

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : *genie civil*

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**EXTENSION DE
(E.N.P.)**

R+2 + 2(R+1) portique

Proposé par :
E. N. P. A

Etudié par :
A. BEN AÏSSA

Dirigé par :
A. ZERZOUR



PROMOTION : *juin 84.*

DEDICACES

Je dedie ce travail à :

- Mon père, ma mère.
- toute ma famille au sens large.
- tous mes amis pour leur soutien moral durant mes études, surtout Hamoudi Med Farouk.

REMERCIEMENTS

Qu'il me soit permis de remercier mon promoteur M^r ZERZOUR ALI pour son aide pendant l'établissement de ce projet.

A tous les amis, qui ont contribué de près, ou de loin à la réalisation de ce travail, surtout HALLAL Ahmed et B. Abd-el-hak.

Abdelkader

ad

INTRODUCTION & PRESENTATION de l'OUVRAGE

Dans le cadre de l'extension de l'École Nationale Polytechnique d'Alger (ENPA), on m'a confié l'étude et les calculs des éléments résistants d'un ouvrage qui se présente comme suit :

Situation et implantation:

L'ouvrage sera construit sur le terrain limité par ; l'ENET à ^Nest, la bibliothèque à l'ouest, les bâtiments mines et Métallurgie, et celui de l'énergétique à l'est et enfin le château-d'eau au sud.

Présentation: cet ouvrage se compose de deux blocs R+4 + un bloc R+2 et s'étend sur une surface totale de (113,45 m x 15,30 m). Ces bâtiments sont à usage d'enseignement et d'administration.

Caractéristiques:

- bloc R+2 : De forme rectangulaire, il a les dimensions suivantes :

- longueur : 25 m
- largeur : 11 m
- hauteur totale : 12,82 m

Il est constitué de trois étages identiques surmontant un vide sanitaire de 70 cm.

- blocs R+4 : Composé chacun de 2 parties liée par des joints de dilatation situés respectivement à 25 m à partir de l'extrême gauche pour l'un et à 20 m à partir de l'extrême droite pour l'autre.

Ces 2 blocs sont aussi de forme rectangulaire, d'une même hauteur totale ($h = 8,48$ m), d'une même largeur ($l = 16$ m) et de longueurs respectives ($L = 45$ m, $L = 35$ m).

Tous les planchers sont identiques, et constitués par des corps creux et une dalle de compression (16+4) reposants sur des poutrelles coulées sur place. Le plancher terrasse aura une isolation thermique, hydrofuge et de forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales.

Ossature: l'ossature de nos bâtiments se compose de poutres et de poteaux, formant des portiques (longitudinaux et transversaux) qui nous assurent le contreventement.

Fondation: D'après la contrainte admissible qui m'a été donnée fictivement (2 bars à un ancrage de 2 m de profondeur), on utilisera :

- Des semelles continues sous quatre poteaux dans le sens transversal pour le bloc (R+2).
- Des semelles isolées et des semelles continues sous deux poteaux au niveau des joint de dilatation pour les blocs (R+4).

Escaliers: l'ouvrage en question comporte deux types d'escaliers; sous forme paliers-paillasse, permettant l'accès aux différents étages.

Maconnerie: - Murs extérieurs: constitués de:
• une cloison en brique creuse de 15 cm
• un vide d'air de 5 cm
• une cloisons en brique creuse de 10 cm.
- Murs intérieurs: formés de cloisons de séparation en briques creuses de 10 cm

Revêtements: Les revêtement seront faits en:
- ceramique dans les salles d'eau
- carrelage pour les salles d'étude et les bureaux.

CARACTERISTIQUES MECANQUES des MATERIAUX

Dosage du béton:

- ciment CPA325	-----	350 kg
- gravillon Cg 5/15 mm	-----	800 l
- sable	-----	400 l
- eau	-----	175 l

- Résistance nominale de compression	$\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$	art. 9.7 CCBA68
- Résistance nominale de traction	$\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$	

CONTRAINTES ADMISSIBLE

1°) contrainte de compression: $\bar{\sigma}'_b$ et $\bar{\sigma}'_t$

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

- α : dépend de la classe du ciment: pour le CPA325 $\alpha = 1$

- β : dépend du contrôle: il est obtenu $\beta = 5/6$

- γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats. $\left\{ \begin{array}{l} h_m = 10 \text{ cm} \\ C_g = 1,5 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad h_m \geq 4 C_g = 4 \times 1,5 \rightarrow \gamma = 1$

- δ : dépend de la nature de la sollicitation

- $\delta = 0,3 \rightarrow$ pour la compression simple.

- $\delta = 0,6 \rightarrow$ en flexion simple.

- ϵ : dépend de la forme de la section et de la nature de la sollicitation: $\epsilon = 1$ en compression simple

- $0,5 \leq \epsilon < 1$ dans les autres cas

- Compression simple

. Sollicitation totale pondérée du 1^{er} genre (SP₁)

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5/6 \times 1 \times 0,30 \times 1 \times 270 = 67,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

. Sollicitation totale pondérée du 2^{er} genre (SP₂)

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 67,5 = 101,25 \text{ bars} = 102,8 \text{ kg/cm}^2$$

- flexion simple

- Sous (SP₁) $\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars} = 137 \text{ kg/cm}^2$ (V. charon P. 75)

- Sous (SP₂) $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 135 = 202,5 \text{ bars} = 206,5 \text{ kg/cm}^2$

2°) Contraintes de traction: $\bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b = f_b \cdot \sigma_n \quad \text{avec} \quad f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

α, β, γ , gardent les mêmes valeurs que précédemment

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0258$$

Sous SP₁ $\bar{\sigma}_b = 1,5/6 \times 1 \times 0,0258 \times 270 = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

Sous SP₂ $\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,8 = 8,7 \text{ bars} = 8,9 \text{ kg/cm}^2$

Remarque: $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon, \theta$ sont des valeurs sans dimensions

ACIERS : en utilisera deux catégories d'aciers

- Aciers doux : (ADX).

- nuance FeE 24 $\sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Sous (SP1) $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

Sous (SP2) $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

- Aciers à haute adhérence (H.A).

- nuance FeE 40 $\sigma_{en} = 4120 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

tableau récapitulatif des valeurs trouvées.

		cont. sollec.	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_a$ (H.A)	$\bar{\sigma}_a$ (ADX)
SP1	en bars		67,5	135	5,8	2747	1570
	en kg/cm^2		68,5	137	5,9	2800	1600
SP2	en bars		101,5	202,5	8,7	4120	2355
	en kg/cm^2		102,8	205,5	8,86	4200	2400

contraintes de traction imposée par la condition de non fissuration du béton (CCBA art. 4.9).

Les valeurs maximales des contraintes sont limitées à la plus grande des valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \pi \cdot \omega_f}{\phi \cdot 1 + 10 \omega_f} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \cdot \frac{\pi}{\phi} \cdot \bar{\sigma}'_b}$$

σ_1 étant la contrainte de fissuration systématique.

σ_2 étant la contrainte de fissuration non systématique.

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour les aciers à hautes adhérences.

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

$\omega_f = A/B_f$: pourcentage de fissuration

A : section totale des barres tendues.

B_f : section d'enrobage des barres tendues

K : coefficient dépendant de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

$K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible.

$K = 10^6$ fissuration préjudiciable.

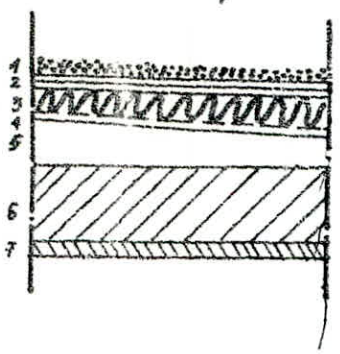
$K = 0,5 \cdot 10^6$ fissuration très préjudiciable.

CONCLUSION : La contrainte des aciers tendues sera :

$$\sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \bar{\sigma}'_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$$

CHARGES et SURCHARGES

- Charges
- plancher terrasse

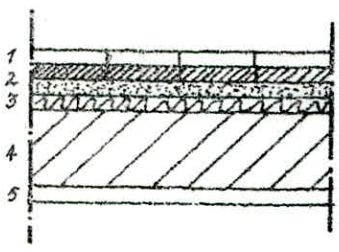


- 1. gravillon (4 cm) = $1800 \times 4 = 72 \text{ kg/m}^2$
- 2. étanchéité multicouche = 6 -
- 3. chape (3 cm) = 60 -
- 4. Isolation en liège (5 cm) = 15 -
- 5. forme de pente (en béton) = 120 -
- 6. Hourdis corps creux (16+4) = 265 -
- 7. enduits + plâtre = 28 -

charge perma. $G = 570 \text{ kg/m}^2$

surcharge $P = 100 \text{ kg/m}^2$
 (pour une terrasse non accessible)

- plancher courant



- 1. carrelage granito 2cm = 44 kg/m^2
- 2. mortier de sable (200). 2cm = 100 -
- 3. isolation = 15 -
- 4. plancher (hourdis + c.c.) (16+4) = 265 -
- 5. enduits + plâtre = 28 -

$G = 452 \text{ kg/m}^2$

- 6. cloisons = 75 -

$G = 527 \text{ kg/m}^2$

surcharges d'exploitation

- bureaux . 250
- salle de classe . 350

Remarque : pour éviter le "trop de calcul" on pourra prendre la valeur la plus grande des deux pour tout le plancher.

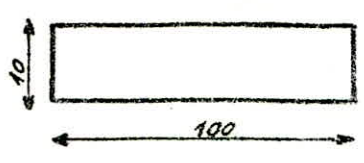
CALCUL de l'ACROTÈRE

1. dimensions :

épaisseur $e = 10 \text{ cm}$.
hauteur $h = 30 \text{ cm}$

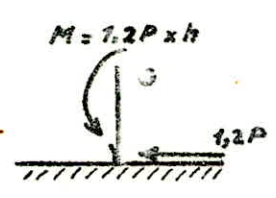
Elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Le calcul se fera pour 1ml d'acrotère.

2. Charges et surcharges:



poide propre : $G = 0,1 \times 0,3 \times \dots$
surchage P due à l'application d'une courante $P = 100 \text{ kg/ml}$, qui sera majorée de 20% d'oà $1,2P = 120 \text{ kg/ml}$.

On calcule une section rectangulaire soumise à la flexion composée



effort normal $N = G = 175 \text{ kg/ml}$.
moment $M = 120 \times 0,3 = 36 \text{ kg.m}$.

calcul de l'excentricité e_0 .

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{36}{175} = 0,205 \text{ m} = 20,5 \text{ cm}$$

la hauteur totale $h_t = 10 \text{ cm}$
pour l'enrobage des aciers soit $d = 2 \text{ cm}$.

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1$ section partiellement comprimée

MOMENT PAR RAPPORT AUX ACIERS TENDUES

$$M_A = N \cdot a = 175 \cdot 0,51 = 89,25 \text{ kgf.m}$$

a: étant la distance entre les aciers tendues et le centre de pression

Moment résistant du béton

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}_c' \cdot b \cdot \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) h^2 \quad \text{avec } \alpha = \frac{N}{\bar{\sigma}_c' \cdot b \cdot h}$$

$$\alpha = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} = 0,423$$

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot 137 \cdot 100 \cdot 0,423 \left(1 - \frac{0,423}{2}\right) \cdot 3^2 = 1272,50 \text{ kgf.m}$$

$M_R > M_A$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

calcul des armatures tendues

on calcule la section en flexion simple sous l'effet du moment fléchissant M_A :

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm} \\ h &= 8 \text{ cm} \\ M_A &= 3825 \text{ kg}\cdot\text{cm} \\ \bar{\sigma}_a &= 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_s &= 137 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_A}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 3825}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,0032$$

et à partir des abaques de charon on tire

$$\begin{cases} k = 178 \\ \varepsilon = 0,9741 \end{cases}$$

$$\text{d'où } A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \varepsilon k} = \frac{3825}{2800 \times 0,9741 \times 178} = 0,175 \text{ cm}^2$$

La section finale est :

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,175 - \frac{75}{2800} = 0,148 \text{ cm}^2$$

mais la condition de non fragilité (CCBA 68 art 5.2) impose

$$\frac{A}{b_0 h} \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{an}} \quad \text{d'où } A \geq 0,69 \cdot b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{an}} = 0,69 \cdot 100 \times 8 \cdot \frac{5,9}{4200}$$

$$A \geq 0,775 \text{ cm}^2$$

soit 5 HA5/ml = 0,98 cm² espacées de 20 cm.

Vérification de la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{0,98}{4 \cdot 100} = 2,45 \cdot 10^{-3}$$

soit $K = 10^6$ fissuration préjudiciable

$$\begin{aligned} \phi &= 5 \text{ mm} \\ \eta &= 1,6 \text{ (H.A)} \end{aligned}$$

les coefficients de fissuration seront :

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,6 \cdot 10^6}{5} \frac{0,0045}{1 + 10 \cdot 0,0045} = 765 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6}{5} \cdot 5,9} = 3298 \text{ kg/cm}^2$$

d'où $\bar{\sigma}_a < \max(\sigma_1, \sigma_2)$ vérifiée

Effort tranchant

$$T = 1,2P = 120 \text{ kg/ml}$$

$$M = 36 \text{ kg}\cdot\text{m/ml}$$

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

on doit vérifier $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 120 + \frac{36}{7} = 114,86$

$$\rightarrow A \bar{\sigma}_a = 0,98 \cdot 2800 = 2744 \text{ vérifiée}$$

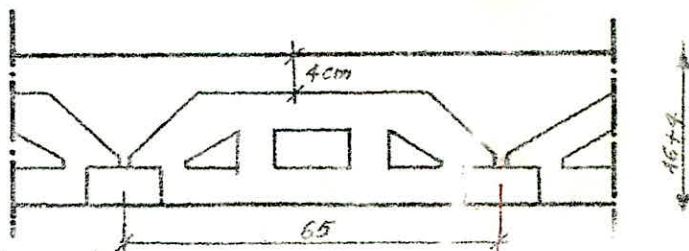
CALCUL des POUTRELLES

Le plancher sera constitué de corps creux (16+4) et de poutrelles prefabriquées sur chantiers.

Afin de simplifier la mise en œuvre, on ne fait qu'un seul calcul sous les charges les plus défavorables.

Les poutrelles sont disposées dans le sens de la plus petite dimension afin d'éviter le problème de la flèche. on a des poutrelles de 4.00m et d'autres de 3.50m.

Chaque poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée avant qu'elle soit coulée. Après le coulage elle forme avec le reste des poutrelle du même plancher une poutre continue sur plusieurs appuis (4 dans cet étud.).



Evaluation des charges et surcharges

- plancher courant

$$G = 570 \text{ kg/m}^2$$

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

- plancher courant

$$G = 527 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 350 \text{ kg/m}^2$$

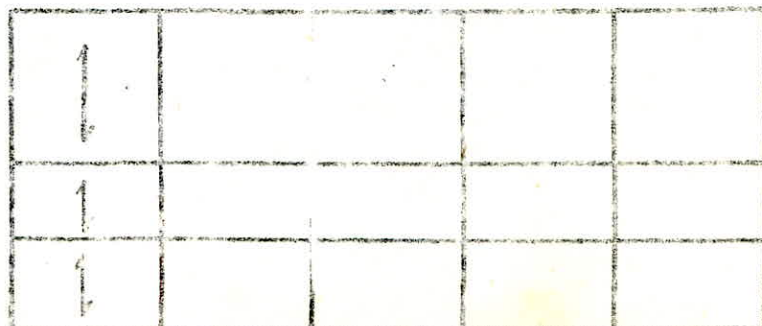
Predimensionnement et disposition pratique

Soit L comme la plus grande portée de poutrelle, et h_t sa hauteur totale: il faut avoir

$$\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20} \rightarrow \frac{400}{25} < h_t < \frac{400}{20} \rightarrow \text{soit } h_t = 20 \text{ cm}$$

$h_t = 16+4$ le choix du corps creux est bon.

Les poutrelles seront disposées comme l'indique le schéma ci-dessous:



Schema de calcul:

la charge revenant à chaque poutrelle est
 $q = (G + 1,2P) \cdot 0,65$. car la surface qui
 revient à chaque poutrelle est $s = 0,65l$.

plancher terrasse:

$$G + 1,2P = 570 + 1,2 \cdot 100 = 690 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 0,65 \cdot 690 = 448,5 \text{ kg/ml.}$$

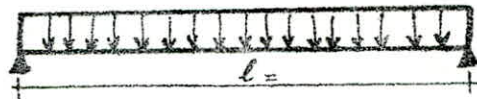
plancher courant

$$G + 1,2P = 527 + 1,2 \cdot 350 = 947 \text{ kg/m}^2$$

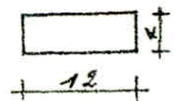
$$q = 0,65 \cdot 947 = 615,55 \text{ kg/ml.}$$

Le calcul sera conduit en 2 étapes, sous les sollicitations pondérées du 1^{er} genre comme il est indiqué plus haut.

1^{re} étape:



Section



- poids propre de la poutrelle : $0,12 \cdot 0,04 \cdot 2500 = 12 \text{ kg/ml}$
 - corps creux en béton $0,65 \cdot 95 = 61,75 -$
 - surcharges dues à l'ouvrier plaçant le corps creux $(1,2 \cdot 100) = 120 -$
-
- $q = 193 \text{ kg/ml}$

le moment max entravée est:

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{193 \cdot 3,65^2}{8} = 321,4 \text{ kg.m.}$$

l'effort tranchant max est donné par:

$$T = q \frac{l}{2} = \frac{193 \cdot 3,65}{2} = 352,3 \text{ kg.m}$$

Calcul des armatures

on utilise la méthode de P. CHARON

$$M_0 = 321,4 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 32140}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2}$$

$$\mu = 3,587 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 1,324 \\ \varepsilon = 0,6939 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{32140}{2800 \cdot 0,6939 \cdot 2} = 8,27 \text{ cm}^2 \text{ très élevée}$$

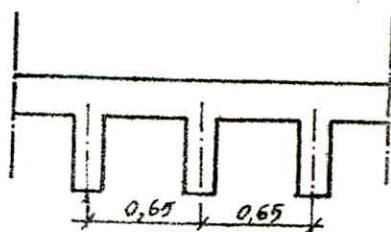
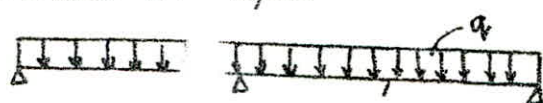
De plus on a besoin d'une grande quantité d'acier comprimé car $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{1,324} = 2115 \gg \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$.

la section ne peut pas contenir la section d'acier trouvée car les dimensions sont trop faibles (12x4). De plus la section doit comporter les aciers comprimés donc on doit obligatoirement chercher une autre solution.

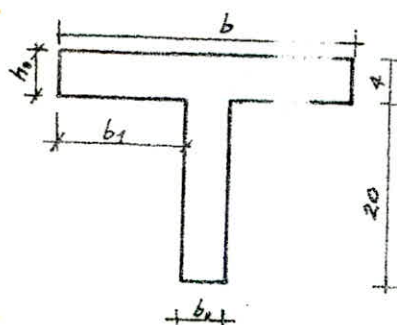
On prévoit un échaffaudage sous la poutrelle pour l'aider à supporter les charges, avant le coulage de la dalle de compression.

2^e étape: la poutrelle repose sur 4 appuis elle sera calculée comme une poutre continue à section transversale en T.

Schema Statique



Détermination de la largeur du hourdis



$$2b_1 = b - b_0 \leq \frac{l}{5} = 53 \text{ cm}$$

$$2b_1, b - b_0 \leq \frac{l}{5} = 80 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq (6 + 8)h_0 = (24 + 32) \text{ cm}$$

L: longueur de la plus grande travée

l: distance entre nu des poutrelles.

$$h_0 = 4 \text{ cm. } b_0 = 12 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit } b_1 = 24 \text{ cm} \rightarrow b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm.}$$

Pour le calcul des moments sur appuis on utilisera la méthode des 3 moments:

on a donc 2 équations à 2 inconnues

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

$$l_1 l_2 + 2M_2 (l_2 + l_3) = -\frac{q}{4} (l_2^3 + l_3^3)$$

$$l_1 = l_2 = 3,25 \text{ m} \quad l_3 = 3,75 \quad q = 448,5 \text{ kg/ml.}$$

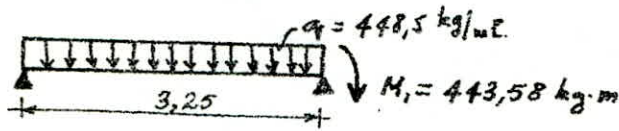
avec ces valeurs on obtient Les moments suivants.

$$M_1 = -443,58 \text{ kg.m.}$$

$$M_2 = -594,31 \text{ kg.m.}$$

Pour les moments en travée, on isolera les différentes travées et on calcule ces moments et les efforts tranchants par la méthode de RDM.

On fera le calcul pour la 1^{re} travée, et on donne le résultat pour les 2 autres.



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 = q \cdot l = 448,5 \cdot 3,25 = 1457,33 \text{ kg.}$$

$$\sum M_i = 0 \quad 3,25 R_2 = 448,5 \cdot \frac{3,25^2}{2} + 443,58 \rightarrow R_2 = 865,3 \text{ kg.}$$

1^{re} équation donne $R_1 = 592,33 \text{ kg.}$

$$M(x) = R_1 x - q \frac{x^2}{2}$$

$$M \text{ est max si on a } \frac{dM}{dx} = 0$$

$$\frac{dM}{dx} = R_1 - qx = 0 \rightarrow x = \frac{R_1}{q} = \frac{592,33}{448,5} = 1,32 \text{ m}$$

$$M(1,32) = 391,17 \text{ kg.m.}$$

$$M(x) = 0 \text{ si } \begin{cases} x = 0 \\ x = 2,64 \text{ m.} \end{cases}$$

Efforts tranchants:

$$T_{10} = R_1 = 592,33 \text{ kg}$$

$$T_{20} = R_2 = 865,3 \text{ kg}$$

travée 2:

$$M_{\max} = 75,62 \text{ t.m obtenu pour } x = 1,52 \text{ m}$$

$$M(x) = 0 \text{ si } x = 0,942 \text{ m ou } x = 2,10 \text{ m.}$$

$$T_{20} = R'_2 = 682,44 \text{ kg.}$$

$$T_{30} = R_3 = 775,19 \text{ kg.}$$

travée 3:

$$M_{\max} = 519,23 \text{ kg.m. obtenu pour } x = 1,52 \text{ m}$$

$$M(x) = 0 \text{ si } x = 0 \text{ ou } x = 3,04 \text{ à partir du pt 4.}$$

$$T_{30} = R'_3 = 999,42 \text{ kg.}$$

$$T_{40} = R_4 = 682,46 \text{ kg.}$$

La poutrelle sera ferrillée avec les plus grands moments en travée et sur appui.

Diagramme des moments fléchissants

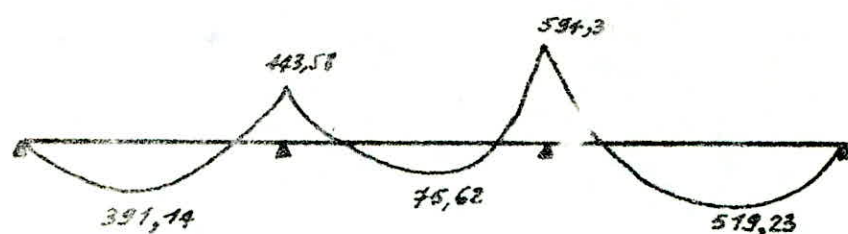
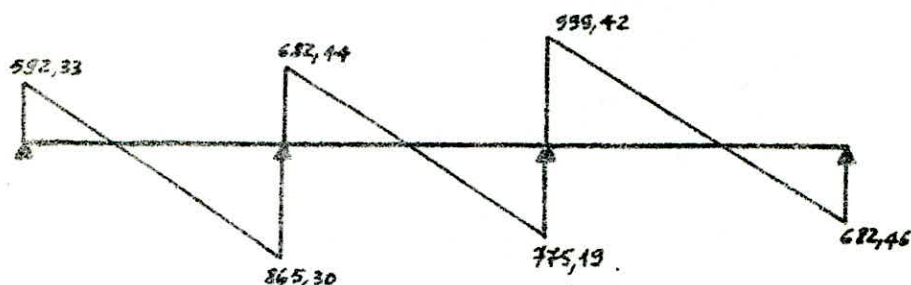


Diagramme des efforts tranchants



Calcul des armatures longitudinales

1) entrée: on utilise le plus grand moment qui est celui de la 3^e travée. $M = 519,23 \text{ kg.m}$.

on utilise la méthode de Charon.

$$\mu = \frac{15M}{\bar{K} a b h^2} = \frac{15 \cdot 519,23}{2800 \cdot 60 \cdot 18^2} = 0,01431 \rightarrow \begin{cases} K = 79 \\ \alpha = 0,1596 \\ \gamma = 0,9468 \end{cases}$$

$$y = \alpha h = 0,1596 \cdot 18 = 2,873 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

car l'axe neutre tombe dans la table de compression la section en T se calcule comme une section rectangulaire ($b = 60, h = 18$).

