_3 = 53,21 \text{ t}.$$

$$\begin{aligned} \Sigma M/O &= 30,52 \cdot 2,1 + 2,57 \cdot 0,6 \\ &+ 20,12 \cdot 1,60 = 53,21 \cdot x \end{aligned}$$



$$\rightarrow x = 1,84, \text{ l'excentricité } e = 1,84 - 1,60 = 0,24$$

$$e = 0,2 < \frac{L}{4} = \frac{3,2}{4} = 0,8 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

Pour les semelles continues sous poteaux la répartition des contraintes sur le sol est en fonction de la raideur de la semelle.

utilisons la théorie de la poutre auxiliaire.

on calcule $l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$

I: moment d'inertie de la semelle = $200 \cdot \frac{40^3}{12}$

E: module d'élasticité de béton.

K: Coefficient de raideur du sol = $4,0 \text{ Kg/cm}^2$

b: largeur de la semelle = $1,50 \text{ m}$.

→ $l_e = 180,72 \text{ cm}$

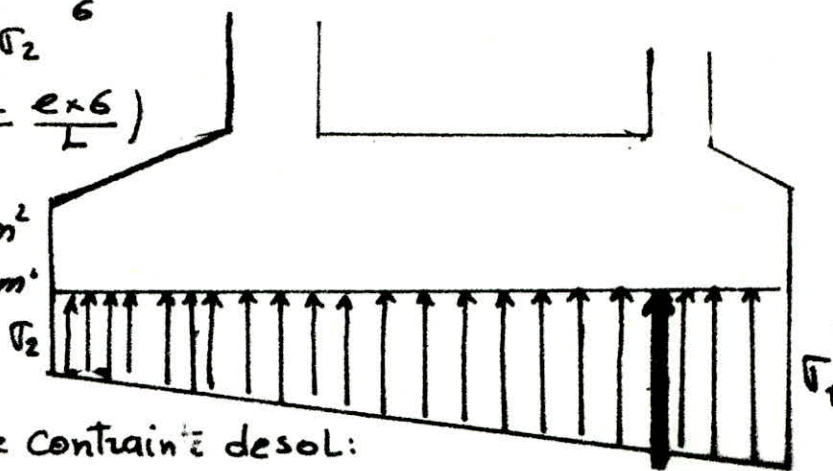
$l = 150 < \frac{l_e}{2} + 180,72$ → on a une répartition linéaire.

$e = 0,24 < \frac{l}{6} = \frac{312}{6} = 0,53$ ⇒ répartition trapezoidale

calcul de σ_1, σ_2

$\sigma_{1,2} = \frac{N_{tot}}{L \cdot B} \left(1 \pm \frac{e \times 6}{L} \right)$

$\begin{cases} \sigma_1 = 1,507 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,6097 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$



Vérification de contrainte desol:

$\sigma \left(\frac{l}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 1,507 + 0,6097}{4} = 1,35 < \bar{\sigma}_s = 1,43$ vérifié.

Ferraillage de la semelle:

a) longitudinalement, elle agit comme une poutre renversée avec les poteaux comme appuis, soumise à une charge "q" uniformément répartie

$q = \sigma \left(\frac{l}{4} \right) \cdot B = 1,35 \cdot 1,50 = 202,5 \text{ Kg/cm} = 20,6 \text{ Kg/ml}$

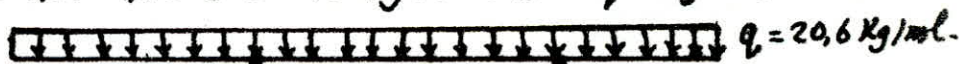
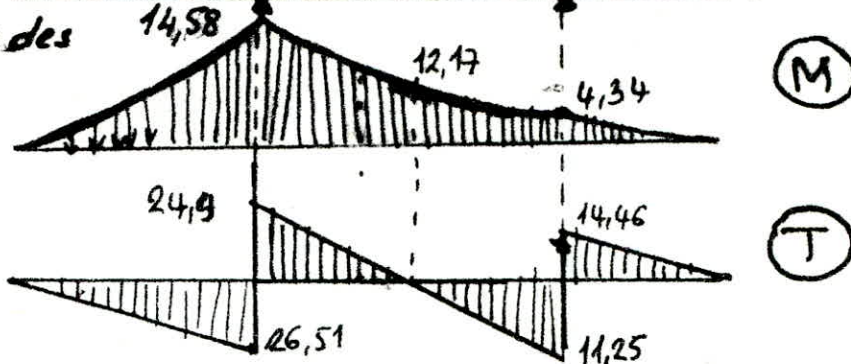