- on n'a pas besoin d'aciers comprimés car $K > \bar{K}$
avec $\bar{K} = \frac{2800}{137} = 20,44$.

$$A = \frac{519,23}{2800 \cdot 0,9468 \cdot 18} = 1,09 \text{ cm}^2$$

on adopte avec 2T10 $\rightarrow 1,57 \text{ cm}^2$.

2) sur appui: on considère le moment le plus grand

$$M = -594,31 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 594,31}{2800 \cdot 0,884} = 0,0819 \rightarrow \begin{cases} K = 28,13 > \bar{K} = 20,44 \\ \alpha = 0,3469 \\ \gamma = 0,8844 \end{cases}$$

$$y = \alpha h = 0,3469 \cdot 18 = 6,244 \text{ cm} > 4 \text{ cm}$$

l'axe neutre tombe dans la nervure donc la section se calcule comme une section rectangulaire ($b = 12, h = 18$)

on n'a pas besoin d'aciers comprimés car $K > \bar{K}$.

Calcul des aciers tendues.

$$A = \frac{59431}{2800 \times 0,8844 \cdot 18} = 1,34 \text{ cm}^2$$

on adopte avec 1T14 \rightarrow 1,54 cm²

VERIFICATION DES CONTRAINTES

entravée

$$M = 51923 \text{ kg.cm}$$

$$A = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{A}{bh} = 100 \cdot \frac{1,57}{60 \times 18} = 0,145 \xrightarrow{\text{tab. char}} \begin{cases} K = 64,75 \\ E = 0,9373 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{51923}{1,57 \cdot 0,9373 \cdot 18} = 1960,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1960}{64,75} = 30,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

sur appui

$$M = 594,31 \text{ kg.m}$$

$$A = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{A}{bh} = 100 \cdot \frac{1,54}{12 \cdot 18} = 0,713 \xrightarrow{\text{tab. char}} \begin{cases} K = 25,8 \\ E = 0,8774 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{59431}{1,54 \cdot 0,8774 \cdot 18} = 2443,55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2443,55}{25,8} = 94,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

CONDITION DE NON FRAGILITÉ (art 52 CCBA 68).

$$\text{en travée: } A \geq bh \cdot 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,047$$

$$A = 1,57 > 1,047 \quad (\text{vérifiée}).$$

$$\text{sur appui } A \geq bh \cdot 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,21$$

$$A = 1,54 \geq 0,21 \quad (\text{vérifiée}).$$

CONDITION DE FLECHE (art 58.4, CCBA 68).

Pour se dispenser de la vérification de la flèche on peut vérifier les trois conditions suivantes:

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

l = portée de la poutrelle $l = 375 \text{ cm}$

$$2. \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

h_t = hauteur totale = 20 cm

M_t = moment en travée $M_t = 519,23 \text{ kg.m}$

$$3. \bar{\omega}_a = \frac{A}{bh} \leq \frac{36}{\bar{\sigma}_{en}}$$

A = section d'armatures en travée.

$$A = 1,57 \text{ cm}^2$$

calcul de M_0

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{448,5 \cdot 3,75^2}{8} = 788,38 \text{ kg.m.}$$

$$1. \frac{f_{ct}}{l} > \frac{M_0}{15 M_0} \Rightarrow 20 > \frac{59923}{15 \cdot 788,38} \times 3,75 = 16,46 \text{ cm (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

$$2. \frac{f_{ct}}{l} \geq \frac{l}{22,5} \Rightarrow 20 \geq \frac{375}{22,5} = 16,6 \text{ cm (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

$$3. \frac{f}{6.h} < \frac{36}{\sigma_{cm}} \Rightarrow \frac{157}{18 \times 12} = 0,00727 < 0,0087 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

VERIFICATION DE LA FISSURATION

en trav\u00e9e:

$$A = 1,57 \text{ cm}^2, \phi = 10 \text{ mm}, \eta = 1,6 \text{ (N.A.)}$$

$$\bar{\omega}_s = \frac{A}{B_f} = \frac{1,57}{12 \times 4} = 0,0327$$

soit $K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible

$$\bar{\sigma}_s = 5,8 \text{ bars}$$

calcul de la contrainte dans les aciers

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_s}{1 + 10 \bar{\omega}_s} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{10} \cdot \frac{0,0327}{1 + 10 \cdot 0,0327} = 5914,7 \text{ kg/cm}^2$$

 σ_2 inutile de le calculer.donc on a $\bar{\sigma}_s = \bar{\sigma}_a$ c'est v\u00e9rifi\u00e9

sur appui:

$$A = 1,54 \text{ cm}^2, \phi = 14 \text{ mm}, \eta = 1,6$$

$$\bar{\omega}_s = \frac{A}{B_f} = \frac{1,54}{12 \times 4} = 0,0321$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{14} \cdot \frac{0,0321}{1 + 10 \cdot 0,0321} = 4165,7$$

 σ_2 inutile.

$$\text{soit } \bar{\sigma}_{af} = \min \left\{ \bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = \bar{\sigma}_a \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

VERIFICATION DE L'ADHERENCE

on v\u00e9rifie: $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

$$\bar{\tau}_d = 21, \bar{\tau}_s = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,5 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{avec } \left\{ \begin{array}{l} \psi_d = 1,5 \text{ (N.A.)} \\ \bar{\tau}_d = 5,8 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\tau_d = \frac{T}{\pi}$$

T: effort tranchant max = 989,42 kg.

z: bras de levier = $\frac{7}{8}h$ π : nombre de barre $\pi = 4$ p: p\u00e9rim\u00e8tre d'une barre = $\pi \phi = 4,4\pi = 13,82 \text{ cm}$

calcul de τ_d

$$\tau_d = \frac{999,42}{4,398 \times 15,75} = 11,73 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES.

Les armatures transversales seront calculées sous T_{max} et adoptées pour toutes les autres poutrelles du plancher.

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{999,42}{12 \times 15,75} = 5,3 \text{ kg/cm}^2.$$

τ_{max} : est la contrainte de cisaillement maximale:

calcul de $\bar{\sigma}'_b$:

M (moment dans cette section est = 59431 kg cm)

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_{ca} b \cdot h^2} = \frac{15 \times 59431}{1600 \times 12 \times 18^2} = 0,1433 \rightarrow K = 19,45$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_0}{K} = \frac{2800}{19,45} = 82,26 \text{ kg/cm}^2$$

on est dans le cas $\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_b < 2 \bar{\sigma}'_b$.

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \times \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{82,26}{28,5}\right) \cdot 5,9 = 19,46 \text{ kg/cm}^2.$$

contraintes admissibles dans les armatures

$$\bar{\tau}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{ca} \quad \rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_b} = 1 - \frac{5,3}{9 \times 5,9} = 0,9 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{ca} = 0,9 \cdot 2400 = 2160 \text{ kg/cm}^2.$$

espacements des armatures (admissibles).

$$\bar{t} \leq \sup \begin{cases} t_1 = 0,2h = 0,2 \times 18 = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = 4 \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) = 18 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 5,3}{28,5}\right) = 19,15 \text{ cm.} \end{cases}$$

• pour les armatures transversales, on prendra un cadre ϕ_8 : $A = 0,56$ et on opère avec reprise de bétonnage donc $\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$.

$$t = \frac{A_t \times 3 \times \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{0,56 \times 15,75 \times 1600}{999,42} = 14,18 \text{ cm.}$$

t: espacement calculé entre les armatures.

Soit $t = 13 \text{ cm}$ (à l'appui et on suivra la règle de Cooquat.)

FERRAILLAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures, et 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (art. 58.2 BA60) l'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm (m. art.)

on doit vérifier aussi la relation:

$$A_{\perp} \geq \frac{43}{\sigma_{en}} \cdot l_n \quad \text{avec } l_n: \text{écartement entre axes des nervures. } l_n = 65 \text{ cm}$$

$$\sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \text{ (treillis soudé)}$$

soit un treillis 20x30 de $\phi = 6 \text{ mm}$. $A_{\perp} = 8,41 \text{ cm}^2$

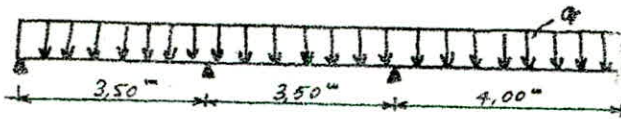
20 cm (5 p.m) arm \perp aux nervures.

30 cm (3 p.m) arm \parallel aux nervures.

CALCUL DES POUTRELLES POUR UN PLANCHER COURANT.

On adopte avec le même type de poutrelle pour tous les planchers courants. Le calcul sera effectué avec le système de chargement le plus défavorable.

$$\left. \begin{array}{l} G = 527 \text{ kg/m}^2 \\ P = 350 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} G + 1,2P = 527 + 1,2 \cdot 350 = 947 \text{ kg/m}^2 \\ q = 0,65 \times 947 = 615,55 \text{ kg/ml.} \end{array}$$



Par les mêmes calculs effectués pour les poutrelles ferrasses, on trouve les moments présentés dans le diagramme ci dessous, ainsi que les efforts tranchants.

Diagramme des moments:

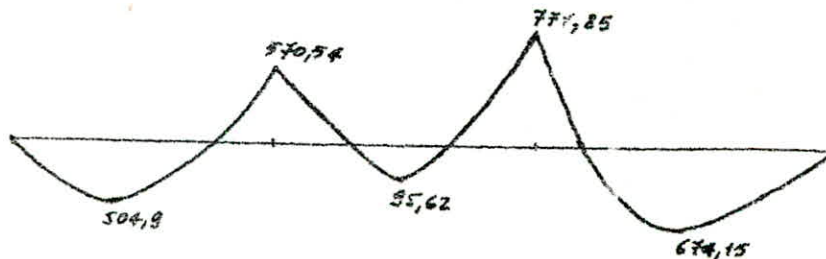
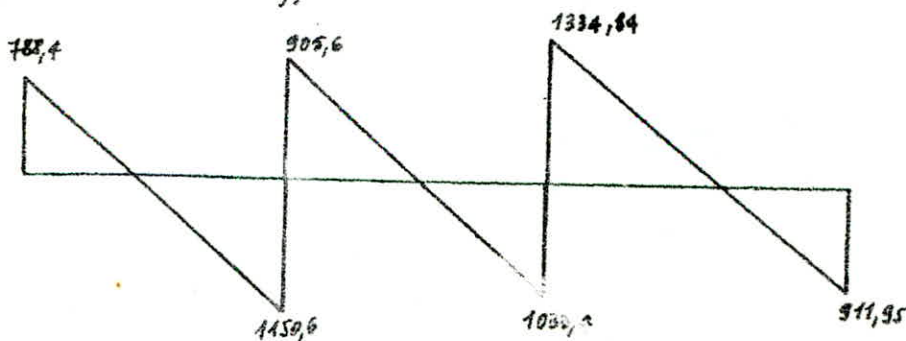


Diagramme des efforts tranchants



CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES

Séction en travée (méthode de P. Charon).

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 67415}{2800 \times 60 \cdot 18^2} = 0,0186 \rightarrow \begin{cases} K = 68,25 \\ \alpha = 0,1799 \\ \varepsilon = 0,9398 \end{cases}$$

$$y = \alpha h = 0,1799 \cdot 18 = 3,24 \text{ cm} < 4 \text{ cm.}$$

l'axe neutre tombe dans la table, donc le calcul se ramène à une séction rectangulaire (b=60, h=18cm)

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{67415}{2800 \times 0,9398} = 1,43 \text{ cm}^2$$

soit 2T10 → 1,57 cm².

Séction sur appui :

$$M = -771,85 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 77185}{2800 \times 12 \times 18^2} = 0,106 \rightarrow \begin{cases} K = 24,65 \\ \alpha = 0,378 \\ \varepsilon = 0,8739 \end{cases}$$

$$y = \alpha h = 0,378 \times 18 = 6,8 \text{ cm} > 4 \text{ cm.}$$

la séction se ramène à une séction rectangulaire (12x18)

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{24,65} = 113,59 < \bar{\sigma}'_b$$

donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

aciers tendus:

$$A = \frac{77185}{2800 \times 0,8739} = 1,75 \text{ cm}^2$$

Soit 1T16 → (pour faciliter l'exécution) A = 2,01 cm²

VERIFICATION DES CONTRAINTES

en travée:

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 \quad \bar{\omega} = \frac{A \cdot 10^2}{b h} = \frac{1,57 \cdot 10^2}{60 \times 18} = 0,145$$

$$\bar{\omega} = 0,145 \xrightarrow{\text{tab}} \begin{cases} K = 64,75 \\ \varepsilon = 0,9373 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{67415}{1,57 \cdot 0,9373 \cdot 18} = 2620 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2620}{64,75} = 40,46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\text{Sur appui: } A = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \bar{\omega} = \frac{A \cdot 10^2}{b h} = \frac{2,01 \cdot 10^2}{12 \cdot 18} = 0,9$$

$$\bar{\omega} = 0,93 \xrightarrow{\text{tab}} \begin{cases} K = 24,87 \\ \varepsilon = 0,8643 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{79315}{2,01 \cdot 0,8643 \cdot 18} = 2536,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2536,4}{24,87} = 102 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

CONDITION DE NON FRAGILITE:

(verifié v. plancher terrasse).

CONDITION DE FLECHE: comme c'est indiqué pour le plancher terrasse, on peut se dispenser de vérifier flèche si on vérifie les trois conditions explicitées au paravant:

donc on vérifie:

$$1. \frac{h_e}{l} \geq \frac{M_e}{15 \cdot M_0} \Rightarrow h_e \geq \frac{M_e \cdot l}{15 \cdot M_0} = \frac{67415,374}{15 \times 102500} = 16$$
$$h_e = 20 > 16 \text{ cm (verifié)}$$

$$2. h_e \geq \frac{l}{22,5} = \frac{365}{22,5} = 16,22 \text{ cm}$$

$$3. \frac{A}{bh} > \frac{36}{\sigma_{en}} \quad , \quad \frac{A}{bh} = \frac{1,57}{12 \times 12} = 0,010727$$
$$\frac{36}{\sigma_{en}} = \frac{36}{4200} = 0,00857 \quad \left. \vphantom{\frac{A}{bh}} \right\} \text{ vérifiée.}$$

FISSURATION: La fissuration donnera les mêmes valeurs obtenues pour le plancher terrasse (le calcul est aussi identique).

ADHERENCE:

l'effort tranchant max est $T_{max} = 1334,84 \text{ kg}$.

on doit vérifier: $\tau_d < \bar{\tau}_d$:

calcul de τ_d :

$$\tau_d = \frac{T_{max}}{n \cdot p \cdot z} = \frac{1334,84}{1,5027 \times 15,75} = 16,86 \text{ kg/cm}^2$$

n: nombre de barres.

p: diamètre de la plus grosse barre.

z: $\frac{7}{8}h$ (bras de levier).

calcul de $\bar{\tau}_d$:

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_s \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$16,86 < 17,70 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée).}$$

CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES:

Ces armatures seront calculées sous T_{max}

on vérifie que $\tau_d < \bar{\tau}_d$

$$T_{max} = 1334,84 \text{ kg}$$

$$\tau_d = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{1334,84}{12 \times 15,75} = 7,06 \text{ kg/cm}^2$$

Pour choisir l'expression exacte de $\bar{\tau}_b$ on calcule $\bar{\sigma}'_b$
 - Le moment dans la section est $M = -771,85 \text{ kg}\cdot\text{m} \rightarrow \mu = 0,10635$

donc $K = 23,77$ et $E = 0,8710$ (V tab. P Charon P. 143)

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1600}{23,77} = 67,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\tau}_b \leq \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5 \times 67,31 = 235,58 \text{ kg/cm}^2$$

CONTRAINTES ADMISSIBLES DANS LES ARMATURES

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \bar{\sigma}_{ex} \quad f_{at} = 1 - \frac{\bar{\tau}_b}{9 \bar{\sigma}'_b} = 1 - \frac{235,58}{9 \times 67,31} = 0,8677 \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,867 \times 2400 = 2081 \text{ kg/cm}^2$$

mais on opère avec reprise du bétonnage, on prend $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{ex}$

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

Espacement des armatures

1- écartement admissible des cadres: \bar{t}

$$t \leq \max \begin{cases} t_1 = 0,2h = 0,2 \times 18 = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) = 18 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{235,58}{67,31}\right) = 11,54 \text{ cm} \end{cases}$$

2- écartement calculé (au niveau de l'appui):

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}} = \frac{0,56 \times 15,75 \times 1600}{1334,84} = 10,57 \text{ cm}$$

NB: on considère pour les aciers transversaux un cadre ϕ_c $A = 0,56 \text{ cm}^2$

Soit donc un écartement de 11 cm au niveau des appuis en suivant ensuite la série de Caquot, en répétant deux fois chaque terme de la série, car la $\frac{1}{2}$ portée est 2 m

ETUDE au SEISME

Effets causés par le seisme : les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de la pesanteur ($\gamma = g = 9,81 \text{ m/s}^2$)
 Les efforts résultants s'exercent en plan d'une façon quelconque (dans n'importe quelle direction). ces forces peuvent être décomposées selon deux plans : en 2 composantes ; l'une horizontale et l'autre verticale, s'adressent à la masse même de la construction.

Pour le calcul on suppose que les forces s'appliquent au niveau des nœuds de chaque plancher.

Recommandations de conceptions générales :

- Réduire autant que possible la hauteur du bâtiment
- Éviter les grandes ouvertures.
- Éviter les éléments mal liés à l'ossature, et éviter également les ensembles mal équilibrés.
- Établir des fondations profondes et soigneusement chaînées, afin de s'imposer aux efforts de soulèvement.
- Pour la super-structure, abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction, et réaliser des nœuds rigides
- Prévoir autour des ouvertures des encadrements armés liés à l'ossature.
- Dans les poteaux, les recouvrements des barres en attente devront être au moins égales à 50 fois le diamètre des barres, il faut les réaliser sans crochets.

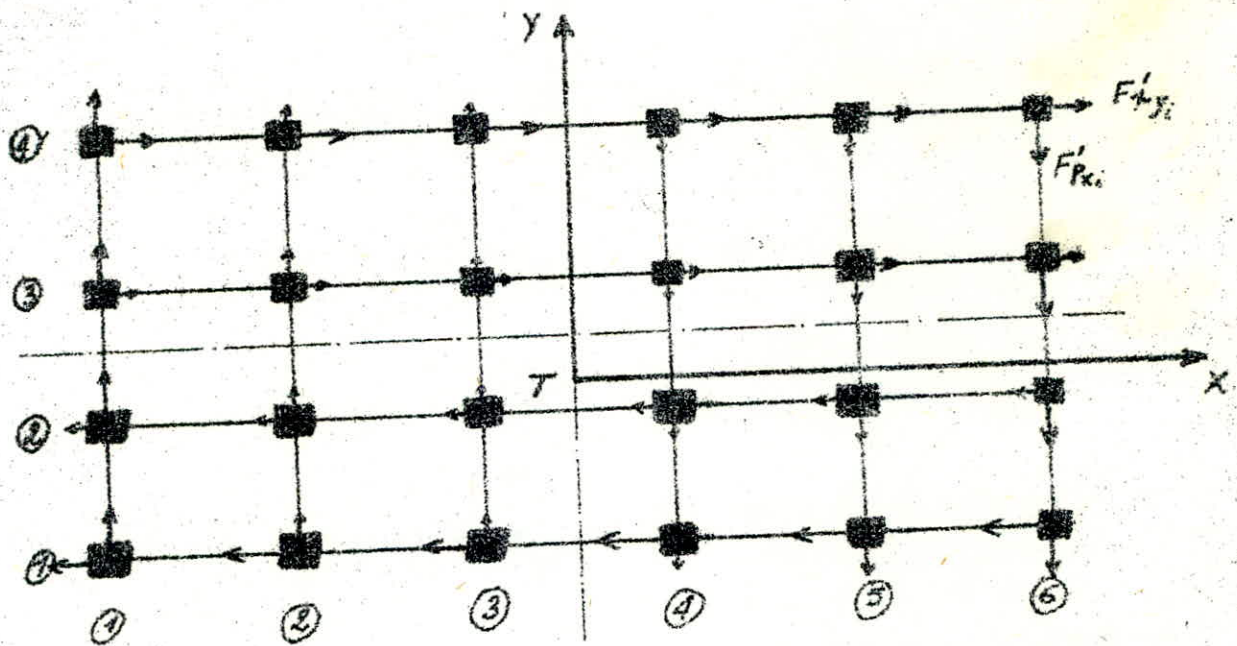
Calcul sismique :

Le calcul sismique se fait par la substitution aux forces réelles des sollicitations statiques qui résultent d'un système de forces fictives considérées. Les dernières citées sont le résultat de la combinaison de :

- un système de forces élémentaires horizontales : S_H
- un système de forces élémentaires verticales : S_V
- un système de couple de torsion d'ensemble d'axe vertical : S_T .

Les sollicitations sismiques horizontales sont de directions quelconques cependant les règles permettent

la projection de ces forces sur deux axes perpendiculaires x et y . (généralement x est suivant le sens longitudinal et y suivant le sens transversal comme l'indique le schéma ci après.



SCHEMATISATION DE LA TORSION

F_{y_i} : Force de torsion qui agit sur le poteau "i" dans le sens de y

F_{x_i} : Force de torsion qui agit sur le poteau "i" dans le sens de x

Remarque : Lors du calcul on constate visiblement que la force de torsion augmente à fur-et-à-mesure qu'on s'éloigne de centre, ce qui est normal car l'excentricité augmente, donc la force car elles sont proportionnelles

Système de forces horizontales :

Les Forces horizontales S_H sont appliquées au centre de gravité des éléments résistants de la construction. elles sont composées par plusieurs forces élémentaires dont chacune vaut une intensité de :

$$F = \sigma_x \cdot W \quad \text{avec } \sigma_x : \text{coefficient sismique}$$

$$\sigma_x = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

$$W = G + \frac{P}{5}$$

W : poids des charges permanentes et des surcharges propres à l'élément (art. 3,101. PS69).

Système de Forces verticales :

L'intensité de la Force verticale agissant sur un élément est égale à :

$$F = \pm \sigma_v W \quad \text{avec : } \sigma_v : \text{coefficient sismique de l'élément pour la direction verticale}$$

NB : Ces forces peuvent être vers le haut ou vers le bas.

Système de forces de torsion :

Torsion d'ensemble : (art. 3.11.13 crce) malgré la symétrie dans le sens longitudinal les règlements exigent une excentricité de la résultante des forces horizontales qui est égale à :

$$\text{supde} \left\{ \begin{array}{l} 5\%L \quad \text{tel que } L : \text{est la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau} \\ \text{et} \\ \text{l'excentricité théorique résultant des plans.} \end{array} \right.$$

Cette torsion est à considérer pour tout les planchers et les diaphragmes horizontaux, qui est le cas.

Remarque : Notre bâtiment est de conception simple, à base rectangulaire, présentant une symétrie par rapport à l'axe longitudinal, sera donc étudié seulement à partir des deux portiques les plus défavorables, l'un longitudinal et l'autre transversal.

Détermination des coefficients sismiques: ($\alpha, \beta, \gamma, \delta$).

- coefficient d'intensité (α): il dépend de l'intensité nominale I_n de la zone où le projet sera réalisé.
 Dans notre cas (Alger) zone II : $\alpha = 1,4$.

- coefficient de réponse (β): il dépend du mode fondamental d'oscillation de la structure. le choix du coefficient β sera limité à l'amortissement moyen ou faible. (art 3.112.13).
 Ayant un bâtiment à ossature, on considère que l'amortissement est moyen. on a donc:

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}} \quad \text{avec } T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_i}}$$

H: est la hauteur du bâtiment = 12,22

• Sens transversal: $L_i = 11m$.

$$T = 0,09 \cdot \frac{12,22}{\sqrt{11}} = 0,3316$$

$$\beta_T = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,3316}} = 0,123 \quad \beta_T = 0,123.$$

• Sens longitudinal: $L_i = 25m$.

$$T = 0,09 \cdot \frac{12,22}{\sqrt{25}} = 0,2201$$

$$\beta_L = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,220}} = 0,1408 \quad \text{d'après abaques PS 69}$$

on prend $\beta_L = 0,13$.

- coefficient de distribution (γ):

Il dépend seulement de la structure, est donné par:

$$\gamma_r = \frac{3r}{2n+1} \quad \text{avec: } n: \text{ nombre de planchers}$$

r: le rang du plancher.

dans notre cas $n = 4$.

les valeurs de γ seront donné par le tableau suivant:

Rang	1 (RDC)	2	3	4 (terr)
γ_r	0,333	0,666	1	1,333

- Coefficient de fondation (δ): c'est un facteur de correction qui tient compte de l'incidence des fondations sur le comportement de l'ouvrage.

Dans notre cas le sol est de consistance moyenne: $\delta = 1,15$
 pour les fondations superficielles).

Calcul des coefficients sismiques : $\sigma_L, \sigma_T, \sigma_V$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_L = \alpha \beta_L \gamma \delta \\ \sigma_T = \alpha \beta_T \gamma \delta \end{array} \right\} \rightarrow \sigma_H = \max(\sigma_L, \sigma_T)$$

et $\sigma_V = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \sigma_H$

on rappelle que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,4 \\ \beta_L = 0,13 \\ \beta_T = 0,123 \\ \delta = 1,45 \end{array} \right. \quad \text{et } \gamma_n = \begin{cases} 0,333 \rightarrow \text{RDC (1: niveau)} \\ 0,666 \rightarrow 2^{\circ} \text{ ''} \\ 1. \rightarrow 3^{\circ} \text{ ''} \\ 1,333 \rightarrow 4^{\circ} \text{ ''} \end{cases}$$

les résultats sont conclus par le tableau suivant:

niveau	σ_L	σ_T	σ_V
4 ^o terrasse	0,279	0,2641	$\pm 0,2358$
3	0,2093	0,1981	$\pm 0,1769$
2	0,1396	0,1320	$\pm 0,1180$
1 RDC	0,0698	0,0660	$\pm 0,059$

Charges et surcharges sur les portiques

- Portique longitudinal: la surface revenant au portique est: $S = 3,75 \times 25 = 93,75 \text{ m}^2$

. charges: $G = 570 \text{ kg/m}^2 \rightarrow$ pour plancher terrasse.

- plancher terrasse: $570 \times 93,75 = 53437,5 \text{ kg}$.

- acrotère: $75(2 + 1,75) \times 2 = 652,5$

- poutres trans: $6 \times 3,75 \times 0,25 \times 0,4 \times 2500 = 5625$

- " long: $25 \times 0,25 \times 0,45 \times 2500 = 7031,3$

- $\frac{1}{2}$ poteau: $\frac{1}{2} \times 6 \times 3,74 \times 0,25 \times 0,25 \times 2500 = 1753,13$

$$G = 66410 \text{ kg}$$

. Surcharges

$$P = 100 \times 93,75 = 9375 \text{ kg}$$

. charges (plancher courant niv. 2,3)

$$G = 527 \text{ kg/m}^2$$

- plancher: $527 \times 93,75 = 49406,5 \text{ kg}$.

- p. trans: $6 \times 3,75 \times 0,35 \times 0,4 \times 2500 = 7875$

- p. long: $25 \times 0,35 \times 0,45 \times 2500 = 9062,5$

- poteaux: $6 \times 0,35 \times 0,35 \times 3,74 \times 2500 = 6072,25$

- murs ext: $(2 + 1,75) \times 2 \times 3,75 \times 380 = 10659$

$$G = 84657 \text{ kg}$$

. Surcharges:

$$P = 350 \times 93,75 = 32812,5 \text{ kg}$$

. charges (plancher courant, niv 1):

seuls le poteaux changent:

$$\text{- poteaux: } 6 \times 0,35 \times 0,35 \left(\frac{3,74 + 0,5}{2} \right) \times 2500 = 3895,5 \text{ kg}$$

. calcul de W:

$$G = 91681 \text{ kg}$$

. plancher terrasse:

$$W = G + \frac{P}{5} = 66410 + \frac{9375}{5} = 68285 \text{ kg}$$

. plancher courant: (niv 2,3).

$$W = 84657 + \frac{32812,5}{5} = 91220 \text{ kg}$$

. plancher courant (niv 1).

$$W = 81681 + \frac{32812,5}{5} = 88244 \text{ kg}$$

- Portique transversal: la surface revenant au portique est: $S = 5 \times 11 = 55 \text{ m}^2$

Charges:

- plancher terrasse (niv 4): $570 \times 55 = 31350 \text{ kg}$
- carrelés: $200 \times 75 = 750$
- p. trans: $11 \times 0,25 \times 0,40 \times 2500 = 2750$
- p. long: $4 \times 5 \times 0,25 \times 0,45 \times 2500 = 5625$
- poteaux: $\frac{3,4 \times 0,7}{2} \times 5,25 \times 0,25 \times 2500 = 1168,75$

$G = 41644 \text{ kg}$

- Surcharges: $P = 55 \times 100 = 5500 \text{ kg}$

Charges:

- plancher courant (niv 2,3): $527 \times 55 = 31350 \text{ kg}$
- p. trans: $11 \times 0,35 \times 0,40 \times 2500 = 3850$
- p. long: $4 \times 5 \times 0,35 \times 0,45 \times 2500 = 7875$
- murs ext: $2 \times 5 \times 3,74 \times 380 = 14212$
- poteaux: $2 \times 3,74 \times 4,25 \times 0,35 \times 2500 = 4581,5$

$G = 61868,5 \text{ kg}$

- Surcharges: $P = 55 \times 350 = 19250 \text{ kg}$

Charges: plancher courant (niveau 1): seuls les poteaux changent, toutes les autres charges restent les mêmes.

• poteaux: $4 \times 0,35 \times 0,35 \times \left(\frac{3,74 + 0,5}{2}\right) \times 2500 = 2597 \text{ kg}$

$G = 59884 \text{ kg}$

- Surcharges: $P = 55 \times 350 = 19250 \text{ kg}$

Calcul de W:

• plancher terrasse:

$$W = G + \frac{P}{5} = 41644 + \frac{5500}{5} = 42744 \text{ kg}$$

• plancher courant (niv 2,3)

$$W = 61868,5 + \frac{19250}{5} = 65718,5 \text{ kg}$$

• plancher courant (niv: 1):

$$W = 59884 + \frac{19250}{5} = 63834 \text{ kg}$$

Forces sismiques horizontales: F_H

Port.	niveau	G (kg)	P (kg)	W = G + P/5	σ_x	$F_H = \sigma_x \cdot W$ (t)	$F_H \cdot cum$ (t)
portique longitud.	4	66410	9375	68285	0,279	19,051	19,051
	3	84657	32812,5	91220	0,2093	19,092	38,143
	2	84657	32812,5	91220	0,1396	12,734	50,877
	1	81681	32812,5	88244	0,0698	6,160	57,037
portique trans.	4	41644	5500	42744	0,2641	11,289	11,289
	3	61868,5	19250	65718,5	0,1981	13,019	24,308
	2	61868,5	19250	65718,5	0,132	8,675	32,983
	1	59984	12250	63834	0,066	4,213	37,196

Forces sismiques verticales: F_V

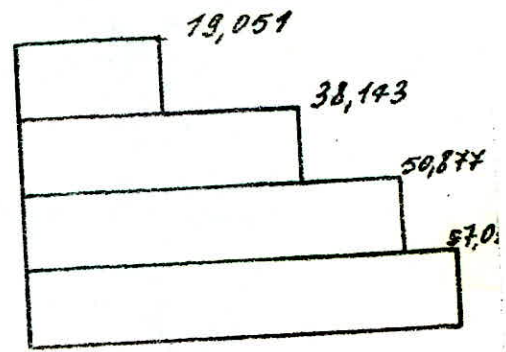
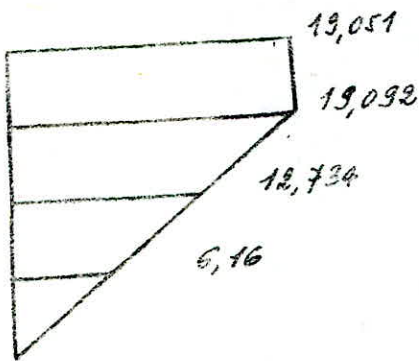
Port.	niveau	σ_v	W (kg)	$S_{iv} = \sigma_v \cdot W$ (t)	$S_{iv} = \frac{S_{iv}}{L_i} \left(\frac{t}{m} \right)$
portique longitud.	4	0,2358	68.285	16,102	0,644
	3	0,1769	91,220	16,137	0,646
	2	0,1180	91220	10,764	0,430
	1	0,059	88244	5,193	0,208
portique trans.	4	0,2358	42744	10,079	0,916
	3	0,1769	65719	11,626	1,057
	2	0,1180	65719	7,755	0,705
	1	0,059	63834	3,751	0,341

la longueur des portiques est:

- portique longitudinal $L = 25m$.
- portique transversal $l = 11m$.

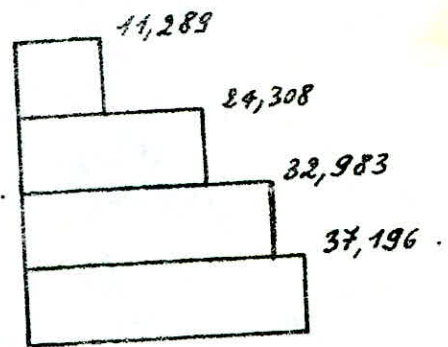
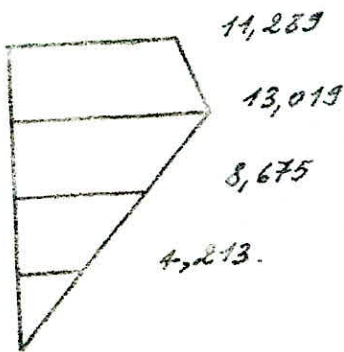
Diagramme des forces horizontales.

- portique longitudinal:



F_H : cumulée.

- portique transversal:



F_H : cumulée.

Efforts dans les portiques sous les charges horizontales:

Ce calcul sera fait à l'aide de la méthode de BOWMAN.

Exposé (bréf) de la méthode: la Force sismique horizontale F_H obtenue à chaque niveau se partage proportionnellement aux inerties des poteaux, de même pour l'effort tranchant total.

$$F_i = \frac{I_i}{0,8I_1 + \sum_{i=2}^{n-1} I_i + 0,8I_n} \times F \quad \text{pour un poteau intermédiaire.}$$

$$F_j = \frac{0,8I_j}{0,8I_1 + \sum_{i=2}^{n-1} I_i + 0,8I_n} \times F \quad \text{pour un poteau d'angle (j=1 ou j=n).}$$

les points d'inflexion dans les poteaux de hauteur h se situent à:

- $0,55h$ (de la partie supérieure) pour le dernier niveau.
- $0,60h$ (de la partie supérieure) pour l'avant dernier niveau.
- $0,55h$ (de la partie supérieure) pour le niveau juste en dessous.
- $0,50h$ à tous les niveaux, sauf pour le premier niveau.
- $0,60h$ (à partir de la base) au premier niveau.

le partage des moments dans les travées (poutres) sera effectué proportionnellement à leurs raideurs gauche et droite du nœud considéré auquel elles aboutissent.

Hypothèse de calcul: dans le cas où les poteaux d'un même étage possèdent tous la même hauteur, et où les raideurs des différentes poutres, parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont toutes supérieures au $\frac{1}{5}$ de la raideur du poteau le plus raide, on admet que:

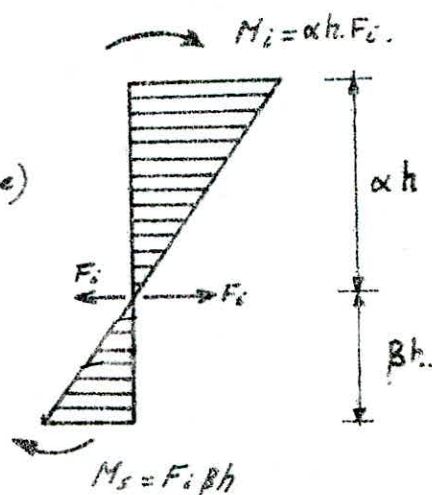
- Les poteaux d'étages courants sont encastrés aux niveaux du plancher et articulés à une hauteur définies d'après BOWMAN par: des coefficients α et β comme l'indique le schéma ci-dessous:

Les moments fléchissants à la tête et à la base de poteaux sont définis par: (voir sch ci-contre)

- à la base: $M_s = F_i \alpha h$

- à la tête: $M_j = F_i \beta h$

avec $\alpha + \beta = 1$



Moment flechissants dans les poutres : (A. Fuentès p. 142).

Le moment du poteau doit être équilibré par le moment flechissant des poutres, qui aboutissent à ce noeud.

Les moments sont donnés par :

$$M = F_i kh \quad \text{pour les files d'rive (poutres d'rive)}$$

$$\left. \begin{aligned} M &= F_j \alpha h \cdot \frac{K_g}{K_g + K_d} \\ M &= F_j \alpha h \cdot \frac{K_d}{K_g + K_d} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{pour les poutres intérieures} \\ \text{respectivement à gauche et} \\ \text{à droite du noeud } j. \end{array}$$

$$K_g = \frac{I_g}{l_g} \quad K_d = \frac{I_d}{l_d}$$

Dans le cas de plusieurs niveaux on opère comme suit :

pour un noeud intermédiaire :

$$M_g = - (M_s + M_i) \frac{K_g}{K_g + K_d} \quad (\text{à gauche})$$

$$M_d = - (M_s + M_i) \frac{K_d}{K_g + K_d} \quad (\text{à droite})$$

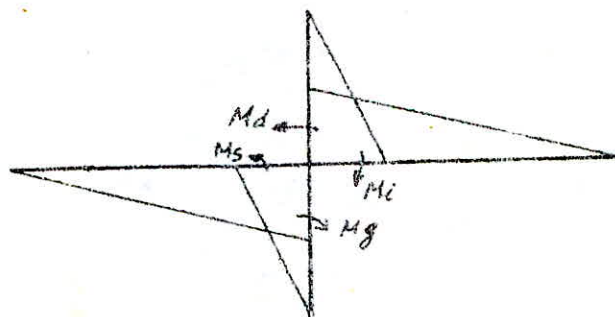
pour un noeud de rive :

$$M_g = M_d = - (M_s + M_i)$$

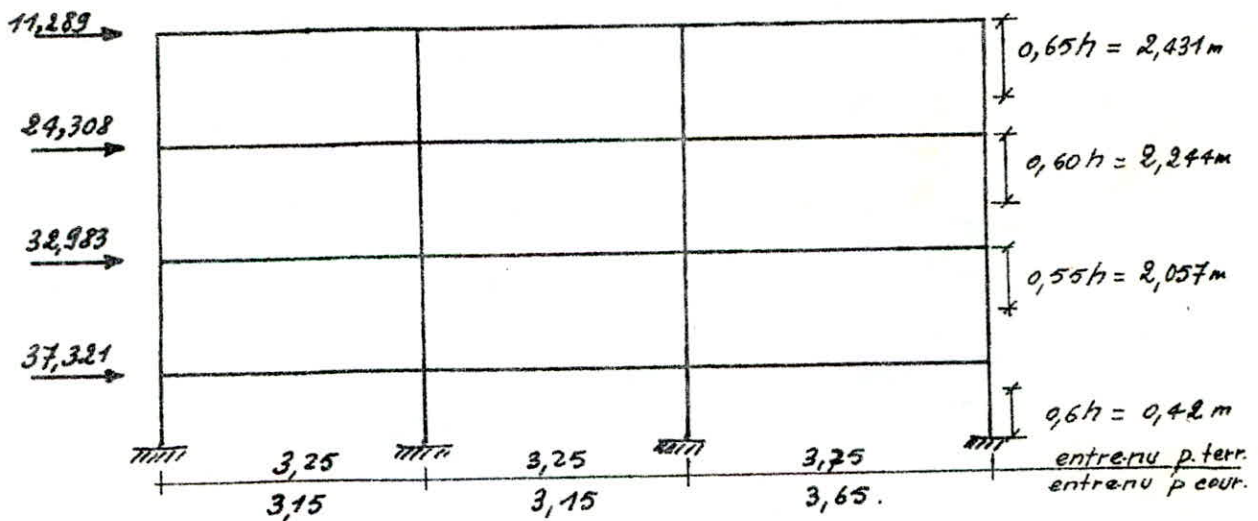
A noter : que si les traverses (gauche et droite) d'un noeud sont d'égales longueurs et d'égales inerties on a $K_g = K_d$

donc. $M_g = M_d = - \frac{(M_s + M_i)}{2}$

Après l'établissement de ces formules il est possible d'exprimer les moments dans les traverses (M_g, M_d) en fonction des moments dans les poteaux (M_s, M_i). (Voir sch. ci dessous).



ÉTUDE DU PORTIQUE TRANSVERSAL



Tous les poteaux d'un même étage ont la même section d'où leur inertie est constante :

Soit F la force totale par plancher :

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$$

pour les poteaux de rive on a :

$$F_1 = F_4 = \frac{0,8 I_1}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 \times 0,8} \times F \quad \text{avec } I_1 = I_2 = I_3 = I_4$$

$$\text{d'où on a : } F_1 = F_4 = \frac{0,8}{0,8 + 1 + 1 + 0,8} \cdot F = 0,222 F$$

pour les poteaux intermédiaires

$$F_2 = F_3 = \frac{I_2 \times F}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 \times 0,8} = \frac{1}{0,8 + 1 + 1 + 0,8} \times F = 0,278 F$$

exemple: au niveau 4, ces forces auront les valeurs suivantes:

$$F_1 = F_4 = 0,222 \times 11,289 = 2,506 \text{ t}$$

$$F_2 = F_3 = 0,278 \times 11,289 = 3,138 \text{ t}$$

Le reste des résultats sera englobé dans le tableau suivant:

niveau Force	4	3	2	1
F (t)	11,289	24,308	32,983	37,180
$F_1 = F_4$ (t)	2,506	5,402	7,330	8,262
$F_2 = F_3$ (t)	3,138	6,752	9,162	10,328

Etude de la torsion (CTC81).

Il n'y est pas lieu de considérer la torsion accidentelle car le rapport η entre les dimensions d'un étage quelconque ne dépasse pas 2,5.

$$\eta = \frac{L(\text{longueur totale})}{L(\text{largeur totale})} < 2,5.$$

On étudie donc seulement la torsion d'ensemble exigée par les règlements algériens.

Généralement on confond le centre de masse avec le centre de torsion, ce qui nous permet de calculer l'excentricité pour un étage seulement. (v. page

Sens transversal. (Calcul de centre de torsion)

file	Y_i (cm)	I_{Y_i} (cm ⁴)	$I_{Y_i} \cdot Y_i$ (cm ⁵)
1	0	32552	0
2	350	32552	113932
3	700	32552	227865
4	1100	32552	358073

plancher terrasse.

File	Y_i (cm)	I_{Y_i} (cm ⁴)	$I_{Y_i} \cdot Y_i$ (cm ⁵)
1	0	125052	0
2	350	125052	437682
3	700	125052	475365
4	1100	125052	1375572

plancher courant.

le centre de torsion est donné par: (dans le sens trans.)

$$Y_T = \frac{\sum I_{Y_i} \cdot Y_i}{\sum I_{Y_i}} \quad i (\text{files}) = 1, 2, 3, 4.$$

. plancher terrasse:

$$Y_T = \frac{69787000}{130208} = 536 \text{ cm.}$$

. plancher courant:

$$Y_T = \frac{268862000}{500209} = 537,5 \text{ cm.}$$

Or le centre de gravité de tous les plancher se situe à 550 cm à partir des axes considérés (v. sch. page.)

$$\Rightarrow Y_G - Y_T = 550 - 536 = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{p. terrasse.}$$

$$Y_G - Y_T = 550 - 537,5 = 12,5 \text{ cm} \rightarrow \text{p. courant.}$$

donc on considère une excentricité de 5% de la plus grande dimension du bâtiment :
 $e = 5\% L = 5 \times 25 \cdot 10^{-2} = 1,25 \text{ m} = 125 \text{ cm}.$

Calcul de la force de torsion F_T

- quelques caractéristiques géométriques des poteaux.

- plancher terrasse. niv: 4
 sens transversal.

file	y cm	I_y cm^4	$-y \cdot I_y$ $\text{cm}^5 \times 10^8$	$y^2 \cdot I_y$ $\text{cm}^6 \times 10^8$
1	675	32552	-21973	148,316
2	275	32552	-8,952	24,62
3	-0,75	32552	+2,442	1,831
4	-4,25	32552	+13,835	58,80.

$$\sum y^2 I_y = 233,567 \cdot 10^8 \text{ cm}^6$$

sens longitudinal.

file	x cm	I_x cm^4	$x \cdot I_x$ $\text{cm}^5 \times 10^6$	$x^2 \cdot I_x$ $\text{cm}^6 \times 10^8$
1	-1125	32552	-36,621	411,987
2	-625	32552	-20,345	127,156
3	-125	32552	-4,069	50,863
4	375	32552	12,207	45,776
5	875	32552	28,403	249,226
6	1375	32552	44,759	615,436

$$\sum x^2 I_x = 1500,45 \cdot 10^8 \text{ cm}^6$$

planchers courants niv: 3, 2, 1.
 sens transversal.

file	y cm	I_y cm^4	$-y \cdot I_y$ $\text{cm}^5 \times 10^8$	$y^2 \cdot I_y$ $\text{cm}^6 \times 10^8$
1	675	125052	84,41	569,768
2	275	125052	34,39	94,571
3	-0,75	125052	9,38	7,034
4	-4,25	125052	53,15	226,875

$$\sum y^2 I_y = 897,25 \times 10^8 \text{ cm}^6$$

sens longitudinal.

file	x cm	I_x cm^4	$x \cdot I_x$ cm^5	$x^2 \cdot I_x$ cm^6
1	-1125	125052	-140,07	1582,69
2	-625	125052	-78,16	488,49
3	-125	125052	-15,63	19,54
4	375	125052	46,90	175,86
5	875	125052	109,42	957,43
6	1375	125052	171,95	2364,27

$$\sum x^2 I_x = 5588,26 \times 10^8 \text{ cm}^6$$

L'expression de la force de torsion est:

1) sens transversal :

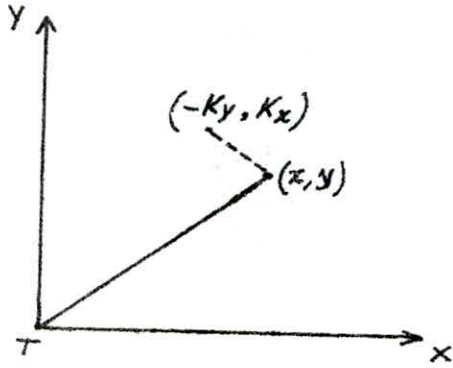
$$F_T' = -K \cdot y \cdot F_e \quad \text{avec} \quad K = \frac{I_y}{\sum_i x_i^2 I_{x_i} + \sum_i y_i^2 I_{y_i}}$$

2) sens longitudinal:

$$F_T' = K \cdot x \cdot F_e \quad \text{avec} \quad K = \frac{I_x}{\sum_i x_i^2 I_{x_i} + \sum_i y_i^2 I_{y_i}}$$

tel que: K est une constante de proportionnalité définie par le (P.569) par les expressions respectives à chaque sens (par les valeurs données précédemment).

La figure étant reportée au axe T_x et T_y , où T est le centre de torsion du plancher. Le poteau subit un déplacement à la tête ayant pour composantes $(-K_y, K_x)$ avec x et y les coordonnées du poteau selon les axes x et y (v. fig).