Diagramme des efforts



Armature Longitudinale de traction :

$$M_{1, \max} = 14,58 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 14,58 \cdot 10^5}{2800 \cdot 60 \cdot 40^2} = 0,0814 \rightarrow \begin{cases} K = 28,25 \\ \epsilon = 0,8844 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{28,5} = 98,24 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{14,58 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8844 \cdot 40} = 14,72 \text{ cm}^2$$

Soit 10 T16 $A = 20,10 \text{ cm}^2$

Moment en travée = -12,17

$$\mu = \frac{15 \cdot 12,17 \cdot 10^5}{2800 \cdot 60 \cdot 40^2} = 0,0679 \rightarrow \begin{cases} K = 31,7 \\ \epsilon = 0,8929 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{31,7} = 88,32 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{12,17 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8929 \cdot 40} = 12,16 \quad \text{on peut admettre le ferrailage précédent 10 T16.}$$

Vérifications:1) Condition aux Appuis :

$$A \geq \left(T + \frac{M}{z} \right) \bar{\sigma}_0 \quad A = 20,10 \text{ cm}^2$$

Appui 1: $M = -14,58$
 $T = 26,51 \rightarrow \left(T + \frac{M}{z} \right) / \bar{\sigma}_0 < 0$ vérifié.

Appui 2: $M = -4,34$
 $T = 14,46 \rightarrow \left(T + \frac{M}{z} \right) / \bar{\sigma}_0 = 0,735 < A$ vérifié

2) Condition de non entrainement :

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T_{\max}}{n p z} = \frac{26,51 \cdot 10^3}{50,27 \cdot 35} = 15,06 < \bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

* Armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b z} = \frac{26,51 \cdot 10^3}{60 \cdot 35} = 12,62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_m < \bar{\sigma}'_b = 98,24 < 2\bar{\sigma}'_b = 137 \rightarrow \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_b$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_b = 18,08 > \bar{\sigma}_b \text{ (vérifié).}$$

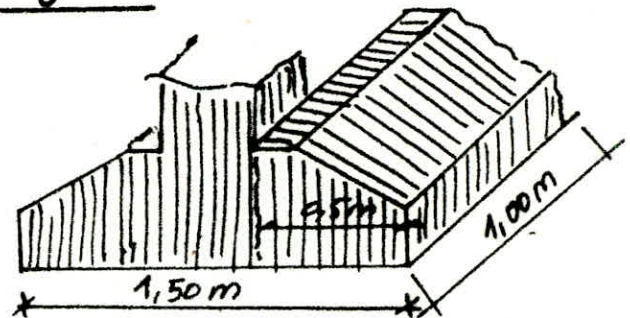
donc on peut utiliser des armatures transversales \perp à la ligne moyenne, soit (2 cadres + 1 étrier) T10

$$A_t = 4,61 \text{ cm}^2 \text{ avec } \bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{espacement: } t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{4,61 \cdot 7/8 \cdot 40 \cdot 2800}{26,51 \cdot 10^3} = 14,04 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \begin{cases} t_1 = 0,2h = 6 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) h = 14,33 \end{cases}$$

on prend un espacement constant $t = 13$ le long de la poutre.
 * Armatures \perp à la poutre de rigidité:



$$q = \sigma \left(\frac{l}{4}\right) \times 1,00 = 1,35 \cdot 1,00 = 1,35$$

$$q = 13,5 \text{ t/ml.}$$

$$M_{\max} = q \frac{l^2}{2} = 13,5 \cdot \frac{0,5^2}{2} = 1,69 \text{ t.m.}$$

$$T_{\max} = q \cdot l = 13,5 \cdot 0,5 = 6,75 \text{ t.}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,69 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 40^2} = 0,0056 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 132 \rightarrow \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_b (A' = 0) \\ \epsilon = 0,9660 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{1,69 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9660 \cdot 40} = 1,56$$

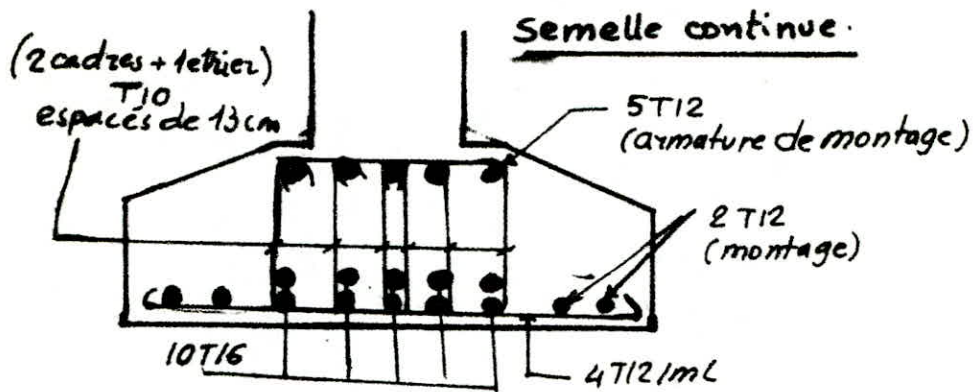
$$\text{soit } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

* Vérification du cisaillement au niveau de l'encastrement:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{6,75 \cdot 10^3}{b \cdot z} = 1,92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_b = 0 \rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65$$

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$



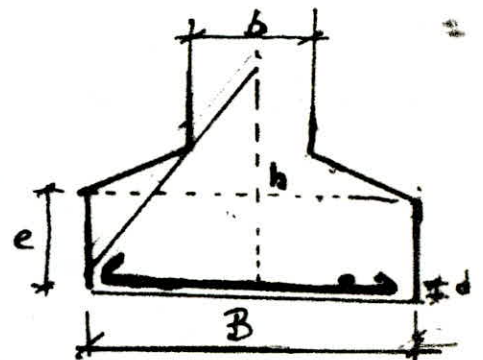
2^{ème} Semelle isolée sous poteau 3:

$$N_1 = 35,34t \text{ (Sp}_1\text{)}$$

Dimensionnement de la semelle:

on prend une semelle carrée puisqu'on a un poteau carré.

$$\sigma_s = \frac{N}{B \cdot L} = \frac{N}{B^2} \leq \bar{\sigma}_s$$



$$\bar{\sigma}_s = \frac{\gamma D + \frac{\gamma B}{4} N_8 + \gamma D(N_9 - 1) + 1,3 C N_c}{F}$$

pour un ancrage $D = 2m$; $B = L = 200cm \rightarrow \bar{\sigma}_s = 1,46 \text{ Kg/cm}^2$

hauteur de la semelle:

$$h \geq \frac{200 - 50}{4} = 37,5 \rightarrow h = 40cm \rightarrow h_t = +45cm$$

$$e \geq 6\phi + 6 \quad \phi = 1,6cm \rightarrow e = 20cm$$

Poids propre de la semelle:

$$P_s = 2,5 \cdot 2,00 (0,20 \cdot 2,0 + (2,0 + 0,5) \cdot \frac{0,25}{2}) = 3,56t$$

$$\text{poids propre des terres: } 2 \times 2,0 \times \left[2,0^2 \cdot 0,25 \cdot \left(\frac{0,5 + 2}{2} \right) \right] = 14,75t$$

$$N_T = 35,34 + 3,56 + 14,75 = 53,65t$$

Vérification de la contrainte sous semelle:

$$\frac{N_T}{B^2} = \frac{53,65 \cdot 10^3}{200 \cdot 200} = 1,34 < \bar{\sigma}_s' = 1,40t \cdot m$$

Ferrailage: Le calcul des armatures se fera par la méthode des bielles.

on a abouti aux résultats suivants:

pour une semelle carrée $B \times B$. les efforts de tractions dans l'acier sont

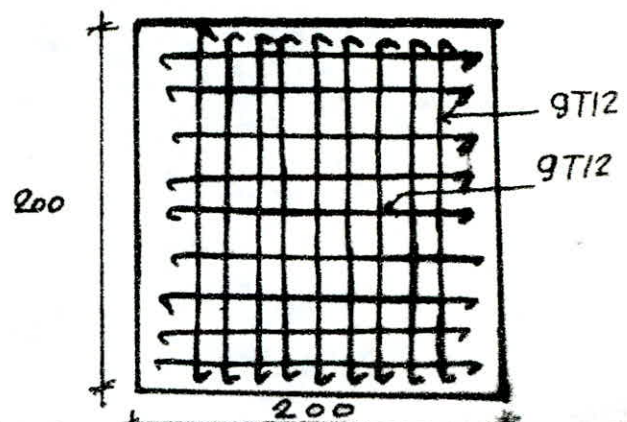
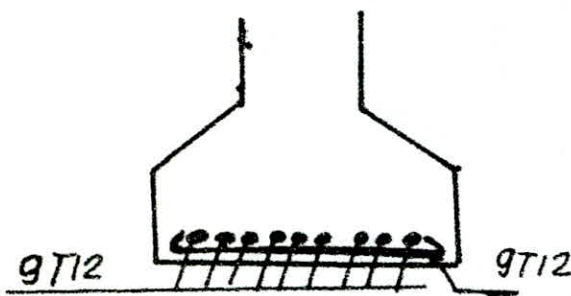
$$F_x = F_y = \frac{Q(A-a)}{8h} ; A_x = A_y = \frac{F_x}{\sigma_a}$$

Pour notre cas:

$$F_x = F_y = \frac{53,65 \cdot 10^3 (200 - 50)}{8 \cdot 40} = 25,15 \cdot 10^3 \text{ Kg}$$

$$\rightarrow A_x = A_y = \frac{25,15 \cdot 10^3}{2800} = 8,98 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_x = A_y \rightarrow 9 \text{ T12}$ ($A = 10,17 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $t = 24 \text{ cm}$



3/ Semelle sous poteau 1E (idem toutes les semelles sous poteau 30×30 .)

$$N = 9,087 \text{ t} ; D = 2,00 \text{ m} ; B \cdot B = 120 \cdot 120 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 1,81 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h \geq \frac{A-a}{4} = \frac{120-30}{4} = 22,5 \rightarrow h = 25 \text{ cm}, h_t = 30 \text{ cm} ; e = 15 \text{ cm}$$

$$\text{poids propre de la semelle: } 2,5 \cdot 1,2 \left[1,2 \cdot 0,15 + \left(\frac{1,2+0,3}{2} \right) \cdot 0,15 \right] = 0,877 \text{ t}$$

$$\text{poids des terres: } 2 \cdot 1,2 \left[1,85 - \left(\frac{1,2+0,3}{2} \right) \cdot 0,15 \right] = 4,17$$

$$N_{\text{tot}} = 14,13 \text{ t}$$

Vérification de contrainte du sol: $\frac{N}{B^2} = 0,98 < \bar{\sigma}_s = 1,31$ vérifiée

$$\text{Ferrailage: } F_x = F_y = \frac{Q(A-a)}{8h} = 6,36 \text{ t} \rightarrow A_x = A_y = \frac{6,36 \cdot 10^3}{2800} = 2,27$$

soit $5 \text{ T10} = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 28 cm .

Calcul des tassements par la méthode globale du module de réaction du sol.

Résultat de l'étude du sol:

les sondages réalisés pour la reconnaissance du sol montrent un sol homogène.

Sous une couche de limon argileux à sableux de 4,5m nous rencontrons du tuff incompressible.

L'essai triaxial et rectiligne donnent les coef $\phi = 20^\circ$, $c = 0,15$.

Pour le calcul des tassement, on admet l'hypothèse de Westergaade qui suppose qu'en chaque pt de la surface chargée la contrainte verticale q qui règne dans le terrain est proportionnelle au tassement observé $q = K_s \cdot S$
 K_s : coef de raideur ou module de réaction qui est une caractéristique intrinsèque du sol (en Kg/cm^3).

Boussinesque a calculé le tassement de la plaque infiniment rigide reposant sur un milieu élastique de coef E' , ν'
 la plaque est circulaire de rayon R elle supporte une pression q constante.

le tassement est donné par la formule: $S = f \frac{1-\nu'^2}{E'}$ B.q.

E', ν' : caractéristique intrinsèque du sol.

S : tassement en cm.

B : largeur de la semelle en cm.

q : contrainte moyenne appliquée à la semelle $\leq \bar{\sigma}_s$

f : coef de forme dépend des dimensions de la semelle et de sa rigidité.

la formule précédente peut être écrite: $q = K S$

K : module de réaction du sol.