Si l'on désigne par I_x le moment d'inertie de la section du poteau par rapport à un axe parallèle à T_x et I_y : le moment d'inertie par rapport à un axe parallèle à T_y , les actions horizontales $(-K_x, K_y)$, et les moments par rapport à T sont $K I_y \cdot y^2$, $K I_x \cdot x^2$.

le moment total unitaire pour

$$K = \frac{1}{\sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2}$$

Pour obtenir les moments unitaires respectifs on remplace K par sa valeur dans $(K I_y \cdot y^2$ et $K I_x \cdot x^2)$

Les forces de torsion sont obtenues par produit du moment unitaire par F_e tel que:

F_e Force de translation (horizontal) de chaque plancher
 e : l'excentricité prise en compte ($e = 125$ cm, notre cas).

Ainsi on obtient les forces supplémentaires que provoque la torsion.

-N.B: La sollicitation de torsion propre à chaque poteau est négligée (P.569).

Calcul de la force de torsion F'_t :

En utilisant les expressions de F'_t indiquées à la page ?
on obtient le résultats conclus dans les tableaux ci-dessous.

- Pour le portique transversal:

• plancher terrasse: (niv 4)

file	$-y I_y$ (cm ⁴)	$\sum x^2 I_x + \sum y^2 I_y$ (cm ⁶) x 10 ⁸	F.e (t.cm)	F'_t (t)
1	13,835	1734,011	313,63	0,025
2	2,442	1734,011	392	0,006
3	-2,952	1734,011	392	-0,021
4	-21,973	1734,011	313,625	-0,04.

• plancher courant: niv(3,2,1).

file	x. Ix (cm)	$\sum x^2 I_x + \sum y^2 I_y$ (cm ⁶) x 10 ⁸	niv: 3		niv: 2		niv: 1	
			Fe (t)	F'_t (t)	Fe (t)	F'_t (t)	Fe (t)	F'_t (t)
1	13,837	6485,51	675,25	0,015	916,25	0,02	1036,75	0,022
2	2,442	6485,51	844	0,0013	1145,25	0,0043	1295,88	0,005
3	-2,95	6485,51	844	-0,012	1145,25	-0,016	1295,88	-0,018
4	-21,97	6485,51	675,25	-0,023	916,25	-0,031	1036,75	-0,035

Moments à la tête et à la base des poteaux:

Ces moments seront calculés par les formules suivantes:

$$\text{Moment à la tête: } M_i = F \cdot ah$$

$$\text{Moment à la base: } M_s = F \cdot bh.$$

niveau: 4. plancher terrasse:

file	F _{trans.} (t)	F _{tors.} (t)	Result. (t)	a.h (m)	b.h (m)	M _i (tête) (t.m)	M _s (base) (t.m)
1	2,509	0,025	2,534	2,43	1,31	6,158	3,32
2	3,136	0,006	3,142	2,43	1,31	7,634	4,082
3	3,136	-0,021	3,116	2,43	1,31	7,571	4,082
4	2,509	-0,04	2,47	2,43	1,31	6,00	3,235

niveau: 3 : plancher courant:

file	F _{trans.} (t)	F _{tors.} (t)	Result. (t)	a.h (m)	b.h (m)	M _i (tête) (t.m)	M _s (base) (t.m)
1	5,402	0,015	5,417	2,244	1,496	12,156	8,103
2	6,752	0,0013	6,754	2,244	1,496	15,156	10,104
3	6,752	-0,012	6,74	2,244	1,496	15,125	10,083.
4	5,402	-0,023	5,379	2,244	1,496	12,071	8,047

niveau: 2 : plancher courant.

file	F _{trans.} (t)	F _{tors.} (t)	Result. (t)	a.h (m)	b.h (m)	M _i (tête) (t.m)	M _s (base) (t.m)
1	7,33	0,02	7,350	2,06	1,68	15,141	12,348
2	9,162	0,0043	9,167	2,06	1,68	18,884	15,40
3	9,162	-0,016	9,146	2,06	1,68	18,841	15,365
4	7,33	-0,031	7,30	2,06	1,68	15,04	12,264

niveau: 1: R.D.c
(plancher courant).

file	F _{trans.} (t)	F _{tors.} (t)	Result. (t)	a.h (m)	b.h (m)	M _i (tête) (t.m)	M _s (base) (t.m)
1	8,294	0,022	8,316	0,28	0,42	2,33	3,493
2	10,367	0,005	10,372	0,28	0,42	2,904	4,356
3	10,367	-0,0179	10,349	0,28	0,42	2,90	4,347
4	8,294	-0,035	8,259	0,28	0,42	2,31	3,470

Calcul des moments dans les traverses:

on les calcule suivant la méthode d'ALBERT FUENTES exposée dans la page 29.

niveau: 4

• file ①: $M_{d1} = -M_{i1} = -6,158 \text{ t.m.}$ ($M_s = 0$)

• file ②: $M_{2d} = -(M_s + M_i) \cdot \frac{K_d}{K_d + K_g}$ avec $I_g = I_d$
et $l_g = l_d$
 $M_s = 0$

$$M_{2d} = -M_{i2} \cdot \frac{1}{2} = -7,634 \times \frac{1}{2}$$

$$M_{2d} = -3,817 \text{ t.m.}$$

$M_{2g} = -(M_s + M_i) \cdot \frac{K_g}{K_d + K_g}$ on a: $I_g = I_d$
 $l_g = l_d$
 $M_s = 0$

$$M_{2g} = -M_{i2} \cdot \frac{1}{2} = -7,634 \cdot \frac{1}{2}$$

$$M_{2g} = -3,817 \text{ t.m.}$$

• file ③: $M_{3d} = -(M_s + M_i) \cdot \frac{K_d}{K_d + K_g}$ $I_g = I_d$
 $l_g \neq l_d$
 $M_s = 0$

$$M_{3d} = -M_{i3} \cdot \frac{l_g}{l_d + l_g}$$

$$M_{3d} = -7,239 \cdot \frac{3,75}{3,25 + 3,75} = -4,056 \text{ t.m.}$$

$M_{3g} = -(M_s + M_i) \cdot \frac{K_g}{K_g + K_d}$ ($M_s = 0$)

$$= -M_{i3} \cdot \frac{l_d}{l_d + l_g} = -7,239 \times \frac{3,25}{3,25 + 3,75}$$

$$M_{3g} = -3,515 \text{ t.m.}$$

• file ④ $M_{4g} = -M_{i4} = -6,00 \text{ t.m.}$ ($M_s = 0$)

Pour le reste des niveaux on résume le résultat par un tableau.
on doit noter que pour les niveaux courants $M_s \neq 0$

niveau	file ① $M_{1d} \text{ (t.m.)}$	file ②		file ③		file ④ $M_{4g} \text{ (t.m.)}$
		M_{2g}	$M_{2d} \text{ (t.m.)}$	$M_{3g} \text{ (t.m.)}$	$M_{3d} \text{ (t.m.)}$	
1	-6,158	-3,187	-3,187	-3,945	-4,056	-6,00
2	-15,674	-9,136	-9,136	-8,897	-10,31	-15,306
3	-23,244	-14,494	-14,494	-13,399	-15,526	-23,097
4	-14,698	-9,152	-9,152	-8,461	-9,804	-14,574

Détermination des efforts tranchants:

Méthode de calcul: Soit $M(x) = \alpha x + \beta$ l'expression du moment flechissant en un point x quelconque, l'effort tranchant sera la première dérivée de $M(x)$.

On rappelle aussi que le seisme horizontal peut être dans un sens ou dans l'autre (\vec{S}_{H1} , \vec{S}_{H2}).

Calcul de l'effort tranchant sous \vec{S}_{H1} :

$$M(x) = \alpha x + \beta \quad \text{pour } \begin{cases} x=0 \rightarrow M(0) = \beta = M_B \\ x=l \rightarrow M(l) = \alpha l + \beta = -M_d \end{cases}$$

$$\text{d'où } \alpha = -\frac{(M_B + M_d)}{l}$$

$$M(x) = -\frac{(M_B + M_d)}{l} \cdot x + M_B \quad \rightarrow \quad T = \frac{dM}{dx} = -\frac{(M_B + M_d)}{l}$$

calcul de l'effort tranchant sous \vec{S}_{H2} :

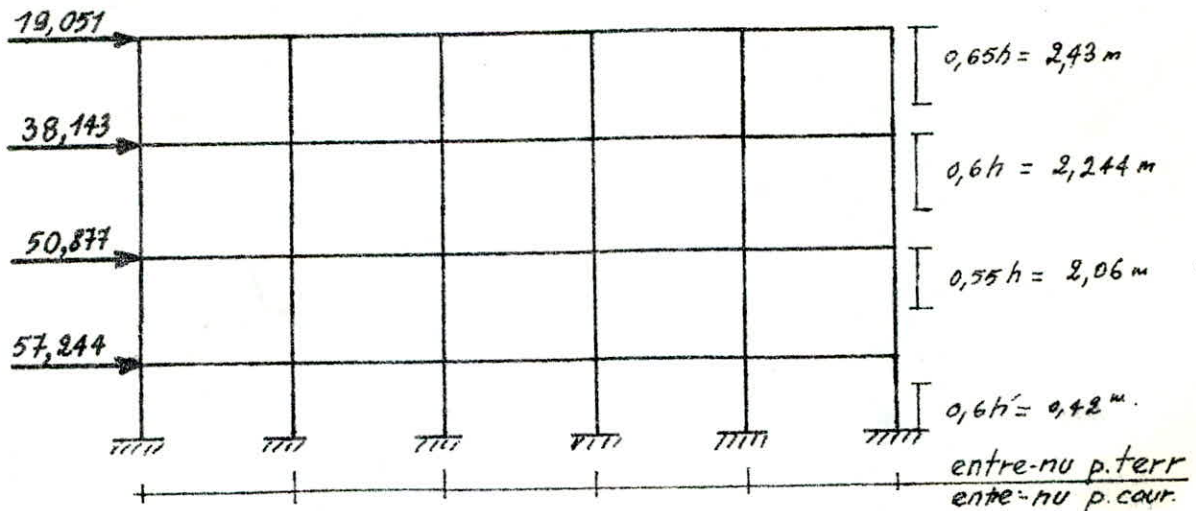
on opère de la même manière, pour obtenir celle-ci

$$T = \frac{M_d + M_B}{l}$$

Le tableau suivant résume les résultats obtenus pour la portique transversal.

niv	travée	l (cm)	$M_{d(1-2)}$	M_B (cm)	T_{S1} (N)	T_{S2} (N)
6	1-2	3,25	-6,453	-3,847	3,069	-3,069
	2-3	3,25	-2,847	-3,515	2,356	-2,356
	3-4	3,75	-4,056	-4,00	2,682	-2,682
3	5-6	3,45	-15,456	-3,486	5,849	-5,849
	6-7	3,45	-9,436	-3,887	5,725	-5,725
	7-8	3,65	-12,34	-15,306	4,275	-4,275
2	9-10	3,45	-22,264	-14,624	12,58	-12,58
	10-11	3,45	-14,634	-12,369	8,533	-8,533
	11-12	3,65	-15,586	-22,087	10,590	-10,590
1	13-14	3,45	-14,578	-9,422	7,569	-7,569
	14-15	3,45	-3,486	-2,461	5,590	-5,590
	15-16	3,65	-2,874	-14,574	6,678	-6,678

ETUDE DU PORTIQUE LONGITUDINAL



Soit F la force totale par plancher :

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6$$

pour les poteaux derive on a :

$$F_1 = F_6 = \frac{0,8 I_i}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 + 0,8 I_6} \times F \quad i = 1,6$$

or : $I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = I_5 = I_6$ (pour un même plancher).

$$\text{donc } F_1 = F_6 = \frac{0,8}{0,8 + 1 + 1 + 1 + 1 + 0,8} \cdot F = 0,143 F$$

pour les poteaux intermediaires :

$$F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = \frac{I_i}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 + 0,8 I_6} \cdot F \quad \text{avec : } i = 2,3,4,5$$

$$F_i (i=2,3,4,5) = \frac{1}{0,8 + 1 + 1 + 1 + 1 + 0,8} \cdot F = 0,179 F$$

exemple : Au niveau : 4 on obtient :

$$F_1 = F_6 = 0,143 \times 19,051 = 2,724 t$$

$$F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = 0,179 \times 19,051 = 3,402 t$$

Le reste des résultats sera resumé dans le tableau ci-dessous

niveau Force.	4	3	2	1
$F(t)$	19,051	38,143	50,877	51,021
$F_1 = F_6 (t)$	2,724	5,455	7,276	8,154
$F_2 = \dots = F_5 (t)$	3,402	6,811	9,085	10,207

Etude de la torsion portique longitudinal:
calcul du centre de torsion du plancher:

File	X_i (cm)	I_{xi} (cm ⁴)	$x_i \cdot I_{xi}$
1	0	32552	0
2	500	32552	162761
3	1000	32552	325521
4	1500	32552	488281
5	2000	32552	651042
6	2500	32552	813802

plancher terrasse

File	X_i (cm)	I_{xi} (cm ⁴)	$x_i \cdot I_{xi}$ (cm ⁵)
1	0	125052	0
2	500	125052	625261
3	1000	125052	1250521
4	1500	125052	1875781
5	2000	125052	2501042
6	2500	125052	3126302

plancher courant

Le centre de torsion x_T (dans le sens longitudinal) est donné par:

$$x_T = \frac{\sum x_i \cdot I_i}{\sum I_i} \quad i = 1, 2, 3, 4, 5, 6$$

• plancher terrasse.

$$x_T = \frac{2441406}{195313} = 125 \text{ cm}$$

• plancher courant

$$x_T = \frac{9378906}{750313} = 125 \text{ cm}$$

Or le centre de gravité des planchers de tous les planchers se situe à 1250 cm à partir des axes considérés. ($x_G = 1250$ cm.)

$$\text{donc on } x_G - x_T = 1250 - 1250 = 0$$

Donc: on considère aussi dans ce cas l'excentricité donnée par le règlement (CTC 81). $e = 5\%L = 500$ cm.

Calcul de la force de torsion F_{ty} :

$$F_{ty} = \frac{I_x \cdot x}{\sum x_i^2 I_x + \sum y_i^2 I_y} \cdot F_e$$

Les caractéristiques géométriques restent les mêmes on rappella seulement que:

La force horizontale résultante sera la somme vectorielle de la force sismique horizontale F_H et la force de torsion F_T , il y a des poteaux soulagés et d'autres surchargés (

Les valeurs de la force de torsion dans le portique longitudinal: F'_{T_y} sont données par les tableaux suivants:

- plancher terrasse : (niv. 4).

Pile	$\alpha \cdot I_x$ (cm^5)	$\Sigma \alpha^2 I_x + \Sigma \beta^2 I_y$ (cm^6)	F_e (t.cm)	F'_{T_y} (t)
1	-36,621	1734,01	340,5	-0,072
2	-20,345	1734,01	425,25	-0,05
3	-4,069	1734,01	425,25	-0,001
4	12,207	1734,01	425,25	0,030
5	28,483	1734,01	425,25	0,070
6	44,759	1734,01	340,5	0,088

- plancher courant : (niv: 1, 2, 3)

file	$\alpha \cdot I_x$ (cm^5)	$\Sigma \alpha^2 I_x + \Sigma \beta^2 I_y$ (cm^6)	niv: 3		niv: 2		niv: 1	
			F_e (t.cm)	F'_{T_y}	F_e (t.cm)	F'_{T_y}	F_e (t.cm)	F'_{T_y}
1	-140,068	645,508	681,875	-0,147	909,5	-0,197	1023,25	-0,221
2	-78,158	645,508	851,375	-0,103	1135,625	-0,137	1277,75	-0,154
3	-15,632	645,508	851,375	-0,021	1135,63	-0,028	1277,75	-0,0308
4	46,895	645,508	851,375	+0,062	1135,63	0,082	1277,75	0,0924
5	109,421	645,508	851,375	0,144	1135,63	0,192	1277,75	0,216
6	171,947	645,508	681,875	0,181	909,5	0,241	1023,25	0,272

Calcul des moments à la base et à la tête des poteaux:
on utilisera les formules suivantes:

$$\text{Moment à la tête : } M_t = F \cdot a \cdot b$$

$$\text{Moment à la base : } M_b = F \cdot b \cdot h$$

a et b désignent les coefficients définis par BOWMAN
(v. sch. du portique).

niveau 4 plancher terrasse

file	F.trans ^(b)	F.trans ^(f)	Result ^(f)	dh ^(m)	bh ^(m)	M:(tête) + m	M:(base) + m
1	2,722	-0,072	2,652	2,43	1,31	6,444	3,472
2	3,402	-0,050	3,352	2,43	1,31	8,146	4,391
3	3,402	-0,001	3,401	2,43	1,31	8,265	4,456
4	3,402	0,030	3,432	2,43	1,31	8,34	4,496
5	3,402	0,070	3,472	2,43	1,31	8,437	4,542
6	2,722	0,082	2,812	2,43	1,31	6,833	3,684

niveau 3 plancher courant

file	F.trans ^(b)	F.trans ^(f)	Result ^(f)	dh ^(m)	bh ^(m)	M:(tête) + m	M:(base) + m
1	5,455	-0,447	5,308	2,244	1,496	11,911	7,941
2	6,811	-0,403	6,708	2,244	1,496	15,053	10,035
3	6,811	-0,021	6,790	2,244	1,496	15,237	10,158
4	6,811	0,062	6,873	2,244	1,496	15,423	10,282
5	6,811	0,144	6,955	2,244	1,496	15,607	10,405
6	5,455	0,181	5,636	2,244	1,496	12,647	8,432

niveau 2 plancher courant

file	F.trans ^(b)	F.trans ^(f)	Result ^(f)	dh ^(m)	bh ^(m)	M:(tête) + m	M:(base) + m
1	7,276	-0,197	7,079	2,06	1,68	14,583	11,893
2	9,085	-0,137	8,948	2,06	1,68	18,433	15,033
3	9,085	-0,028	9,058	2,06	1,68	18,66	15,278
4	9,085	0,082	9,167	2,06	1,68	18,884	15,40
5	9,085	0,192	9,277	2,06	1,68	19,111	15,586
6	7,276	0,241	7,517	2,06	1,68	15,485	12,629

niveau 1 Rez-de-chaussée

file	F.trans ^(b)	F.trans ^(f)	Result ^(f)	dh ^(m)	bh ^(m)	M:(tête) + m	M:(base) + m
1	8,186	-0,221	7,965	0,28	0,42	8,23	3,345
2	10,222	-0,154	10,068	0,28	0,42	8,819	4,229
3	10,222	-0,031	10,191	0,28	0,42	8,854	4,28
4	10,222	0,093	10,315	0,28	0,42	8,888	4,332
5	10,222	0,216	10,438	0,28	0,42	8,923	4,384
6	8,186	0,272	8,548	0,28	0,42	8,394	3,59

Calcul des moments dans les traverses:

Ces moments seront calculés par la méthode de A. Fuentès

au niveau 4 on a:

$$\text{file } \textcircled{1}: M_{d1} = -M_{i1} = -6,444 \text{ t.m}$$

$$\text{file } \textcircled{2}: M_{2d} = -M_{i2} \cdot \frac{K_d}{K_d + K_g} = -M_{i2} \cdot \frac{l_g}{l_g + l_d}$$

remarquons: que pour le portique longitudinal toutes les travées sont égales, ainsi que, les inerties pour une même étage ce qui nous permet d'écrire:

$K_d = K_g$ ($I_d = I_g$ et $l_d = l_g$), quel que soit la file étudiée.

$$\text{pour la file } \textcircled{2} \quad M_{2d} = M_{2g} = -M_{i2} = \frac{1}{2} = -8,146 \times \frac{1}{2}$$

$$M_{2d} = M_{2g} = -4,073 \text{ t.m.}$$

$$\text{file } \textcircled{3} \quad M_{3d} = M_{3g} = -8,265 \times \frac{1}{2} = -4,133 \text{ t.m}$$

$$\text{file } \textcircled{4} \quad M_{4d} = M_{4g} = -8,340 \times \frac{1}{2} = -4,17 \text{ t.m.}$$

$$\text{file } \textcircled{5} \quad M_{5d} = M_{5g} = -8,437 \cdot \frac{1}{2} = -4,219 \text{ t.m.}$$

$$\text{file } 6 \quad M_{6d} = -M_{i6} = -6,833 \text{ t.m.}$$

Pour le niveau 4; $M_5 = 0$ car il n'y pas de pied de poteau qui y aboutit. pour les autres niveaux ce n'est pas le cas $M_5 \neq 0$.

le reste du calcul sera résumé dans le tableau suivant

file	1	2	3	4	5	6
niv	M_{1d}	$M_{2g} = M_{2d}$	$M_{3g} = M_{3d}$	$M_{4d} = M_{4g}$	$M_{5g} = M_{5d}$	M_{6g}
1	-6,444	-4,073	-4,133	-4,17	-4,219	-6,833
2	-15,385	-9,713	-9,947	-9,96	-10,078	-16,331
3	-22,524	-14,234	-14,409	-14,583	-14,758	-23,917
4	-14,123	-8,926	-9,035	-9,144	-9,255	-15,023

Calcul des efforts tranchant

les efforts tranchants seront calculés à partir des formules de la page 37

niv	travée	l (m)	M_d (t.m)	M_g (t.m)	T_{SH}	T_{SH}
4	1-2	4,75	-6,444	-4,073	2,214	-2,214
	2-3	4,75	-4,073	-4,133	1,728	-1,728
	3-4	4,75	-4,133	-4,17	1,748	-1,748
	4-5	4,75	-4,17	-4,219	1,766	-1,766
	5-6	4,75	-4,219	-6,833	2,327	-2,327
3	7-8	4,65	-15,385	-9,713	5,398	-5,398
	8-9	4,65	-9,713	-9,947	4,228	-4,228
	9-10	4,65	-9,947	-9,96	4,281	-4,281
	10-11	4,65	-9,96	-10,078	4,309	-4,309
	11-12	4,65	-10,078	-16,331	5,68	-5,68
2	13-14	4,65	-22,524	-14,234	7,905	-7,905
	14-15	4,65	-14,234	-14,409	6,16	-6,16
	15-16	4,65	-14,409	-14,583	6,235	-6,235
	16-17	4,65	-14,583	-14,758	6,31	-6,31
	17-18	4,65	-14,758	-15,023	6,405	-6,405
1	19-20	4,65	-14,123	-8,926	4,957	-4,957
	20-21	4,65	-8,926	-9,036	3,863	-3,863
	21-22	4,65	-9,036	-9,144	3,91	-3,91
	22-23	4,65	-9,144	-9,255	3,957	-3,957
	23-24	4,65	-9,255	-15,023	5,221	-5,221

ETUDE DU PORTIQUE sous Les CHARGES VERTICALES

Le calcul des portique sous les charges verticales sera fait par la méthode de Caquot.

Domaine d'application: cette méthode s'applique essentiellement à des éléments de plancher constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis. Elle ne s'applique pas, en principe à des poutres isolées (comme les poutres supportant les chemins de roulements des ponts roulants). Elle convient, aussi, aux planchers à surcharge relativement élevée ($G < \frac{P}{2,5}$).

Exposé de la méthode: on évalue le moment d'un appui (section dangereuse), en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui considéré (l_e, l_w) et la résistance des tronçons inférieurs et supérieurs.

On détache de chaque côté de l'appui des travées fictives l_e et l_w pour des travées intermédiaire, on a:

$$\begin{aligned} l_w &= 0,8 l_w & \text{où } \left\{ \begin{array}{l} l_w, l_e \text{ représentent respectivement les} \\ l_e = 0,8 l_e \end{array} \right. & \text{portées libres des travées gauches et droites} \end{aligned}$$

Les moment au nu d'appuis en valeurs absolues sont:

. Au nu de l'appui: travée gauche

$$M_w = M'e \cdot \frac{K_w}{D} + M'w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

. Au nu de l'appui dans la travée de droite

$$M_e = M'e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'w \cdot \frac{K_e}{D}$$

. Au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur.

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M'e - M'w)$$

. Au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur.

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M'e - M'w)$$

- Pour les travées, les moments M_e et M_w sont négatifs.

- Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues $M'w$ ou $M'e$. la face tendue du poteau inférieur est du côté opposé.

Travée de rive (sans console).