A défaut d'essai de plaque et pour déterminer la valeur K on utilise les résultats donnés par Terzaghi

$$K = K_0 \left(\frac{B+30}{2B} \right)^2$$

$$K_0 = 40 \text{ MN/m}^3 = 4 \text{ Kg/cm}^3$$

B : longueur de la semelle.

Vérification des tassements :

Semelle continue sous deux poteaux : $B = 150 \text{ cm}$

$$K = 40 \left(\frac{30 + 150}{2 \times 150} \right)^2 = 14,4 \text{ MN/m}^3 \rightarrow K = 1,45 \text{ Kg/cm}^2$$

Tassement réel sous la semelle :

$$q_{\max} = \sigma_1 = 1,507 \rightarrow S_M = \frac{q_M}{K} = \frac{1,507}{1,45} = 1,046 \text{ cm} < S_{\text{adm}} \\ S_{\text{adm}} = 5 \text{ cm}$$

$$q_{\min} = \sigma_2 = 0,6097 \rightarrow S_m = \frac{q_m}{K} = \frac{0,6097}{1,44} = 0,423 < S_{\text{adm}}$$

Calcul des tassement différentielle :

$$\delta = \frac{\Delta S}{L} = \frac{1,046 - 0,423}{320} = 1,94 \cdot 10^{-3} < \frac{1}{500} = 2 \cdot 10^{-3}$$

Tassement de la semelle isolée (3)

$$B = 200 \quad ; \quad K = K_0 \left(\frac{B+30}{2B} \right)^2 = 1,32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S = \frac{\sigma_3}{K} = \frac{1,34}{1,32} = 1,01 < S_{\text{adm}} = 5 \text{ cm}$$

Tassement réel sous la semelle E_1

$$B = 120 \rightarrow K = 1,56 \Rightarrow S = \frac{\sigma_3}{K} = \frac{0,98}{1,56} = 0,63 \text{ cm} < S_{\text{adm}}$$

Tassement entre les semelle :

$$S_1 = \frac{3S_M + S_m}{4} = 0,89 \quad ; \quad S_2 = 1,01 \Rightarrow \Delta S = 0,12 < 5 \text{ cm}$$

La vérification au tassement est satisfaisante.

entre semelle 1 et 3 : $\Delta S = 0,89 - 0,63 < 5 \text{ cm}$

entre semelle 2 et 3 : $\Delta S = 1,01 - 0,63 < 5 \text{ cm}$

\Rightarrow La vérification au tassement est satisfaisante.

Longrines

Les longrines seront calculées conformément à l'article (4.2.33 RPA)
 les longrines doivent pouvoir équilibrer une force axiale de compression ou de traction au moins égales à 10% (pour les terrains de consistance meuble) de la plus grande charge verticale.

Dans notre cas la plus grande charge verticale est $N^{\max} = 30,516 \text{ t}$

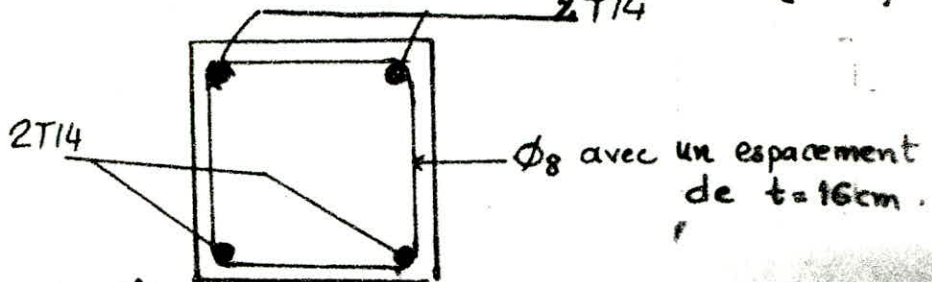
$$\Rightarrow N = \frac{N^{\max}}{10} = \frac{30,516}{10} = 3,0516 \text{ t.}$$

on prendra des longrines 30x30

* En Compression:

$$\sigma_b = \frac{3,0516 \cdot 10^3}{30 \times 30} = 33,9 < \bar{\sigma}_b. \quad A_e \text{ n'est pas nécessaire.}$$

* en traction: $A_e = N / \sigma_a = 3051,6 / 2800 = 1,09 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on prend 4T14
 (A = 6,16 cm²)