Noeud de rive:

$$M_{e1} = M'e_1 \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right)$$

$$M_{s1} = M'e_1 \left(\frac{K_{s1}}{D}\right)$$

$$M_{n1} = M'e_1 \left(\frac{K_{n1}}{D}\right)$$

Noeud voisin d'un noeud de rive:

$$\text{On prend } l'w_2 = \lambda_2 l w_2 \quad \text{avec } \begin{cases} 0,8 < \lambda_2 < 1 \\ \lambda_2 = 1 \text{ pour } K_s + K_n > 1,5 K_w \end{cases}$$

On détache aussi au dessus de chaque appui des tronçons fictifs de poteaux de hauteurs h'_n et h'_s .

$h'_n = 0,8 h_n$ dans tous les cas sauf pour les noeuds appartenant à l'avant dernier plancher, et pour les poteaux articulés sur des fondations, dans ce dernier cas on a $h'_s = h_n$, et pour le cas juste avant on a $h'_n = 0,9 h'_n$.

Soit $q_w(q_e)$ et $Q_w(Q_e)$ respectivement les charges uniformément réparties sur les travées gauches (droites), et les charges concentrées sur ces travées. Les moments créés et qui doivent être répartis proportionnellement aux inerties sont donnés par:

$$M'_w = \frac{q_w \cdot l_w'^2}{8,5} + l'_w \sum K_w Q_w$$

$$M'_e = \frac{q_e \cdot l_e'^2}{8,5} + l'_e \sum K_e Q_e$$

Les valeurs de K_e, K_w sont données par une échelle fonctionnelle. (voir CCBA 68 p. 141).

$$\left. \begin{aligned} K_w &= \frac{I_w}{l'_w} \\ K_e &= \frac{I_e}{l'_e} \\ K_s &= \frac{I_s}{h'_s} \\ K_n &= \frac{I_n}{h'_n} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &\text{avec } I_w (I_e) \text{ sont les moments d'inertie} \\ &\quad \text{de la travée gauche (droite).} \\ &I_s (I_n) \text{ sont les moments d'inertie} \\ &\quad \text{des poteaux inférieurs (supérieurs).} \\ &l'_w, l'_e, h'_n \text{ et } h'_s : \text{ sont déjà définies.} \end{aligned}$$

$$\text{soit } D = K_w + K_e + K_s + K_n$$

Remarque: - Le signe des moments dans les traverses, et dans les poteaux est indiqué à la p. 141 du CCBA 68.

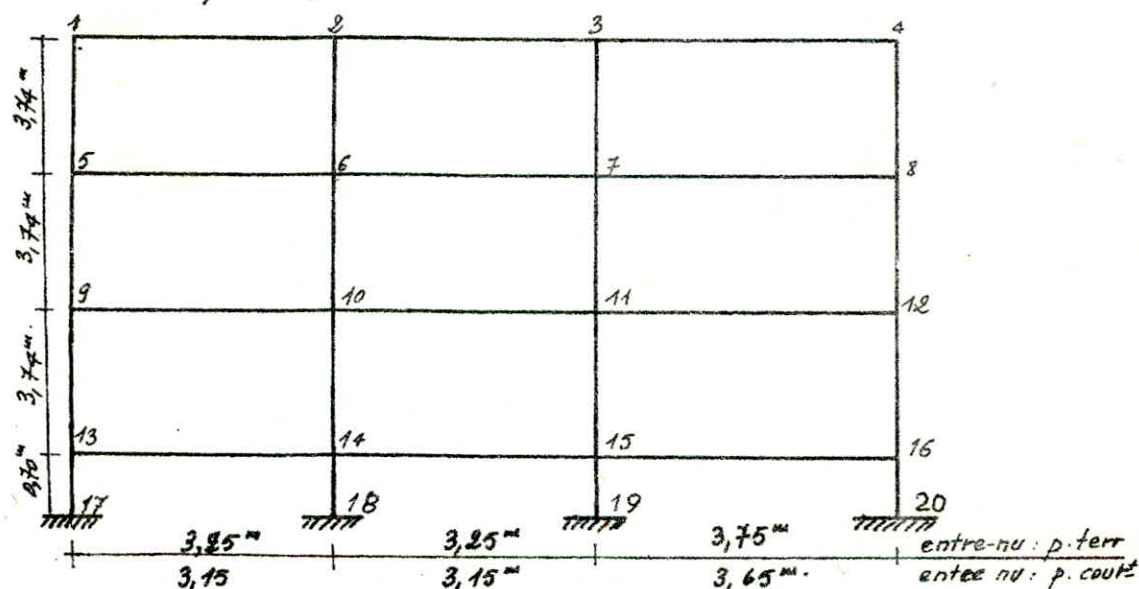
- Les moments en travée seront déterminés par les combinaisons les plus défavorables, celles-ci nous permettront de ferrailer les poutres et les poteaux après comparaison. (V. PS 69)

$$\text{1^{ère} combinaison } \begin{cases} G + 1,2P & (SP_1) \\ G + P + SI_v & (SP_2) \\ G + P/5 + SI_v & (SP_2) \end{cases} \quad \text{2^{ème} Comb. } \begin{cases} G + 1,2P & (SP_1) \\ G + P + SI_v \uparrow + SI_n \leftarrow & \\ G + P/5 + SI_v \uparrow + SI_n \leftarrow & \end{cases} \left. \vphantom{\begin{cases} G + 1,2P \\ G + P + SI_v \\ G + P/5 + SI_v \end{cases}} \right\} SP_2$$

ETUDE DU PORTIQUE TRANSVERSAL:

Avant d'entamer le calcul de nos portique on tiend à remarquer qu'on n'apas de charges concentrées ce qui simplifie encore les formules presentées au paravant. ($Q_w = Q_e = 0$).

Schéma du portique:



Charges revenant au portique en (t/ml).

niv.	G (t/ml)	P (t/ml)	SI (t/ml)
4	3,786	0,5	0,916
3	5,625	1,75	1,057
2	5,625	1,75	0,705
1	5,625	1,75	0,353

Tout les résultats concernant ce chapitre seront donnés sous forme de tableaux.

17

Caracteristiques geometriques du portique transversal

noeud	l_w (m)	l_e (m)	h_n (m)	$h(s)$ (m)	$I_n \times 10^4$ (cm ⁴)	$I_s \times 10^4$ (cm ⁴)	$I_e = I_w$ (cm ⁴)	l'_w (m)	l'_e (m)	h'_n (m)	h'_s (m)	$K_w \times 10^2$ (cm ²)	$K_e \times 10^2$ (cm ²)	$K_n \times 10^2$ (cm ²)	$K_s \times 10^2$ (cm ²)	$D \times 10^2$ (cm ²)
1	/	3,25	/	3,34	/	3,255	13,334	/	2,60	/	2,832	/	5,13	/	1,15	6,28
2	3,25	3,25	/	3,34	/	3,255	13,334	2,60	2,60	/	2,832	5,13	5,13	/	1,15	11,41
3	3,25	3,75	/	3,34	/	3,255	13,334	2,60	2,	/	2,832	5,13	4,45	/	1,15	10,73
4	3,75	/	/	3,34	/	3,255	13,334	2,6	/	/	2,832	4,45	/	/	1,15	5,60
5	/	3,15	3,34	3,34	3,255	12,505	18,667	/	2,52	3,006	2,672	/	7,41	1,11	4,68	13,2
6	3,15	3,15	3,34	3,34	3,255	12,505	18,667	2,52	2,52	3,006	2,672	7,41	7,41	1,11	4,68	20,61
7	3,15	3,65	3,34	3,34	3,255	12,505	18,667	2,52	2,92	3,006	2,672	7,41	6,39	1,11	4,68	19,59
8	3,65	/	3,34	3,34	3,255	12,505	18,667	2,92	/	3,006	2,672	6,39	/	1,11	4,68	12,18
9	/	3,15	3,34	3,34	12,505	12,505	18,667	/	2,52	2,672	2,672	/	7,41	4,68	4,68	16,77
10	3,15	3,15	3,34	3,34	12,505	12,505	18,667	2,52	2,52	2,672	2,672	7,41	7,41	4,68	4,68	24,18
11	3,15	3,65	3,34	3,34	12,505	12,505	18,667	2,52	2,92	2,672	2,672	7,41	6,39	4,68	4,68	23,16
12	3,65	/	3,34	3,34	12,505	12,505	18,667	2,92	/	2,672	2,672	6,39	/	4,68	4,68	15,75
13	/	3,15	3,34	0,30	12,505	12,505	18,667	/	2,52	2,672	0,24	/	7,41	4,68	52,11	64,2
14	3,15	3,15	3,34	0,30	12,505	12,505	18,667	2,52	2,52	2,672	0,24	7,41	7,41	4,68	52,11	71,61
15	3,15	3,65	3,34	0,30	12,505	12,505	18,667	2,52	2,92	2,672	0,24	7,41	6,39	4,68	52,11	70,59
16	3,65	/	3,34	0,30	12,505	12,505	18,667	2,92	/	2,672	0,24	6,39	/	4,68	52,11	63,18

Moments sous "G"

niv.	noeud	q_w (t/ml)	q_e (t/ml)	$M'_{w t-m}$	$M'_{e t-m}$	$M_{w t-m}$	$M_{e t-m}$	$M_{n t-m}$	$M_{s t-m}$
4	1	/	3,786	/	3,011	/	0,552	/	0,552
	2	3,786	3,786	3,011	3,011	3,011	3,011	/	0
	3	3,786	3,786	3,011	4,09	3,488	3,595	/	0,107
	4	3,786	/	4,09	/	0,823	/	/	0,823
3	5	/	5,625	/	4,203	/	1,844	-0,354	-1,49
	6	5,625	5,625	4,203	4,203	4,203	4,203	0	0
	7	5,625	5,625	4,203	5,643	4,748	5,174	0,082	0,394
	8	5,625	/	5,643	/	2,961	/	0,514	2,169
2	9	/	5,625	/	4,203	/	2,346	1,173	1,173
	10	5,625	5,625	4,203	4,203	4,203	4,203	0	0
	11	5,625	5,625	4,203	5,643	4,663	5,245	0,291	0,291
	12	5,625	/	5,643	/	3,353	/	-1,676	-1,676
1	13	/	5,625	/	4,203	/	3,718	0,306	3,412
	14	5,625	5,625	4,203	4,203	4,203	4,203	0	0
	15	5,625	5,625	4,203	5,643	4,334	5,492	0,096	1,083
	16	5,625	/	5,643	/	5,492	/	-0,418	-4,654

Moments sous "P"

niv	noe	q_w (t/ml)	q_e (t/ml)	$M'_{w t-m}$	$M'_{e t-m}$	$M_{w t-m}$	$M_{e t-m}$	$M_{n t-m}$	$M_{s t-m}$
4	1	/	0,5	/	0,398	/	0,073	/	0,073
	2	0,5	0,5	0,398	0,398	0,398	0,398	/	0
	3	0,5	0,5	0,398	0,530	0,462	0,474	/	0,012
	4	0,5	/	0,530	/	0,096	/	/	0,096
3	5	/	1,75	/	1,308	/	0,572	0,108	0,465
	6	1,75	1,75	1,308	1,308	1,308	1,308	0	0
	7	1,75	1,75	1,308	1,755	1,46	1,60	0,026	0,114
	8	1,75	/	1,755	/	0,832	/	0,156	0,676
2	9	/	1,75	/	1,308	/	0,73	0,365	0,365
	10	1,75	1,75	1,308	1,308	1,308	1,308	0	0
	11	1,75	1,75	1,308	1,755	1,451	1,632	0,091	0,091
	12	1,75	/	1,755	/	1,043	/	-0,521	0,521
1	13	/	1,75	/	1,308	/	1,157	0,096	1,062
	14	1,75	1,75	1,308	1,308	1,308	1,308	0	0
	15	1,75	1,75	1,308	1,755	1,355	1,715	0,03	0,33
	16	1,75	/	1,755	/	1,577	/	0,13	1,447

Moments sous SI_v

niv.	noe.	q_w (t/ml)	q_e (t/ml)	M_w +...m	M_e +...m	M_w +...m	M_e +...m	M_x +...m	M_s +...m
4	1	/	0,916	/	0,729	/	0,74	/	0,74
	2	0,916	0,916	0,729	0,729	0,729	0,729	/	0
	3	0,916	0,916	0,729	0,729	0,846	0,868	/	0,022
	4	0,916	/	0,97	/	0,175	/	/	0,175
3	5	/	1,57	/	0,79	/	0,346	0,065	0,281
	6	1,57	1,57	0,79	0,79	0,79	0,79	0	0
	7	1,57	1,57	0,79	0,79	0,881	0,916	0,016	0,069
	8	1,57	/	1,06	/	0,503	/	0,251	0,251
2	9	/	0,705	/	0,527	/	0,294	0,147	0,147
	10	0,705	0,705	0,527	0,527	0,527	0,527	0	0
	11	0,705	0,705	0,527	0,705	0,584	0,657	0,036	0,036
	12	0,705	/	0,707	/	0,420	/	0,21	0,21
1	13	/	0,353	/	0,264	/	0,234	0,019	0,214
	14	0,353	0,353	0,264	0,264	0,264	0,264	0	0
	15	0,353	0,353	0,264	0,354	0,273	0,346	0,06	0,066
	16	0,353	/	0,354	/	0,318	/	0,026	0,002

Calcul des efforts tranchants:

La méthode la plus utilisée est indiquée par l'annexe A 13 du CCBA 68 (p. 146). on l'utilisera donc pour le calcul des efforts tranchants dans notre cas.

Exposé de la méthode: les efforts tranchant seront calculés en considérant la travée indépendante, et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée.



$$\sum M/A = 0 \rightarrow -R_B \cdot l + M_w - M_e + q \cdot l \cdot \frac{l}{2} = 0$$

$$\text{d'où } R_B = \frac{M_w - M_e}{l} + q \cdot \frac{l}{2}$$

$$R_A = \frac{M_e - M_w}{l} + q \cdot \frac{l}{2}$$

L'équation de l'effort tranchant est donnée par:

$$T(x) = R_A - qx = q \cdot \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} - qx$$

$$T(x=0) = R_A$$

$$\text{et } T(x=l) = -R_B$$

Efforts tranchants sous "G"

niv	travée	q (t/m)	l (m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	T(x=0) (t)	T(x=l) (t)
4	1-2	3,786	3,25	0,552	3,011	5,404	-6,90
	2-3	3,786	3,25	3,011	3,488	6,003	-6,301
	3-4	3,786	3,75	3,589	0,583	7,90	-6,30
3	5-6	5,625	3,15	1,539	4,203	8,014	-9,705
	6-7	5,625	3,15	4,203	4,69	8,705	-9,014
	7-8	5,625	3,65	5,142	2,675	10,941	-9,59
2	9-10	5,625	3,15	2,346	4,203	8,27	-9,449
	10-11	5,625	3,15	4,203	4,663	8,713	-9,005
	11-12	5,625	3,65	5,245	3,353	10,784	-9,747
1	13-14	5,625	3,15	3,718	4,203	8,705	-9,013
	14-15	5,625	3,15	4,203	4,354	8,811	-8,907
	15-16	5,625	3,65	5,513	5,072	10,386	-10,145

Efforts tranchants sous "P"

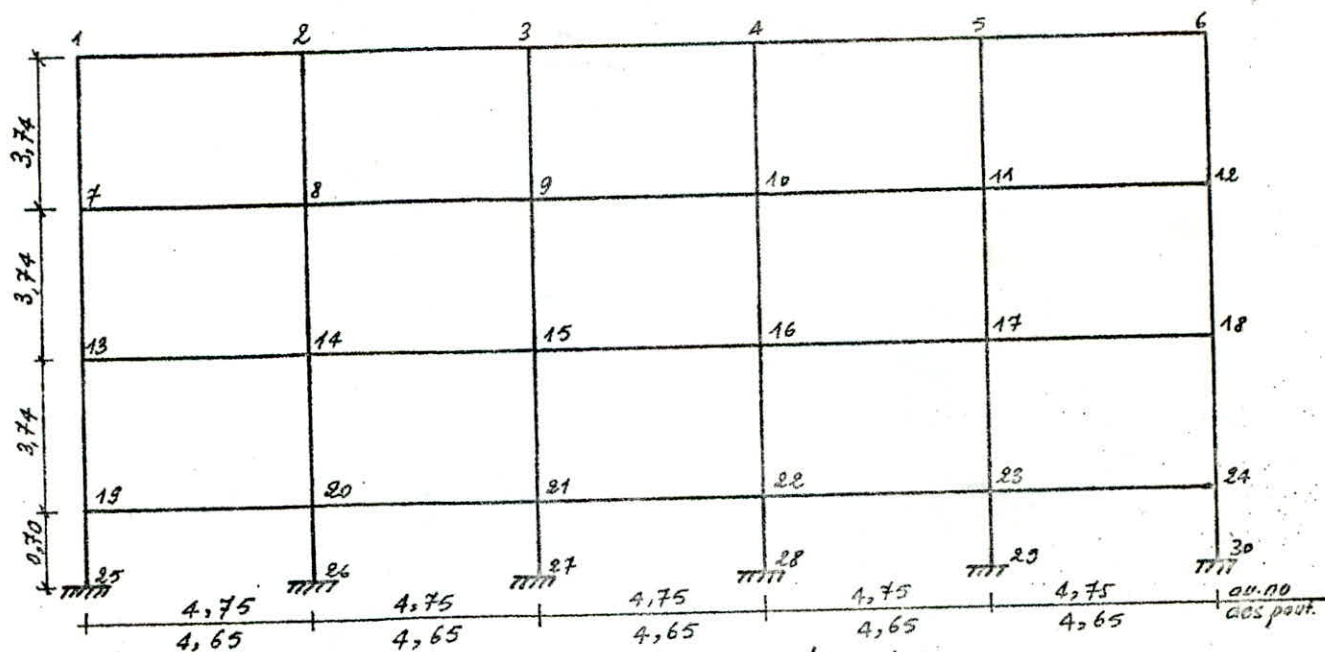
niv.	travée	q (t/m)	l (m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	F(x=0) (t)	T(x=l) (t)
4	1-2	0,5	3,25	0,073	0,398	0,714	-0,911
	2-3	0,5	3,25	0,398	0,462	0,793	-0,832
	3-4	0,5	3,75	0,474	0,096	1,039	-0,836
3	5-6	1,75	3,15	0,572	1,308	2,62	-2,99
	6-7	1,75	3,15	1,308	1,46	2,708	-2,805
	7-8	1,75	3,65	1,60	0,832	3,404	-2,983
2	9-10	1,75	3,15	0,73	1,308	2,573	-2,94
	10-11	1,75	3,15	1,308	1,451	2,711	-2,802
	11-12	1,75	3,65	1,632	1,043	3,355	-3,032
1	13-14	1,75	3,15	1,157	1,308	2,708	-2,804
	14-15	1,75	3,15	1,308	1,355	2,756	-2,771
	15-16	1,75	3,65	1,715	1,577	3,23	-3,156

Efforts tranchants sous SI_V

niv	travée	q (t/m)	l (m)	Me t.m	Mw t.m	T(x=0) (t)	T(x=l) (t)
4	1-2	0,916	3,25	0,14	0,729	1,307	-1,67
	2-3	0,916	3,25	0,729	0,846	1,453	-1,525
	3-4	0,916	3,75	0,868	0,175	1,902	-1,533
3	5-6	1,057	3,15	0,346	0,79	1,524	-1,806
	6-7	1,057	3,15	0,79	0,881	2,175	-1,665
	7-8	1,057	3,65	0,966	0,503	2,056	-1,802
2	9-10	0,705	3,15	0,294	0,527	1,036	-1,184
	10-11	0,705	3,15	0,527	0,584	1,092	-1,129
	11-12	0,705	3,65	0,657	0,42	1,351	-1,222
1	13-14	0,353	3,15	0,234	0,264	0,546	-0,565
	14-15	0,353	3,15	0,264	0,273	0,553	-0,559
	15-16	0,353	3,65	0,346	0,318	0,652	-0,636

ETUDE DU PORTIQUE LONGITUDINAL:

Schema du portique:



Charges revenant au portique en (t/ml)

niv.	G (t/ml)	P (t/ml)	SI _v (t/ml)
4	2,657	0,0375	0,644
3	3,387	1,313	0,646
2	3,387	1,313	0,43
1	3,387	1,313	0,208

Caracteristiques géométriques du portique longitudinal:

nœud	l_w (m)	l_e (m)	h_n (m)	h_s (m)	$I_{xx}(10^6 \text{cm}^4)$	$I_{yy}(10^6 \text{cm}^4)$	$I_{e=I_w}$	l'_w (m)	l'_e (m)	h'_n (m)	l'_s (m)	$K_{ex}(10^6 \text{cm}^2)$	$K_{ey}(10^6 \text{cm}^2)$	$K_{nx}(10^6 \text{cm}^2)$	$K_{ny}(10^6 \text{cm}^2)$	$D \times 10^3 \text{cm}^2$
1	/	4,75	/	3,29	/	3,255	18,98	/	3,80	/	2,632	/	5	/	1,24	6,24
2	4,75	4,75	/	3,29	/	3,255	18,98	3,80	3,80	/	2,632	5	5	/	1,24	11,24
3	4,75	4,75	/	3,29	/	3,255	18,98	3,80	3,80	/	2,632	5	5	/	1,24	11,24
4	4,75	4,75	/	3,29	/	3,255	18,98	3,80	3,80	/	2,632	5	5	/	1,24	11,24
5	4,75	4,75	/	3,29	/	3,255	18,98	3,80	3,80	/	2,632	5	5	/	1,24	11,24
6	4,75	/	/	3,29	/	3,255	18,98	3,80	/	/	2,632	5	/	/	1,24	6,24
7	/	4,65	3,29	3,29	3,255	12,505	18,98	/	3,72	2,96	2,632	/	7,15	1,10	4,75	13
8	4,65	4,65	3,29	3,29	3,255	12,505	18,98	3,72	3,72	2,96	2,632	7,15	7,15	1,10	4,75	20,15
9	4,65	4,65	3,29	3,29	3,255	12,505	18,98	3,72	3,72	2,96	2,632	7,15	7,15	1,10	4,75	20,15
10	4,65	4,65	3,29	3,29	3,255	12,505	18,98	3,72	3,72	2,96	2,632	7,15	7,15	1,10	4,75	20,15
11	4,65	4,65	3,29	3,29	3,255	12,505	18,98	3,72	3,72	2,96	2,632	7,15	7,15	1,10	4,75	20,15
12	4,65	/	3,29	3,29	3,255	12,505	18,98	3,72	/	2,96	2,632	7,15	/	1,10	4,75	13
13	/	4,65	3,29	3,29	3,255	12,505	18,98	/	3,72	2,632	2,632	/	7,15	4,75	4,75	16,65
14	4,65	4,65	3,29	3,29	12,505	12,505	18,98	3,72	3,72	2,632	2,632	7,15	7,15	4,75	4,75	23,80
15	4,65	4,65	3,29	3,29	12,505	12,505	18,98	3,72	3,72	2,632	2,632	7,15	7,15	4,75	4,75	23,80
16	4,65	4,65	3,29	3,29	12,505	12,505	18,98	3,72	3,72	2,632	2,632	7,15	7,15	4,75	4,75	23,80
17	4,65	4,65	3,29	3,29	12,505	12,505	18,98	3,72	3,72	2,632	2,632	7,15	7,15	4,75	4,75	23,80
18	4,65	/	3,29	3,29	12,505	12,505	18,98	3,72	/	2,632	2,632	7,15	/	4,75	4,75	16,65
19	/	4,65	3,29	0,25	12,505	12,505	18,98	/	3,72	2,632	2,632	/	7,15	4,75	62,53	74,43
20	4,65	4,65	3,29	0,25	12,505	12,505	18,98	3,72	3,72	2,632	2,632	7,15	7,15	4,75	62,53	81,58
21	4,65	4,65	3,29	0,25	12,505	12,505	18,98	3,72	3,72	2,632	2,632	7,15	7,15	4,75	62,53	81,58
22	4,65	4,65	3,29	0,25	12,505	12,505	18,98	3,72	3,72	2,632	2,632	7,15	7,15	4,75	62,53	81,58
23	4,65	4,65	3,29	0,25	12,505	12,505	18,98	3,72	3,72	2,632	2,632	7,15	7,15	4,75	62,53	81,58
24	4,65	/	3,29	0,25	12,505	12,505	18,98	3,72	/	2,632	2,632	7,15	/	4,75	62,53	74,43

53

Moments sous "G"

niv	noe.	q_w (t/ml)	q_e (t/ml)	M'_w (t-m)	M'_e (t-m)	M_w (t-m)	M_e (t-m)	M_u (t-m)	M_s (t-m)
4	1	/	2,657	/	4,514	/	0,894	/	0,894
	2	2,657	2,657	4,514	4,514	4,514	4,514	/	0
	3	2,657	2,657	4,514	4,514	4,514	4,514	/	0
	4	2,657	2,657	4,514	4,514	4,514	4,514	/	0
	5	2,657	2,657	4,514	4,514	4,514	4,514	/	-0,894
	6	2,657	/	4,514	/	0,894	/	/	/
3	7	/	3,387	/	5,514	/	2,481	0,467	2,018
	8	3,387	3,387	5,514	5,514	5,514	5,514	0	0
	9	3,387	3,387	5,514	5,514	5,514	5,514	0	0
	10	3,387	3,387	5,514	5,514	5,514	5,514	0	0
	11	3,387	3,387	5,514	5,514	5,514	5,514	0	0
	12	3,387	/	5,514	/	2,481	/	-0,467	-2,018
2	13	/	3,387	/	5,514	/	3,149	1,572	1,572
	14	3,387	3,387	5,514	5,514	5,514	5,514	0	0
	15	3,387	3,387	5,514	5,514	5,514	5,514	0	0
	16	3,387	3,387	5,514	5,514	5,514	5,514	0	0
	17	3,387	3,387	5,514	5,514	5,514	5,514	0	0
	18	3,387	/	5,514	/	3,149	/	-1,572	1,572
1	19	/	3,258	/	5,304	/	4,795	0,34	4,455
	20	3,258	3,258	5,304	5,304	5,304	5,304	0	0
	21	3,258	3,258	5,304	5,304	5,304	5,304	0	0
	22	3,258	3,258	5,304	5,304	5,304	5,304	0	0
	23	3,258	3,258	5,304	5,304	5,304	5,304	0	0
	24	3,258	/	5,304	/	4,795	/	-0,34	-4,455

Moments sous "P"

niv.	no.	q_w (t/ml)	q_e (t/ml)	M'_w (t.m)	M'_e (t.m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_u (t.m)	M_c (t.m)
4	1	/	0,0375	/	0,064	/		/	
	2	0,0375	0,0375	0,037				/	0
	3	0,0375	0,0375	0,037				/	0
	4	0,0375	0,0375	0,037				/	0
	5	0,0375	0,0375	0,037				/	0
	6	0,0375	/	0,037	/		/	/	-
3	7	/	1,313	/	2,138	/	0,962	0,181	0,783
	8	1,313	1,313	2,138	2,138	2,138	2,138	0	0
	9	1,313	1,313	2,138	2,138	2,138	2,138	0	0
	10	1,313	1,313	2,138	2,138	2,138	2,138	0	0
	11	1,313	1,313	2,138	2,138	2,138	2,138	0	0
	12	1,313	/	2,138	/	0,962	/	-0,181	-0,783
2	13	/	1,313	/	2,138	/	1,221	0,609	0,609
	14	1,313	1,313	2,138	2,138	2,138	2,138	0	0
	15	1,313	1,313	2,138	2,138	2,138	2,138	0	0
	16	1,313	1,313	2,138	2,138	2,138	2,138	0	0
	17	1,313	1,313	2,138	2,138	2,138	2,138	0	0
	18	1,313	/	2,138	/	1,221	/	-0,609	-0,609
1	19	/	1,313	/	2,138	/	1,933	0,137	1,796
	20	1,313	1,313	2,138	2,138	2,138	2,138	0	0
	21	1,313	1,313	2,138	2,138	2,138	2,138	0	0
	22	1,313	1,313	2,138	2,138	2,138	2,138	0	0
	23	1,313	1,313	2,138	2,138	2,138	2,138	0	0
	24	1,313	/	2,138	/	1,933	/	-0,137	-1,796

Moments sous "SI_v"

niv.	noeud	q_w (t/ml)	q_e (t/ml)	M'_w (t.m)	M'_e (t.m)	M''_w (t.m)	M''_e (t.m)	M_u (t.m)	M_s (t.m)
4	1	/	0,644	/	1,094	/	0,217	/	0,217
	2	0,644	0,644	1,094	1,094	1,094	1,094	/	0
	3	0,644	0,644	1,094	1,094	1,094	1,094	/	0
	4	0,644	0,644	1,094	1,094	1,094	1,094	/	0
	5	0,644	0,644	1,094	1,094	1,094	1,094	/	0
	6	0,644	/	1,094	/	0,217	/	/	-0,217
3	7	/	0,646	/	1,052	/	0,173	0,089	0,385
	8	0,646	0,646	1,052	1,052	1,052	1,052	0	0
	9	0,646	0,646	1,052	1,052	1,052	1,052	0	0
	10	0,646	0,646	1,052	1,052	1,052	1,052	0	0
	11	0,646	0,646	1,052	1,052	1,052	1,052	0	0
	12	0,646	/	1,052	/	0,173	/	-0,089	-0,385
2	13	/	0,43	/	0,70	/	0,40	0,20	0,20
	14	0,43	0,43	0,70	0,70	0,70	0,70	0	0
	15	0,43	0,43	0,70	0,70	0,70	0,70	0	0
	16	0,43	0,43	0,70	0,70	0,70	0,70	0	0
	17	0,43	0,43	0,70	0,70	0,70	0,70	0	0
	18	0,43	/	0,70	/	0,40	/	-0,20	-0,20
1	19	/	0,208	/	0,339	/	0,306	0,022	0,285
	20	0,208	0,208	0,339	0,339	0,339	0,339	0	0
	21	0,208	0,208	0,339	0,339	0,339	0,339	0	0
	22	0,208	0,208	0,339	0,339	0,339	0,339	0	0
	23	0,208	0,208	0,339	0,339	0,339	0,339	0	0
	24	0,208	/	0,339	/	0,306	/	-0,022	-0,285

Efforts tranchants sous 'G'

niv.	travée	q (t/ml)	Me t.m	Mw t.m	T(x=0) (t)	T(x=l) (t)
	1-2	2,657	0,894	4,514	4,096	-6,000
4	2-3	2,657	4,514	4,514	5,048	-5,048
	3-4	2,657	4,514	4,514	5,048	-5,048
	4-5	2,657	4,514	4,514	5,048	-5,048
	5-6	2,657	4,514	0,894	6,000	-4,096
	7-8	3,387	2,481	5,514	5,485	-7,115
3	8-9	3,387	2,484	5,514	6,30	-6,30
	9-10	3,387	5,514	5,514	6,30	-6,30
	10-11	3,387	5,514	5,514	6,30	-6,30
	11-12	3,387	5,514	2,481	7,115	-5,485
	13-14	3,387	3,149	5,514	5,664	-6,936
2	14-15	3,387	5,514	5,514	6,30	-6,30
	15-16	3,387	5,514	5,514	6,30	-6,30
	16-17	3,387	5,514	5,514	6,30	-6,30
	17-18	3,387	5,514	3,149	6,936	-5,664
	19-20	3,387	4,795	5,304	6,163	-6,437
1	20-21	3,387	5,304	5,304	6,30	-6,30
	21-22	3,387	5,304	5,304	6,30	-6,30
	22-23	3,387	5,304	5,304	6,30	-6,30
	23-24	3,387	5,304	4,795	6,437	-6,163

Efforts tranchants sous 'P'

niv.	travée	q (t/ml)	Me (t.m)	Mw (t.m)	T(x=0) (t)	T(x=l) (t)
4	1-2	0,0375	0,013	0,064	0,058	-0,085
	2-3	0,0375	0,064	0,064	0,071	-0,071
	3-4	0,0375	0,064	0,064	0,071	-0,071
	4-5	0,0375	0,064	0,064	0,071	-0,071
	5-6	0,0375	0,064	0,013	0,085	-0,058
3	7-8	1,313	0,962	2,138	2,126	-2,758
	8-9	1,313	2,138	2,138	2,442	-2,442
	9-10	1,313	2,138	2,138	2,442	-2,442
	10-11	1,313	2,138	2,138	2,442	-2,442
	11-12	1,313	2,138	0,962	2,758	-2,126
2	13-14	1,313	1,221	2,138	2,196	-2,689
	14-15	1,313	2,138	2,138	2,442	-2,442
	15-16	1,313	2,138	2,138	2,442	-2,442
	16-17	1,313	2,138	2,138	2,442	-2,442
	17-18	1,313	2,138	1,221	2,689	-2,196
1	19-20	1,313	1,933	2,138	2,387	-2,497
	20-21	1,313	2,138	2,138	2,442	-2,442
	21-22	1,313	2,138	2,138	2,442	-2,442
	22-23	1,313	2,138	2,138	2,442	-2,442
	23-24	1,313	2,138	1,933	2,497	-2,387

Efforts tranchants sous SI_v

niv.	travée	q (t/m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	$T(x=0)$ (t)	$T(x=l)$ (t)
4	1-2	0,644	0,217	1,094	0,992	-1,445
	2-3	0,644	1,094	1,094	1,224	-1,224
	3-4	0,644	1,094	1,094	1,224	-1,224
	4-5	0,644	1,094	1,094	1,224	-1,224
	5-6	0,644	1,094	0,217	1,445	-0,992
3	7-8	0,646	0,473	1,052	1,046	-1,357
	8-9	0,646	1,052	1,052	1,202	-1,202
	9-10	0,646	1,052	1,052	1,202	-1,202
	10-11	0,646	1,052	1,052	1,202	-1,202
	11-12	0,646	1,052	0,473	1,357	-1,046
2	12-13	0,43	0,40	0,70	0,719	-0,881
	14-15	0,43	0,70	0,70	0,80	-0,80
	15-16	0,43	0,70	0,70	0,80	-0,80
	16-17	0,43	0,70	0,70	0,80	-0,80
	17-18	0,43	0,70	0,40	0,881	-0,719
1	19-20	0,208	0,306	0,339	0,378	-0,306
	20-21	0,208	0,339	0,339	0,387	-0,387
	21-22	0,208	0,339	0,339	0,387	-0,387
	22-23	0,208	0,339	0,339	0,387	-0,387
	23-24	0,208	0,339	0,306	0,396	-0,378.

COMBINAISONS des EFFORTS

Dans les justifications de calcul, relatives à l'équilibre statique, à la résistance, et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations, dites sollicitations totales pondérées définies ci-dessous. (art 7.1.8)

Les sollicitations totales pondérées du premier genre sont définies symboliquement par:

$$(S_1) = (G) + 1,2(P) + (T)$$

$$(S'_1) = (G) + (P) + (V) + (T)$$

Les sollicitations du second genre sont définies par:

$$(S_2) = (G) + 1,5(P) + 1,5(V) + (T)$$

$$(S'_2) = (G) + (P) + \gamma_w(W) + (T)$$

$$(S''_2) = (G) + (P) + (T) + (SI)$$

Les différents paramètres sont définies explicitement dans (CCBA68 art 7.2 p.7).

Dans notre cas on ne prendra pas en compte les effets de:

.V (surcharges climatiques) car le bâtiment est de hauteur faible, (R+2 ou R+1), de même pour les surcharges dues à la neige, qui n'existe pas à Alger (ville côtière).

.T (surcharges dues à la température):

- Pour le bloc (R+2) de longueur 25m; les effets de température et de retrait sont négligés.

- Pour les blocs (R+1); les effets de température sont supportés par les joints de dilatations.

Compte tenu de ces considérations, on n'a enfin que les sollicitations suivantes

$$1^{\text{er}} \text{ genre: } (G) + 1,2(P)$$

$$2^{\text{e}} \text{ genre: } \begin{cases} (G) + (P) + (SI_v) \uparrow \uparrow \\ (G) + (P/5) + (SI_H) \\ (G) + (P/5) + (SI_H) \end{cases} \quad (\text{PS 69 page 69})$$

le ferrailage sera effectué avec la sollicitation la plus défavorable des quatre indiquées.

N.B: Les seismes vertical et horizontal sont pris séparément car on supposera qu'il n'agissent jamais au même temps (simultanément) les effets de la torsion sont inclus dans les effets du seisme horizontal car ils provoquent des forces et des moments supplémentaires dans le plan horizontal au niveau de chaque plancher.

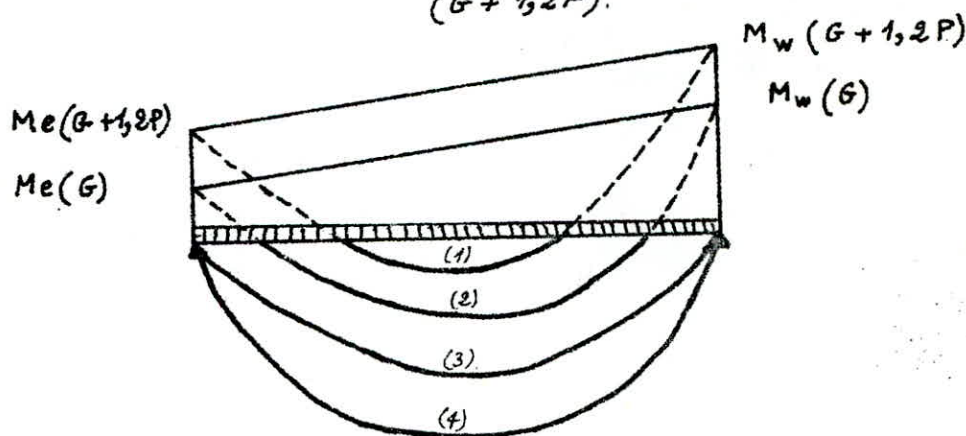
Calcul des moments entravée (CCBA 68 Art A19):

On trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée l avec les charges permanentes, puis avec les charges permanentes et les surcharges. On prend comme ligne de fermeture:

- Pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeur absolue.

- Pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appuis maximaux en valeur absolue.

Exemple de calcul: Soit à calculer le moment entravée sous: $(G + 1,2P)$.



$$(1) : M_o(G) + M_{app}(G+1,2P)$$

$$(2) : M_{app}(G) + M_o(G+1,2P)$$

$$(3) : M_o(G)$$

$$(4) : M_o(G+1,2P)$$

$$M_e = M_o(G+1,2P) - \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2}$$

$$M_{app} = M(G) + M(1,2P)$$

Remarques: Quelques simplifications ont été introduites dans les calculs des combinaisons, basées sur des articles du règlement (CCBA 68), ou des calculs effectués.

• Par simplification, on ne fait pas état, dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres (art A15 CCBA 68).

• Les moments entravée sous SI_H sont négligés car ils n'introduisent qu'une très faible variation par rapport aux autres charges.

Moments en travée sous les différentes combinaisons.

niveau	travée	long. de la travée (m)	$M_e + M_w$ 2 (t.m)	$G + 1,2P$			$G + P \div 5$			$G + P + S_{IV}$		
				q (t/ml)	M_0 (t.m)	M_c (t.m)	q (t/ml)	M_0 (t.m)	M_c (t.m)	q (t/ml)	M_0 (t.m)	M_c (t.m)
4	1-2	3,25	1,782	4,386	5,791	4,009	3,886	5,131	3,349	5,202	6,868	5,086
	2-3	3,25	3,250	4,386	5,791	2,541	3,886	5,131	1,881	5,202	6,868	3,618
	3-4	3,75	2,209	4,386	7,71	5,501	3,886	6,831	4,622	5,202	9,144	6,935
3	5-6	3,15	3,024	7,725	9,582	6,558	5,975	7,411	4,387	8,432	10,459	7,435
	6-7	3,15	4,476	7,725	9,582	5,106	5,975	7,411	2,935	8,432	10,459	5,983
	7-8	3,65	4,068	7,725	12,865	8,797	5,975	9,95	5,882	8,432	14,042	9,979
2	9-10	3,15	3,275	7,725	9,582	6,307	5,975	7,411	4,136	8,08	10,459	7,184
	10-11	3,15	4,433	7,725	9,582	5,149	5,975	7,411	2,978	8,08	10,459	6,026
	11-12	3,65	4,299	7,725	12,865	8,566	5,975	9,95	5,651	8,08	14,042	9,743
1	13-14	3,15	3,961	7,725	9,582	5,621	5,975	7,411	3,45	7,728	10,459	6,498
	14-15	3,15	4,279	7,725	9,582	5,303	5,975	7,411	3,132	7,728	10,459	6,18
	15-16	3,65	5,282	7,725	12,865	7,583	5,975	9,95	4,668	7,728	14,042	8,76

Moments fléchissants dans les poutres.

62

niveau	travée	G		P		SI _v		SI _H		G+P/5+SI _H			G+1,2P			G+P+SI _v		
		Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw
4	1-2	-0,552	-3,041	-0,073	-0,398	-0,114	-0,729	6,158	-3,817	5,591	3,349	-6,908	-0,64	4,009	-3,489	-0,765	5,086	-4,138
								-6,158	3,817	-6,725	3,349	0,726						
	2-3	-3,041	-3,428	-0,398	-0,462	-0,729	-0,846	3,817	-3,515	0,726	1,181	-7,096	-3,489	2,541	-4,043	-3,489	3,618	-4,796
								-3,817	3,515	-6,908	1,181	0,066						
	3-4	-3,595	-0,823	-0,474	-0,096	-0,868	-0,175	4,056	-6,07	0,366	4,622	-6,302	-4,164	5,501	-0,938	-4,937	6,935	-1,094
								-4,056	6,07	-7,746	4,622	5,698						
3	5-6	-1,844	-4,203	-0,572	-1,308	-0,346	-0,79	15,474	-9,136	13,515	4,387	-13,601	-2,531	6,558	-5,773	-2,762	7,435	-6,301
								-15,474	9,136	-17,433	4,387	4,671						
	6-7	-4,203	-4,748	-1,308	-1,46	-0,79	-0,881	9,136	-8,897	4,671	2,935	-13,937	-5,773	5,106	-6,5	-6,301	5,983	-7,089
								-9,136	8,897	-13,601	2,935	3,857						
	7-8	-5,174	-2,961	-1,60	-0,832	-0,966	-0,503	10,31	-15,306	4,816	5,882	-18,434	-7,094	8,794	-3,96	-7,74	9,974	-4,296
								-10,31	15,306	-15,804	5,882	12,178						
2	9-10	-2,346	-4,203	-0,73	-1,308	-0,294	-0,527	23,244	-14,494	20,752	4,136	-18,959	-3,222	6,307	-5,773	-3,77	7,184	-6,038
								-23,244	14,494	-25,736	4,136	10,029						
	10-11	-4,203	-4,663	-1,308	-1,451	-0,527	-0,584	14,494	-13,399	10,029	2,978	-18,352	-5,773	5,149	-6,404	-6,038	6,026	-6,698
								-14,494	13,399	-18,959	2,978	8,446						
	11-12	-5,245	-3,353	-1,632	-1,043	-0,627	-0,42	15,526	-23,087	9,954	5,651	-26,649	-4,204	8,566	-4,605	-7,534	9,743	-4,826
								-15,526	23,087	-21,098	5,651	13,525						
1	13-14	-3,718	-4,203	-1,157	-1,308	-0,234	-0,264	14,678	-9,152	10,728	3,45	-13,617	-5,107	5,621	-5,773	-5,109	6,498	-5,775
								-14,678	9,152	-18,628	3,45	4,687						
	14-15	-4,203	-4,334	-1,308	-1,355	-0,264	-0,273	9,152	-8,461	4,687	3,132	-13,066	-5,773	5,303	-5,96	-5,775	6,18	-5,962
								-9,152	8,461	-13,617	3,132	3,856						
	15-16	-5,492	-5,072	-1,715	-1,577	-0,346	-0,318	9,804	-14,574	3,969	4,668	-13,962	7,55	7,583	6,965	-2,553	2,76	6,967
								-9,804	14,574	-11,111	4,668	11,111						

Moments flechissants dans les poteaux

Niveau	Poteau	G		P		SI _V		SI _H		G+P/5+SI _H		G+1,2P		G+P+SI _V	
		M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n
4	1-5	0,552	-0,354	0,073	-0,108	0,14	-0,065	6,158 -6,158	-3,32 3,32	6,725 -5,592	-3,696 2,945	0,64	-0,484	0,765	-0,527
	2-6	0	0	0	0	0	0	7,634 -7,634	-4,116 4,116	7,634 -7,634	-4,116 4,116	0	0	0	0
	3-7	0,107	-0,082	0,012	-0,026	0,022	-0,016	7,57 -7,571	-4,082 4,082	7,681 -7,462	-4,169 3,995	0,122	-0,113	0,141	-0,124
	4-8	0,823	-0,514	0,096	-0,156	0,175	-0,251	6,50 -6,50	-3,235 3,235	6,842 -5,158	-3,780 2,690	0,938	-0,701	1,094	-0,821
3	5-9	1,49	-1,173	0,465	-0,365	0,281	-0,147	12,156 -12,156	-8,103 8,103	13,739 -10,573	-9,349 6,857	2,048	-1,611	2,236	-1,685
	6-10	0	0	0	0	0	0	15,156 -15,156	-10,104 10,104	15,156 -15,156	-10,104 10,104	0	0	0	0
	7-11	0,344	-0,291	0,114	-0,091	0,069	-0,036	15,125 -15,125	-10,083 10,083	15,492 -14,758	-10,392 9,774	0,481	-0,40	0,527	-0,418
	8-12	2,169	-1,676	0,676	-0,521	0,251	-0,21	12,071 -12,071	-8,047 8,047	14,375 -9,767	-9,827 6,267	2,98	-2,30	3,096	-2,407
2	9-13	1,173	-0,306	0,365	-0,096	0,147	-0,019	15,141 -15,141	-12,348 12,348	16,387 -13,895	-12,673 12,023	1,611	-0,421	1,685	-0,421
	10-14	0	0	0	0	0	0	18,884 -18,884	-15,40 15,40	18,884 -18,884	-15,40 15,40	0	0	0	0
	11-15	0,291	-0,096	0,091	-0,03	0,036	-0,006	18,841 -18,841	-15,365 15,365	19,15 -18,532	-15,467 12,263	0,40	-0,132	0,418	-0,132
	12-16	1,676	-0,418	0,521	-0,13	0,21	-0,026	15,04 -15,04	-12,264 12,264	16,82 -13,26	-12,708 11,82	2,30	-0,574	2,407	-0,574
1	13-17	3,412	-3,412	1,062	-1,062	0,214	-0,214	2,33 -2,33	-3,493 3,493	5,955 -1,295	-7,118 0,931	4,69	-4,69	4,688	-4,688
	14-18	0	0	0	0	0	0	2,904 -2,904	-4,356 4,356	2,904 -2,904	-4,356 4,356	0	0	0	0
	15-19	0,096	-0,096	0,33	-0,33	0,066	-0,066	2,90 -2,90	-4,347 4,347	3,062 -2,738	-4,509 4,185	0,492	-0,492	0,492	-0,492
	16-20	0,418	-4,654	0,13	-1,447	0,292	-0,292	2,31 -2,31	-3,47 3,47	2,754 -1,866	-8,444 1,474	0,574	-0,574	0,84	-0,84

Efforts normaux dans les poteaux.