Condition de Non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot 30 \cdot 27 \cdot \frac{5,9}{2800} = 1,177 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérficé.}$$

Voile périphérique

Prescription (R.P. A 81)

Les ouvertures au dessous de niveau de base, formées de poteaux courts (vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base en Z I et III. Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessus:

- épaisseur $\geq 15 \text{ cm.}$
- Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section $\geq 0,2\%$ de la section transversale totale de béton

avec recouvrement $\geq 50 \phi$, équerre de renforcement dans les angles.
 - Armatures longitudinales de peau de section $\geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par ml de hauteur

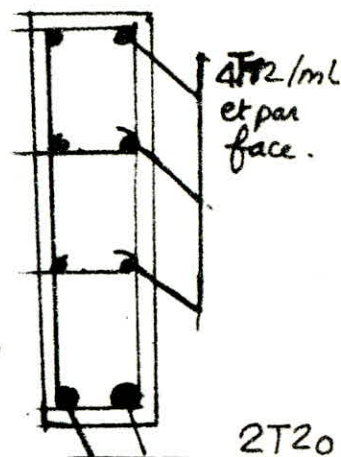
$$h = 110 \text{ cm} ; e = 20 \text{ cm}.$$

Ferrailage:

$$A_L = \frac{0,2 \cdot N_D \cdot 20}{100} = 4,4 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 2 \text{ T20} \quad (A = 6,28 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\text{de peau}} \geq 2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightsquigarrow$$

$$\text{soit } 4 \text{ T12} \quad (A = 4,52 \text{ cm}^2) / \text{ml et par face}.$$



Voile sous rampe

On adopte un voile au niveau des fondations des grand poteaux pour augmenter leur rigidité et pour reprendre la charge de la rampe et les moments au niveau inférieur des poteaux.

Le voile sera soumis au moment $M = 53,47 \text{ t.m}$

$$b = 25 \text{ cm}$$

Ferrailage du voile (armature horizontale)

$$\mu = \frac{15,53,47 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 90^2} = 0,0944 \rightarrow \begin{cases} K = 25,7 \\ E = 0,8771 \end{cases}$$

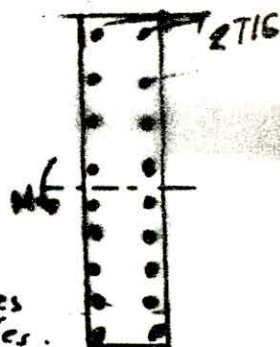
$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{25,7} = 163,42 < \bar{\sigma}'_{b(su)} \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{53,47 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8771 \cdot 90} = 16,12 \text{ cm}^2$$

On adopte $8 \text{ T16} + 2 \text{ T14} \rightarrow 19,16 \text{ cm}^2$

Calcul des armatures verticales.

$$q = 1,169 \text{ t.m.}$$



pois propre : $0,25 \cdot 2,5 \cdot 1,2 = 0,75t$

pd total = $1,92t$

moment max = $1,61$

Calcul des armatures sous N et M.

En appliquant la formule de Navier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot v}{I} ; \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 130208 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{1920}{25 \times 100} \mp \frac{1,61 \cdot 10^5 \cdot 12,5}{130208} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 16,22 \\ \sigma_2 = -14,68 \end{cases}$$

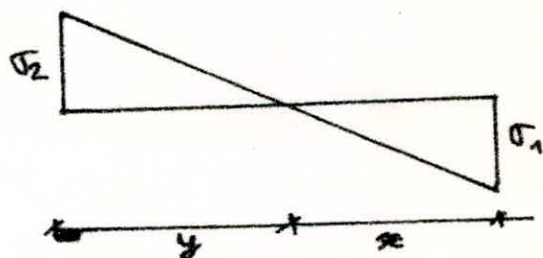
Le voile est partiellement comprimé.

Détermination des volumes des contraintes de traction.

$$\frac{x}{y} = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{16,22}{14,68} = 1,105$$

$$x + y = 25$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 13,12 \\ y = 11,88 \end{cases}$$



Volume des contraintes :

$$F_a = \frac{16,22 \times 13,12 \times 100}{2} = 10640,3 \text{ Kg}$$

$$A = \frac{F_a}{\sigma_a} = 3,8 \text{ cm}^2$$

5 T 14 $\rightarrow 7,69 \text{ cm}^2$ avec ferrailage symétrique.