File	poteaux	poids propre	G	P	SI _v	SI _H	SI _H	PP+G+P/5+SI _H		PP+G+P/5+SI _H		P.P+G+1,2P		PP+G+P+SI _v	
								N	N _{cum.}	N	N _{cum.}	N	N _{cum.}	N	N _{cum.}
	1-5	0,553	5,404	0,714	1,307	3,069	-3,069	9,169	9,169	3,031	3,031	6,814	6,814	7,978	7,978
A	5-9	1,084	8,014	2,62	1,524	7,814	-7,814	17,426	22,206	1,808	4,839	12,242	19,056	13,242	21,22
	9-13	1,084	8,87	2,573	1,036	11,98	-11,98	24,849	48,055	2,171	6,95	12,442	31,498	18,063	34,183
	13-17	0,153	8,705	2,708	0,546	7,565	-7,565	16,065	65,03	1,835	8,785	12,108	43,606	12,112	46,295
B	2-6	0,553	12,903	1,704	3,123	5,325	-5,325	19,122	19,122	8,472	8,472	15,50	15,50	18,283	18,283
	6-10	1,084	18,41	5,638	3,001	13,539	-13,539	34,173	53,285	7,055	15,567	26,332	41,832	29,173	47,456
	10-14	1,084	18,162	5,561	2,276	20,235	-20,235	44,183	94,423	0,477	16,044	27,53	63,751	27,083	74,523
	14-18	0,153	9,59	5,56	1,118	17,157	-17,157	24,018	118,50	2,322	18,243	16,475	84,236	16,481	90,55
C	3-7	0,553	14,20	1,871	6,427	4,038	-4,932	20,065	20,065	10,133	10,133	10,933	12,323	20,051	20,051
	7-11	1,084	19,955	6,209	3,721	10,203	-10,023	32,281	52,249	12,273	22,167	22,63	41,132	29,639	51,02
	11-15	1,084	19,82	6,157	2,68	11,424	-10,434	39,574	91,823	0,706	23,173	26,83	74,735	27,545	73,565
	15-19	0,153	9,747	6,001	1,211	11,271	-12,271	22,371	115,254	1,171	24,344	17,10	10,33	17,912	95,677
D	4-8	0,553	6,30	0,836	1,533	2,682	-2,682	9,703	9,703	4,333	4,333	5,85	5,856	9,222	9,222
	8-12	1,084	9,59	2,983	1,802	4,278	-4,278	15,743	25,251	6,933	11,331	14,254	22,11	15,453	24,681
	12-16	1,084	19,293	3,032	1,222	11,573	-10,579	31,563	56,814	12,405	21,736	24,016	46,126	24,631	49,312
	16-20	0,153	10,145	3,156	0,626	1,679	-6,679	17,692	74,422	4,25	25,986	14,036	60,21	14,09	63,402

Moments en travée pour les différentes combinaisons

niveau	travée	$\frac{M_e + M_w}{2}$	G+1,2P			G+P/5			G+P+S _{Iv}		
			q (t/ml)	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	q (t/ml)	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	q (t/ml)	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)
4	1-2	2,704	2,702	7,621	4,917	2,665	7,516	4,812	3,339	9,417	6,713
	2-3	4,514	2,702	7,621	3,107	2,665	7,516	3,002	3,339	9,417	4,903
	3-4	4,514	2,702	7,621	3,107	2,665	7,516	3,002	3,339	9,417	4,903
	4-5	4,514	2,702	7,621	3,107	2,665	7,516	3,002	3,339	9,417	4,903
	5-6	2,704	2,702	7,621	4,917	2,665	7,516	4,812	3,339	9,417	6,713
3	7-8	3,998	4,963	13,414	9,416	3,65	9,865	5,867	5,346	14,449	10,451
	8-9	5,514	4,963	13,414	7,90	3,65	9,865	4,351	5,346	14,449	8,935
	9-10	5,514	4,963	13,414	7,90	3,65	9,865	4,351	5,346	14,449	8,935
	10-11	5,514	4,963	13,414	7,90	3,65	9,865	4,351	5,346	14,449	8,935
	11-12	3,998	4,963	13,414	9,416	3,65	9,865	5,867	5,346	14,449	10,451
2	13-14	4,332	4,963	13,414	9,082	3,65	9,865	5,533	5,13	13,866	9,534
	14-15	5,514	4,963	13,414	7,90	3,65	9,865	4,351	5,13	13,866	8,352
	15-16	5,514	4,963	13,414	7,90	3,65	9,865	4,351	5,13	13,866	8,352
	16-17	5,514	4,963	13,414	7,90	3,65	9,865	4,351	5,13	13,866	8,352
	17-18	4,332	4,963	13,414	9,082	3,65	9,865	5,533	5,13	13,866	9,534
1	19-20	5,05	4,963	13,414	8,364	3,65	9,865	4,815	4,908	13,266	8,216
	20-21	5,514	4,963	13,414	7,90	3,65	9,865	4,351	4,908	13,266	7,752
	21-22	5,514	4,963	13,414	7,90	3,65	9,865	4,351	4,908	13,266	7,752
	22-23	5,514	4,963	13,414	7,90	3,65	9,865	4,351	4,908	13,266	7,752
	23-24	5,05	4,963	13,414	8,364	3,65	9,865	4,815	4,908	13,266	8,216

Moments fléchissants dans les poutres

67

niv.	travée	G		P		SI _V		SI _H		G+P/5+SI _H			G+1,2P			G+P+SI _V		
		Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw
4	1-2	-0,894	-4,514	-0,013	-0,064	-0,217	-1,094	± 6,444	± 4,073	5,548 / -7,341	4,812 / "	-2,60 / -0,454	-0,91	4,917	-4,591	-1,124	6,713	-5,672
	2-3	-4,514	-4,514	-0,064	-0,064	-1,094	-1,094	± 4,073	± 4,133	-0,454 / -8,60	3,002 / "	-8,66 / -0,394	-4,591	3,107	-4,591	-5,672	4,903	-5,672
	3-4	-4,514	-4,514	-0,064	-0,064	-1,094	-1,094	± 4,133	± 4,17	-0,394 / -8,66	3,002 / "	-8,667 / -0,357	-4,591	3,107	-4,591	-5,672	4,903	-5,672
	4-5	-4,514	-4,514	-0,064	-0,064	-1,094	-1,094	± 4,17	± 4,219	-0,357 / -8,697	3,002 / "	-8,746 / -0,308	-4,591	3,107	-4,591	-5,672	4,903	-5,672
	5-6	-4,514	-0,894	-0,064	-0,013	-1,094	-0,217	± 4,219	± 6,833	-0,308 / -8,746	4,812 / "	-7,341 / 5,548	-4,591	4,917	-0,91	-5,672	6,713	-1,124
3	7-8	-2,481	-5,514	-0,962	-2,138	-0,473	-1,052	± 15,385	± 9,713	10,712 / -18,059	5,867 / "	-15,655 / 3,772	-3,636	3,416	-8,08	-3,916	10,451	-8,704
	8-9	-5,514	-5,514	-2,138	-2,138	-1,052	-1,052	± 9,713	± 9,947	3,772 / -15,655	4,361 / "	-15,889 / 4,006	-8,08	7,90	-8,08	-8,704	8,935	-8,704
	9-10	-5,514	-5,514	-2,138	-2,138	-1,052	-1,052	± 9,947	± 9,96	4,006 / -15,889	4,351 / "	-15,902 / 4,013	-8,08	7,90	-8,08	-8,704	8,935	-8,704
	10-11	-5,514	-5,514	-2,138	-2,138	-1,052	-1,052	± 9,96	± 10,078	4,019 / -15,902	4,351 / "	-16,03 / 4,137	-8,08	7,90	-8,08	-8,704	8,935	-8,704
	11-12	-5,514	-2,481	-2,138	-0,962	-1,052	-0,473	± 10,078	± 16,331	4,137 / -16,020	5,867 / "	-18,059 / 12,712	-8,08	3,416	-3,636	-8,704	10,451	-3,916
2	13-14	-3,149	-5,514	-1,221	-2,138	-0,40	-0,70	± 22,524	± 14,234	10,131 / -25,917	5,533 / "	-20,136 / 8,293	-4,614	9,082	-8,08	-4,77	9,534	-8,352
	14-15	-5,514	-5,514	-2,138	-2,138	-0,70	-0,70	± 14,234	± 14,409	8,293 / -20,176	4,351 / "	-20,351 / 8,468	-8,08	7,90	-8,08	-8,352	8,352	-8,352
	15-16	-5,514	-5,514	-2,138	-2,138	-0,70	-0,70	± 14,409	± 14,583	8,468 / -20,351	4,351 / "	-20,525 / 8,642	-8,08	7,90	-8,08	-8,352	8,352	-8,352
	16-17	-5,514	-5,514	-2,138	-2,138	-0,70	-0,70	± 14,583	± 14,758	8,642 / -20,525	4,351 / "	-20,70 / 8,817	-8,08	7,90	-8,08	-8,352	8,352	-8,352
	17-18	-5,514	-3,149	-2,138	-1,221	-0,70	-0,40	± 14,758	± 15,023	8,817 / -20,70	5,533 / "	-25,917 / 10,131	-8,08	9,082	-4,614	-8,352	9,534	-4,77
1	18-20	-4,795	-5,514	-1,933	-2,138	-0,306	-0,339	± 14,123	± 8,926	8,942 / -13,305	4,215 / "	-14,268 / 2,985	-7,145	8,364	-8,08	-7,034	8,216	-7,991
	20-21	-5,514	-5,514	-2,138	-2,138	-0,339	-0,339	± 8,926	± 9,036	2,985 / -14,868	4,351 / "	-14,972 / 3,095	-8,08	7,90	-8,08	-7,991	7,752	-7,991
	21-22	-5,514	-5,514	-2,138	-2,138	-0,339	-0,339	± 9,036	± 9,144	3,095 / -14,972	4,351 / "	-15,086 / 3,203	-8,08	7,90	-8,08	-7,991	7,752	-7,991
	22-23	-5,514	-5,514	-2,138	-2,138	-0,339	-0,339	± 9,144	± 9,255	3,203 / -15,086	4,351 / "	-15,197 / 3,314	-8,08	7,90	-8,08	-7,991	7,752	-7,991
	23-24	-5,514	-4,795	-2,138	-1,933	-0,339	-0,306	± 9,255	± 15,023	3,314 / -15,197	4,215 / "	-14,268 / 2,985	-8,08	8,364	-7,145	-7,991	8,216	-7,034

Efforts tranchants dans les poutres

niv.	travées	G		P		SI _v		SI _N		G+P/5+SI _N (↔)		G+1,2P		G+P+SI _v			
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw		
4	1-2	4,096	-6,00	0,058	-0,085	0,992	-1,455	± 2,214	∓ 2,214	6,322	4,804	-8,201	-3,803	4,166	-6,102	5,146	-7,54
	2-3	5,048	-5,048	0,071	-0,071	1,224	-1,224	± 1,728	∓ 1,728	6,79	3,334	-6,79	-3,334	5,133	-5,133	6,243	-6,243
	3-4	5,048	-5,048	0,071	-0,071	1,224	-1,224	± 1,748	∓ 1,748	6,81	3,344	-6,81	-3,344	5,133	-5,133	6,343	-6,343
	4-5	5,048	-5,048	0,071	-0,071	1,224	-1,224	± 1,766	∓ 1,766	6,828	3,206	-6,828	-3,206	5,133	-5,133	6,243	-6,343
	5-6	6,00	-4,006	0,085	-0,058	1,455	-0,992	± 2,327	∓ 2,327	7,383	2,735	-6,855	-1,781	6,102	-4,166	7,540	-5,146
3	7-8	4,485	-7,115	2,126	-2,758	1,046	-1,357	± 5,397	∓ 5,397	11,308	6,612	-13,065	-2,863	8,036	-10,426	8,657	-11,23
	8-9	6,30	-6,30	2,442	-2,442	1,202	-1,202	± 4,228	∓ 4,228	11,089	2,651	-11,089	-2,651	9,23	-9,23	9,044	-9,044
	9-10	6,30	-6,30	2,442	-2,442	1,202	-1,202	± 4,281	∓ 4,281	11,075	2,502	-11,075	-2,502	9,23	-9,23	9,944	-9,944
	10-11	6,30	-6,30	2,442	-2,442	1,202	-1,202	± 4,309	∓ 4,309	11,088	2,65	-11,088	-2,65	9,23	-9,23	9,944	-9,944
	11-12	7,115	-5,485	2,758	-2,126	1,357	-1,046	± 5,68	∓ 5,68	12,615	2,109	-11,53	-0,23	10,425	-8,036	11,23	-8,657
2	13-14	5,664	-6,936	2,106	-2,689	0,719	-0,881	± 7,905	∓ 7,905	14,008	1,202	-15,873	-0,43	8,30	-10,133	8,579	-10,506
	14-15	6,30	-6,30	2,442	-2,442	0,80	-0,80	± 6,16	∓ 6,16	12,948	0,629	-12,948	-0,629	9,23	-9,23	9,542	-9,542
	15-16	6,30	-6,30	2,442	-2,442	0,80	-0,80	± 6,235	∓ 6,235	13,054	0,504	-13,054	0,554	9,23	-9,23	9,542	-9,542
	16-17	6,30	-6,30	2,442	-2,442	0,80	-0,80	± 6,31	∓ 6,31	13,083	0,479	-13,083	-0,479	9,23	-9,23	9,542	-9,542
	17-18	6,936	-5,664	2,689	-2,106	0,881	-0,719	± 6,405	∓ 6,405	13,157	1,069	-12,508	-0,308	10,763	-8,30	10,506	-8,506
1	19-20	6,163	-6,437	2,387	-2,497	0,378	-0,396	± 4,957	∓ 4,957	14,588	1,684	-11,804	-1,98	9,028	-9,424	8,928	-9,32
	20-21	6,30	-6,30	2,442	-2,442	0,387	-0,387	± 3,863	∓ 3,863	10,652	2,086	-10,652	-2,086	9,23	-9,23	9,129	-9,129
	21-22	6,30	-6,30	2,442	-2,442	0,387	-0,387	± 3,91	∓ 3,91	10,689	2,879	-10,689	-2,879	9,23	-9,23	9,129	-9,129
	22-23	6,30	-6,30	2,442	-2,442	0,387	-0,387	± 3,957	∓ 3,957	10,748	2,832	-10,746	-2,832	9,23	-9,23	9,129	-9,129
	23-24	6,437	-6,163	2,497	-2,387	0,396	-0,378	± 5,221	∓ 5,221	12,158	1,716	-11,262	-1,42	9,434	-9,434	9,33	-9,33

RD

MOMENTS FLECHISSANTS (à la base et à l'abscisse) des poteaux

Niv. poteau	G		P		STU		STU →		G+P+STU		G+P+STU		G+P+STU		G+P+STU		
	M _s	M _m	M _s	M _m	M _s	M _m	M _s	M _m	M _s	M _m	M _s	M _m	M _s	M _m	M _s	M _m	
4	2-8	0	/	0	/	0	/	8,146	4,391	"	"	"	"	0	0	0	
	3-9	0	/	0	/	0	/	6,265	4,456	"	"	"	"	0	0	0	
	4-10	0	/	0	/	0	/	6,340	4,496	"	"	"	"	0	0	0	
	5-11	0	/	0	/	0	/	8,437	4,549	"	"	"	"	0	0	0	
	6-12	0,894	-0,467	0,013	-0,181	0,217	-0,089	6,823	3,684	7,73	-5,937	-4,187	3,181	0,810	-0,684	1,124	-0,737
	7-13	2,018	-1,572	0,783	-0,609	0,385	-0,220	11,911	7,941	14,086	-9,937	-9,635	6,247	2,958	-2,303	3,186	-2,381
	8-14	0	0	0	0	0	0	15,053	10,035	"	"	"	"	0	0	0	0
	9-15	0	0	0	0	0	0	15,237	10,158	"	"	"	"	0	0	0	0
	10-16	0	0	0	0	0	0	15,423	10,252	"	"	"	"	0	0	0	0
	11-17	0	0	0	0	0	0	15,607	10,405	"	"	"	"	0	0	0	0
3	12-18	2,018	-1,572	0,783	-0,609	0,385	-0,220	12,647	8,402	14,822	-10,473	-10,096	6,402	2,958	-2,303	3,186	-2,381
	13-19	1,572	-0,340	0,607	-0,137	0,220	-0,022	14,583	16,277	-12,89	-12,264	14,856	2,303	-0,505	2,381	-0,499	
	14-20	0	0	0	0	0	0	12,433	14,033	"	"	"	"	0	0	0	0
	15-21	0	0	0	0	0	0	12,660	15,212	"	"	"	"	0	0	0	0
	16-22	0	0	0	0	0	0	12,884	15,40	"	"	"	"	0	0	0	0
	17-23	0	0	0	0	0	0	12,114	15,586	"	"	"	"	0	0	0	0
	18-24	1,572	-0,34	0,609	-0,137	0,220	-0,022	15,485	12,629	17,179	-12,791	-12,973	12,282	2,303	-0,505	2,384	-0,499
	19-25	0,340	-0,455	0,137	-0,296	0,022	-0,285	2,23	3,245	2,593	-4,863	-8,254	1,564	0,505	-0,705	0,499	-0,581
	20-26	0	0	0	0	0	0	2,819	4,229	"	"	"	"	0	0	0	0
	21-27	0	0	0	0	0	0	2,854	4,22	"	"	"	"	0	0	0	0
1	22-28	0	0	0	0	0	2,888	4,332	"	"	"	"	0	0	0	0	
	23-29	0	0	0	0	0	2,923	4,384	"	"	"	"	0	0	0	0	
	24-30	0,340	-0,55	0,137	-0,286	0,022	-0,285	2,294	-3,59	2,768	-2,027	-8,20	1,32	0,505	-0,705	0,499	-0,581

Efforts normaux dans les poteaux

File	poteaux	Poids Propre	G	P	SI _v	SI _H	SI _H	P.P+G+P/5+SI _H		P.P+G+P/5+SI _H		P.P+G+1,2P		1,2G+P+SI _v	
								N	Ncum.	N	Ncum.	N	Ncum.	N	Ncum.
A	1-7	0,553	4,096	0,058	0,992	2,214	-2,214	6,875	6,875	2,447	2,447	4,719	4,719	5,699	5,699
	7-13	1,084	5,485	2,126	1,046	5,398	-5,398	12,392	19,267	1,576	4,043	8,12	13,839	9,741	15,44
	13-19	1,084	5,664	2,196	0,719	7,905	-7,905	15,092	34,359	0,718	4,761	9,383	23,222	9,663	25,103
	19-25	0,153	6,163	2,387	0,378	4,957	-4,957	11,751	46,01	1,837	6,598	9,181	32,403	9,001	34,184
B	2-8	0,553	11,048	0,156	2,679	2,942	-3,942	15,124	15,124	7,69	7,69	11,788	11,788	14,436	14,436
	8-14	1,084	13,415	5,20	2,559	9,626	-9,626	25,165	40,289	15,54	23,229	20,729	32,527	22,258	56,694
	14-20	1,084	13,236	5,131	1,681	14,065	-14,065	30,167	70,456	2,037	25,266	20,477	53,694	22,01	58,704
	20-26	0,153	12,737	4,939	0,783	8,82	-8,82	22,692	93,154	5,058	30,324	18,877	71,821	18,612	77,315
C	3-9	0,553	10,096	0,142	2,448	3,476	-3,476	14,154	14,154	7,201	7,201	10,824	10,824	13,239	13,239
	9-15	1,084	12,60	4,884	2,404	8,509	-8,509	23,17	37,324	6,152	13,253	19,545	30,369	20,972	34,211
	15-21	1,084	12,60	4,884	1,60	12,395	-12,395	27,050	64,38	2,266	15,619	19,545	49,919	20,972	55,183
	21-27	0,153	12,60	4,884	0,766	7,773	-7,773	21,593	85,883	5,957	21,576	12,614	68,523	18,403	73,586
D	4-10	0,553	10,096	0,142	2,448	3,574	-3,574	14,191	14,191	7,164	7,164	10,824	10,824	13,239	13,239
	10-16	1,084	12,60	4,884	2,404	8,59	-8,59	23,25	37,441	6,071	13,711	19,545	30,369	20,972	34,211
	16-22	1,084	12,60	4,884	1,60	12,545	-12,545	27,206	64,647	2,116	15,827	19,545	49,914	20,972	55,183
	22-28	0,153	12,60	4,884	0,766	13,165	-13,165	26,895	91,542	0,565	16,392	12,614	68,528	18,403	73,586
E	5-11	0,553	11,048	0,156	2,679	4,093	-4,093	15,725	15,725	7,539	7,539	11,788	11,788	14,436	14,436
	11-17	1,084	13,415	5,20	2,559	9,989	-9,989	25,928	44,253	6,538	18,287	19,739	32,527	22,258	56,594
	17-23	1,084	13,236	5,131	1,681	12,715	-12,715	28,001	66,914	2,601	15,719	20,477	53,694	22,01	58,704
	23-29	0,153	12,737	4,939	0,783	9,178	-9,178	29,056	92,27	4,70	20,428	18,817	71,821	18,612	77,315
F	6-12	0,553	4,096	0,058	0,992	2,327	-2,327	6,988	6,988	2,934	2,934	4,749	4,749	5,699	5,699
	12-18	1,084	5,485	2,126	1,046	5,12	-5,12	12,674	13,662	4,344	2,645	5,42	10,229	9,761	15,44
	18-24	1,084	5,664	2,196	0,719	6,115	-6,115	13,623	33,264	0,773	4,404	9,383	23,222	9,663	25,103
	24-30	0,153	6,163	2,387	0,378	5,521	-5,521	11,687	45,253	1,566	6,965	9,181	32,403	9,001	34,184

FERRAILLAGE des PÔTEAUX

Les poteaux peuvent être classés en deux catégories distinctes; selon leur mode de chargement:

1. Les poteaux soumis à un effort normal et des moments fléchissants en tête et à la base dans le sens longitudinal et transversal. Ces poteaux seront calculés en flexion composée. Deux cas peuvent se présenter, lors du calcul des armatures longitudinales.

a) Section partiellement comprimée: ce cas se produit lorsque l'effort normal de compression est appliqué en dehors du noyau central c'est-à-dire on a:

$$e_0 = \frac{M}{N} > \frac{h_e}{6}$$

e_0 = excentricité de la charge.

M = moment fléchissant par rapport au centre de gravité du béton seul.

N = effort normal rapporté au centre de gravité du béton.

h_e = hauteur total de la section.

On peut avoir deux cas aussi:

• Section sans armatures comprimées: on détermine les armatures A_1 d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_0 des forces extérieures, agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des aciers tendus.

La section réelle d'armature tendue soumise à M et N (compression), est:

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a}$$

Pour s'assurer que la section ne possède pas d'acier comprimé, on doit vérifier $K \geq \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_c}$, et pour avoir A_{min} on prend: $\sigma_a = \bar{\sigma}_a$

• Section avec armatures comprimées: si on appelle:

M_{at} : moment des forces extérieures par rapport au centre de gravité des aciers tendus.

M_{ac} : moment des forces extérieures par rapport au centre de gravité des aciers comprimés.

$$\text{on a: } \mu_1 = \frac{M_{at}}{\bar{\sigma}' b h^2} \quad \text{d'où on tire } \bar{\omega} = \frac{100}{b h} \cdot A$$

$$\mu_2 = \frac{M_{ac}}{\bar{\sigma} b h^2} \quad \text{d'où on tire } \bar{\omega}' = \frac{100}{b h} \cdot A'$$

Mais pour des raisons économiques, on cherchera la sections d'armature, telle que la somme doit être minimale, on prendra donc la valeur de K qui répond à cette condition.

Pour la suite des calculs; $\left\{ \begin{array}{l} \text{si } K < \bar{K} \text{ on prend } K \\ \text{et si } K > \bar{K} \text{ on prend } K = \bar{K} \end{array} \right.$

Les sections d'armatures sont:

$$A' = \frac{b h}{100} \cdot \bar{\omega}' \quad \text{et} \quad A = \frac{b h}{100} \cdot \bar{\omega}$$

b) Sections entièrement comprimées: C'est le cas où;

$$e_0 = \frac{M}{N} < \frac{h_t}{6} = e_1$$

La section doit être homogénéisée (voir R.D.M), elle sera donc armée symétriquement ($A'_1 = A'_2 = A$)

La contrainte en un point située à la distance v du centre de gravité de la section sera donnée par $\sigma' = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$.

La contrainte sur la fibre la plus comprimée est:

$$\sigma'_{1,b} = \frac{N}{b \cdot h_t + 2nA'} + \frac{M_0 \cdot h_t/2}{I} \quad (1)$$

avec

M_0 : moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité de la section homogénéisée, confondu avec le centre du rectangle.

I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe passant par le centre de gravité G et perpendiculaire à l'axe de symétrie. Il est donné par:

$$I = \frac{b h^3}{12} + 2nA' (0,5 - \delta_t) \cdot h_t^2 \quad (2)$$

Pour des raisons économiques on prendra $\sigma'_{1,b} = \bar{\sigma}'_b$, le béton, travaillant à sa contrainte admissible, sera fortement comprimé.

$$\text{Soit: } \rho_1 = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_t}; \quad e = \frac{M_0}{N}; \quad v = \frac{6 \cdot e \cdot \rho}{h_t}; \quad \varepsilon =$$

2- D'autre part on a des poteaux qui ne sont soumis qu'à l'effort normal N , ceux-ci seront calculés en compression simple.

La section d'armature doit vérifier les conditions suivantes:

$$A_L \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$$

$$A_L \geq \frac{1}{12} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}} - B \right) \quad \text{et} \quad \frac{A_L}{B} \leq 5\% \Rightarrow A_L \leq \frac{B}{20}$$

θ_1 : coefficient qui tient compte de l'excentricité de la charge:

$\theta_1 = 1,2$; $1,4$, ou 1 respectivement pour les poteaux d'angle, de rive, intérieurs.

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

avec $\left[\begin{array}{l} l_c : \text{longueur de flambement} \\ a : \text{petite dimension de la section} \\ c : \text{enrobage des armatures longitudinales} \end{array} \right.$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$$

(voir art 31,3 CCBA68) pour l'explication détaillée.
page 57

PORTIQUE TRANSVERSAL

Les poteaux seront ferrillés sous l'effort normal maximum et le moment correspondant, sous l'effet de la sollicitation la plus défavorable après combinaison.

Tableau des résultats obtenus à partir des combinaisons des efforts du 1^{er} genre $G+1,2P$ et celle du 2^{ème} genre $\left\{ \begin{array}{l} G+P+S_{I_v} \\ G+P/5+S_{I_H} \end{array} \right.$

File	Poteau	1 ^{er} genre $G+1,2P$		2 ^{ème} genre $G+P+S_{I_v}$		2 ^{ème} genre $G+P/5+S_{I_H}$	
		M_{max}	$N_{corresp}$	M_{max}	$N_{corresp}$	M_{max}	$N_{corresp}$
	1-5	0,64	6,814	0,765	7,978	6,725	9,169
	5-9	2,048	19,056	2,236	21,22	13,739	26,206
	9-13	1,611	31,498	1,685	34,183	16,387	48,055
	13-17	4,069	43,606	4,688	46,295	-7,118	65,02
	2-6	/	15,50	/	18,283	7,634	19,122
	6-10	/	44,832	/	47,456	15,156	53,295
	10-14	/	67,751	/	74,539	18,884	94,488
	14-18	/	84,166	/	90,96	-4,356	118,50
	3-7	0,122	16,998	0,141	20,051	7,681	20,065
	7-11	0,481	45,408	0,527	51,02	15,492	52,349
	11-15	0,40	71,785	0,413	78,565	19,150	91,923
	15-19	0,492	88,895	0,492	95,677	-4,509	115,294
	4-8	0,938	7,856	1,094	9,222	6,842	9,702
	8-12	2,98	22,11	3,096	24,681	14,375	25,251
	12-16	2,20	46,125	2,407	49,312	16,82	56,814
	16-20	0,574	60,21	0,84	63,402	-8,414	74,422

Contrainte admissible en flexion composée : σ'_b (art 9,4 CCBAG8)

Sous SP_1 $\sigma'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{28}$ avec $\sigma'_{28} = 2,40$ bars.

$\alpha, \beta, \delta, \varepsilon$ gardent les mêmes définitions et valeurs qu'auparavant.

$$\delta = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \\ 0,3 \left(1 + \frac{20}{30e_1} \right) \end{array} \right.$$

Sous SP_2 : on multiplie la contrainte sous SP_1 par 1,5.

Notons que : pour le niveau 4 ; Les poteaux (1-5, 2-6, 3-7, 4-8) ont une limite de noyau central $e_1 = \frac{h_0}{6} = \frac{25}{6} = 4,17$ cm.

Pour les poteaux des autres niveaux on a :

$$e_1 = \frac{h_0}{6} = \frac{35}{6} = 5,84$$
 cm.

Tableau donnant les valeurs de $\bar{\sigma}'_b$ et e_0 sous $SP_1: 6+1,2P$

file	poteau	M (t.m)	N (t)	$e_0 = \frac{M}{N}$ cm	$e_1 = \frac{h_0}{6}$ cm	$\bar{\sigma}'_b$	observation.
	1-5	0,44	6,814	9,39	4,17	119,92	F.C. Sect. part. comprimée
	5-9	2,048	19,056	10,75	5,84	110,53	"
	9-13	1,611	3,498	5,11	5,84	88,48	F.C. Sect. ent. comprimée
	13-17	4,69	43,606	10,76	5,84	110,57	F.C. Sect. part. comprimée
	2-6	/	15,50	/	4,17	68,5	compression simple
	6-10	/	41,832	/	5,84	68,5	"
	10-14	/	67,751	/	5,84	68,5	"
	14-18	/	84,166	/	5,84	68,5	"
	3-7	0,122	16,998	0,72	4,17	72,44	F.C. Sect. ent. comprimée
	7-11	0,481	45,488	1,06	5,84	73,50	"
	11-15	0,40	71,785	0,56	5,84	70,69	"
	15-19	0,492	88,085	0,56	5,84	70,69	"
	4-8	0,938	7,856	11,94	4,17	133,88	F.C. Sect. part. comprimée
	8-12	2,98	22,11	13,48	5,84	121,21	"
	12-16	2,30	46,126	4,99	5,84	88,01	F.C. Sect. ent. comprimée
	16-20	0,574	60,21	0,95	5,84	72,21	"

Calcul des poteaux sollicités en flexion composée dont la section est partiellement comprimée:

exemple de calcul: poteau 1-5 $M=0,64 \text{ t.m}$ $N=6,814 \text{ t}$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b_0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) = 68,5 \left(1 + \frac{9,39}{3 \times 4,17}\right) = 119,92 \text{ kg/cm}^2$$

On calcule la section, en flexion simple sous un moment fictif M_f , le moment fictif est:

$$M_f = N \left(e_0 + \frac{h_0}{2} - d\right) = 6,814 \left(9,39 + \frac{25}{2} - 3\right) = 1,287 \text{ t.m}$$

Le moment résistant du béton est: $M_{rb} = Kbh^2$ avec $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 120 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

$$\text{d'où } \left. \begin{array}{l} \alpha = 0,39 \\ \delta = 0,87 \end{array} \right\} \Rightarrow K = 20,36$$

$$\text{donc } M_{rb} = 20,36 \times 25 \times 22^2 = 2,46 \text{ t.m}$$

on voit que $M_{rb} > M_f$ donc on n'a pas besoin des aciers comprimés.

Aciers tendus: Les armatures tendues seront donc calculées sous M_f

$$M_{at} = M_f = 1,287 \text{ t.m} \longrightarrow \mu = 0,02045 \longrightarrow \begin{cases} K = 65,25 > \bar{K} \\ \epsilon = 0,9377 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1,287 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9377 \times 25} = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 1,33 - \frac{6,814 \cdot 10^3}{2800} = 1,33 - 2,43 < 0$$

Az: veut dire que le béton seul peut équilibrer le moment extérieur.

Mais on doit prévoir la section minimale définie par (CFC 81)

Le moment dans les aciers comprimés est donné par :

$$M_{ac} = M - N \left(\frac{h_t}{2} - d' \right) = N \left(e_0 - \frac{h_t}{2} + d' \right)$$

$$= 6,814 \cdot 10^3 \left(9,39 - \frac{25}{2} + 3 \right) = -0,75 \text{ t.m}$$

donc effectivement les aciers comprimés ne sont pas nécessaires, car le moment dans les aciers comprimés est négatif.

Tableau donnant les résultats dans les poteaux de section partiellement comprimée :

Poteau	M_{at} (t.m)	M_{ac} (t.m)	A_1 (cm ²)	A (cm ²)	A' (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)
1-5	1,287	-0,75	2,32	< 0	< 0	5,63	15,63
5-9	4,812	-0,715	6,03	< 0	< 0	10,03	30,63
13-17	11,015	-1,55	14,06	< 0	< 0	11,03	30,63
4-8	1,684	0,192	3,08	0,27	0,67	5,63	15,63
8-12	6,086	-0,225	7,86	< 0	< 0	11,03	30,63

Calcul des armatures dans les poteaux de sections entièrement comprimés :

comme exemple de calcul on prend le poteau (9-13) $\left\{ \begin{array}{l} M = 1,611 \text{ t.m} \\ N = 31,5 \text{ t.} \end{array} \right.$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,611 \cdot 10^5}{31,493 \cdot 10^3} = 5,11 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{35}{6} = 5,84 \text{ cm}$$

$\left. \begin{array}{l} e_0 = 5,11 \text{ cm} \\ e_1 = 5,84 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow e_0 < e_1 \text{ section entièrement comprimée.}$

$$\bar{\sigma}'_s = \bar{\sigma}'_{s0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 68,5 \left(1 + \frac{5,11}{3 \times 5,84} \right) = 88,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{\bar{\sigma}'_s \cdot b \cdot h_t}{N} = \frac{88,48 \times 35 \times 35}{31,493 \cdot 10^3} = 3,44$$

$$\beta = \frac{6M_e}{N h_t} = \frac{6 \times 1,611 \times 10^5}{31,493 \times 35 \cdot 10^3} = 0,877$$

$$C = 0,27(1 - 2\delta)^2 \cdot \rho = 0,27(1 - 2 \times 0,086)^2 \times 3,44 = 0,637$$

$$\text{avec } \delta = \frac{d}{h_t} = \frac{3}{35} = 0,086$$

$$D = 0,3(\rho - \beta) = 0,3(3,44 - 0,877) = 0,759$$

$$D = 2,275$$

$$E = -(1 + \beta - \rho) = 1,563$$

$$\bar{\omega} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} = \frac{-2,275 + \sqrt{2,275^2 - 4 \times 0,637 \times 1,563}}{2 \times 0,637} < 0$$

Le pourcentage $\bar{\omega}$ des aciers dans la section est négatif veut dire que le béton seul peut équilibrer les efforts appliqués. Dans ce cas on utilisera le pourcentage minimal envisagé par (CTC 81).

- Calcul de la section d'armature sous SP_2 ($G + P/s + \bar{S}I_H$) qui est la plus défavorable.

Tableau donnant les valeurs de $\bar{\sigma}_s'$ et e_0

File	Poteau	M (t.m)	N (t)	$e = \frac{M}{N}$ cm	$e_1 = \frac{h_0}{2}$ cm	$\bar{\sigma}_s'$	Observation
	1-5	6,725	9,169	73,35	4,17	205,5	F.C. sect. part. comprimée
	5-9	13,739	20,206	68	5,84	205,5	"
	9-13	16,387	28,055	34,1	5,84	205,5	"
	13-17	7,118	65,02	10,95	5,84	167,05	"
	2-6	7,634	19,122	39,93	4,17	205,5	"
	6-10	15,156	53,295	28,44	5,84	205,5	"
	10-14	18,884	94,448	20	5,84	205,5	"
	14-18	4,356	118,50	3,68	5,84	124,40	F.C. sect. ent. comprimée
	3-7	7,681	20,065	38,28	4,17	205,5	F.C. sect. part. comprimée
	7-11	15,492	52,349	29,60	5,84	205,5	"
	11-15	19,15	91,923	20,84	5,84	205,5	"
	15-19	4,509	115,294	3,91	5,84	125,74	F.C. sect. ent. comprimée
	4-8	6,843	9,702	70,52	4,17	205,5	F.C. sect. part. comprimée
	8-12	13,375	25,251	56,93	5,84	205,5	"
	12-16	16,82	56,819	29,61	5,84	205,5	"
	16-20	8,414	74,422	11,31	5,84	169,16	"

Calcul des poteaux, de section partiellement comprimée.

La méthode, étant exposée au paravant, on dressera directement un tableau de résultats.

Poteau	Mat (t.m)	Mac (t.m)	A_s (cm ²)	A (cm ²)	A' (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)
1-5	7,596	5,855	9,92	7,74	7,51	5,63	15,63
5-9	16,670	10,810	14,65	8,439	9,24	10,03	30,63
9-13	23,355	9,419	20,02	9,58	7,99	11,03	30,63
13-17	16,548	-2,308	14,54	<0	<0	11,03	30,63
2-6	9,452	5,819	12,45	7,74	8,44	5,00	15,63
6-10	22,885	7,430	20,57	7,88	6,21	9,80	15,63
10-14	32,585	5,195	30,07	7,58	4,29	9,80	30,63
3-7	9,587	5,775	12,73	7,96	7,39	5,00	30,63
7-11	23,086	7,905	20,76	8,29	6,64	9,80	30,63
11-15	32,486	5,828	29,97	8,08	4,83	9,80	30,63
4-8	7,764	5,920	10,35	8,048	8,06	5,63	15,63
8-12	18,037	10,714	15,94	9,93	9,16	11,03	30,63
12-16	25,061	8,585	22,68	9,15	7,25	11,03	30,63
16-20	19,208	-2,374	17,05	<0	<0	11,03	30,63

Tableau des résultats obtenus pour le reste des poteaux sollicités en Fc. section entièrement comprimée.

poteau	f	β	C	D	E	$\bar{\omega}$	A_{min}
9-13	3,44	0,877	0,637	2,275	1,563	< 0	11,03
3-7	2,345	0,172	0,434	1,481	1,172	< 0	5,00
7-11	1,956	0,181	0,362	1,122	0,775	< 0	9,80
11-15	1,904	0,181	0,353	0,986	0,723		9,80
15-19	1,206	0,096	0,223	0,46	0,11	< 0	9,80
12-16	2,338	0,855	0,433	1,27	0,483	< 0	11,03
16-20	1,469	0,163	0,272	0,681	0,306	< 0	11,03

Calcul des poteaux sollicités en compression simple.

on traite les calculs pour le poteau 2-6. $\left. \begin{array}{l} N = 15,50t \\ \bar{\sigma}_c = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$

on calcule A_{min} :

$$A_{min} = \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_c}$$

θ_1, θ_2 et θ_3 sont définies ultérieurement.

$\theta_1 = 1$ (2-6) est un poteau intérieur.

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{0,7 \times 3,74}{4 \times 25 - 2 \times 3} = 3,638$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1 + \frac{2160}{4250} = 1,514$$

$$\text{d'où } A_{min} = \frac{1,25}{1000} \cdot 1 \times 3,638 \times 1,514 \times \frac{15,50 \cdot 10^3}{68,5} = 1,56 \text{ cm}^2$$

on calcule A_0

$$A_0 = \frac{1}{\pi} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}_c} - B \right) = \frac{1}{\pi} \left(\frac{15,50 \cdot 10^3}{68,5} - 685 \right) = (< 0)$$

$$A_{max} = \frac{B}{20} = \frac{685}{20} = 34,25 \text{ cm}^2$$

Résultats des restes des valeurs pour les autres poteaux:

poteau	θ_1	θ_2	θ_3	N (t)	$A_{min}^{(cm^2)}$	A_0 (cm ²)	$A_{max}^{(cm^2)}$
2-6	1	3,638	1,514	15,50	1,56	< 0	34,25
6-10	1	2,251	1,514	44,832	2,98	< 0	61,25
10-14	1	2,251	1,514	67,751	5,33	< 0	61,25
14-18	1	1,004	1,514	84,166	6,63	0,25	61,25

Calcul des poteaux dont la section est entièrement comprimée.
on a 2 poteaux seulement (14-18) et (19-19)

poteau	f	β	C	D	E	$\bar{\omega}$	A min
14-18	1,286	0,63	0,238	0,373	-0,344	0,65	9,80
19-19	1,336	0,671	0,247	0,407	-0,335	0,603	9,80

les aciers calculés sont donc :

$$\text{pôt: 14-18 : } A' = \bar{\omega} \cdot \frac{bh}{100} = 0,65 \times \frac{35 \times 32}{100} = 7,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{pôt: 19-19 : } A' = \bar{\omega} \cdot \frac{bh}{100} = 0,603 \times \frac{35 \times 32}{100} = 6,75 \text{ cm}^2$$

Récapitulation : on opère maintenant par niveau.

niveau	travées	A sous SP ₁	A' sous SP ₁	A sous SP ₂	A' sous SP ₂	(A=A') _{min}	sect. adoptée
4	1-5	<0	<0	7,74	7,51	5,63	
	2-6	1,55	/	7,74	8,439	5,63	
	3-7	/	<0	7,96	7,39	5,00	
	4-8	0,27	0,67	8,042	8,06	5,63	
3	5-9	<0	<0	8,439	9,24	10,03	
	6-10	2,98	/	7,88	6,21	9,80	
	7-11	/	<0	8,29	6,64	9,80	
	8-12	<0	<0	9,93	9,16	11,03	
2	9-13	/	<0	9,58	7,99	11,03	
	10-14	5,33	/	7,58	4,29	9,80	
	11-15	/	<0	8,08	4,83	9,80	
	12-16	/	<0	9,15	7,25	11,03	
1	13-17	<0	<0	<0	<0	11,03	
	14-18	6,63	/	/	7,28	9,80	
	19-19	/	<0	/	6,75	9,80	
	16-20	/	<0	<0	<0	11,03	

PORTIQUE LONGITUDINAL :

- Calcul des armatures sous $SP_1 : G+1,2P$.

Dans ce cas le portique est symétrique on considéra, seulement la moitié pour le calcul.

ile	poteau	1 ^{er} genre: $G+1,2P$		2 ^e genre $G+P+SI_1$		2 ^e genre $G+P/5+SI_2$	
		M max	N corresp	M max	N corresp	M max	N corresp
	1-7	0,91	4,719	1,124	5,699	7,341	6,875
	7-13	2,958	13,839	3,186	15,44	14,086	19,267
	13-19	2,303	23,222	2,381	25,103	16,277	34,359
	19-25	0,505	32,403	0,499	34,184	2,598	46,11
	2-8	/	11,788	/	14,436	7,341	15,124
	8-14	/	32,527	/	36,694	14,086	40,289
	14-20	/	53,004	/	53,704	16,277	70,456
	20-26	/	71,821	/	77,316	2,598	93,154
	3-9	/	10,824	/	13,239	7,341	14,154
	9-15	/	30,363	/	34,211	14,086	37,324
	15-21	/	49,914	/	55,183	16,277	64,38
	21-27	/	68,528	/	73,586	2,598	85,883

Les poteaux étant carrés, donc les limites du noyau central e_1 et l'excentricité e_2 restent les mêmes pour chaque poteau.

Tableau des valeurs de σ_c et e_c sous $SP_1 : G+1,2P$.

ile	poteau	M (t-m)	N (t)	$e_1 = \frac{M}{N}$ cm	$e_2 = \frac{h_0}{8}$ cm	$\sigma_c = \frac{N}{A}$	observation.
	1-7	0,91	4,719	79,28	4,17	174,07	Fc Sect. part. comprimée
	7-13	2,958	13,839	21,37	5,84	152,05	"
	13-19	2,303	23,222	9,917	5,84	107,27	"
	19-25	0,505	32,403	1,56	5,84	74,60	Fc Sect. ent. comprimée
	2-8	/	11,788	/	4,17	68,5	compression simple.
	8-14	/	32,527	/	5,84	68,5	"
	14-20	/	53,004	/	5,84	68,5	"
	20-26	/	71,821	/	5,84	68,5	"
	3-9	/	10,824	/	4,17	68,5	"
	9-15	/	30,363	/	5,84	68,5	"
	15-21	/	49,914	/	5,84	68,5	"
	21-27	/	68,528	/	5,84	68,5	"

Tous les détails dans les calculs ont été faits, pour le portique transversal, et qu'on applique directement pour celui-ci.

Calcul des poteaux dont la section est partiellement comprimée :

Poteau	M_{ac} (t.m)	M_{sc} (t.m)	A_1 (cm ²)	A (cm ²)	A' (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)
1-7	1,358	0,462	2,454	0,77	0,82	5,63	15,63
7-13	4,964	0,951	6,234	1,29	1,12	11,03	30,63
13-19	5,670	-4,583	7,17	< 0	< 0	11,03	30,63

On a un seul poteau de section entièrement comprimée : poteau 19-25

$$\left. \begin{array}{l} M = 0,505 \text{ t.m} \\ N = 32,403 \text{ t} \end{array} \right\} \rightarrow \left. \begin{array}{l} e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,505 \cdot 10^5}{32,403 \cdot 10^3} = 1,56 \text{ cm} \\ e_1 = \frac{h e}{6} = \frac{35}{6} = 5,84 \text{ cm} \end{array} \right\} e_0 < e_1$$

$e_0 < e_1$: Le point d'application de l'effort N est dans le noyau central.

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b_0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) = 68,5 \left(1 + \frac{1,56}{3 \times 5,84}\right) = 74,60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h e}{N} = \frac{74,60 \times 35 \times 35}{32,403 \cdot 10^3} = 2,82$$

$$\beta = \frac{6 \cdot M_0}{N \cdot h e} = \frac{6 \times 0,505 \cdot 10^5}{32,403 \cdot 10^3 \times 35} = 0,267$$

$$C = 0,27(1 - 2\delta)^2 \cdot \rho = 0,27(1 - 2 \times 0,086)^2 \times 2,82 = 0,522$$

$$D = 0,3(\rho - \beta) - 0,9(1 - \rho)(1 - 2\delta)^2 = 0,3(2,82 - 0,267) - 0,9(1 - 2,82)(1 - 2 \times 0,086)^2$$

$$D = 1,168$$

$$E = -(1 + \beta - \rho) = -(1 + 0,267 - 2,82) = 1,553$$

$$\bar{\omega} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} = \frac{-1,168 + \sqrt{1,168^2 - 4 \times 1,553 \times 0,522}}{2 \times 0,522} = < 0$$

Le béton seul peut équilibrer l'effort appliqué, on utilisera néanmoins la section d'armature minimale exigée par le règlement ($A_{min} = 11,03 \text{ cm}^2$)

Calcul des poteaux sollicités en compression simple :

Poteau	θ_1	θ_2	θ_3	N (t)	A_{min} (cm ²)	A_0 (cm ²)	A_{max} (cm ²)
2-8	1	3,636	1,51	11,788	1,18	< 0	15,63
8-14	1	2,849	1,51	32,527	2,55	< 0	30,63
14-20	1	2,849	1,51	53,004	4,16	< 0	30,63
20-26	1	1,261	1,51	71,821	2,50	< 0	30,63
3-9	1	3,636	1,51	10,824	1,09	< 0	15,63
9-15	1	2,849	1,51	30,363	2,38	< 0	30,63
15-21	1	2,849	1,51	49,914	3,92	< 0	30,63
21-27	1	1,261	1,51	68,528	2,38	< 0	30,63

Calcul des armatures sous $SP_2: G+P/5+\overrightarrow{SZ}_H$ (la plus défavorable).
Tableau donnant les valeurs de $\bar{\sigma}_c$ et e_0 .

file	pôteau	M (f.m)	N (t)	$e_0 = \frac{M}{N}$ cm	$e_1 = \frac{bh}{6}$ cm	$\bar{\sigma}_c$ kg/cm ²	observation
	1-7	7,341	6,875	106,78	4,17	205,5	F.c sect. part. comprimée
	7-13	14,086	19,267	73,11	5,84	205,5	"
	13-19	16,277	34,359	47,37	5,84	205,5	"
	19-25	2,598	46,11	5,64	5,84	90,55	F.c sect. ent. comprimée
	2-8	7,341	15,124	48,54	4,17	205,5	F.c sect. part. comprimée
	8-14	14,086	40,289	34,96	5,84	205,19	"
	14-20	16,277	70,456	23,10	5,84	158,82	"
	20-26	2,598	93,154	2,79	5,84	79,41	F.c sect. ent. comprimée
	3-9	7,341	14,154	51,865	4,17	205,5	F.c sect. part. comprimée
	9-15	14,086	37,324	37,74	5,84	147,56	"
	15-21	16,277	64,38	25,28	5,84	167,34	"
	21-27	2,598	85,883	3,025	5,84	80,33	F.c sect. ent. comprimée.

Calcul des pôteaux de section partiellement comprimée :

Pôteau	M_{at} (f.m)	M_{ac} (f.m)	A_1 (cm ²)	A (cm ²)	A' (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)
1-7	7,994	6,688	10,472	8,835	8,65	5,63	15,63
7-13	16,880	11,292	14,86	10,275	9,68	11,03	30,63
13-19	21,258	11,294	18,96	10,82	9,69	11,03	30,63
2-8	8,778	5,905	11,59	7,99	7,58	5,00	15,63
8-14	19,927	8,243	17,75	8,15	6,95	9,80	30,63
14-20	26,491	6,059	24,06	7,29	5,02	9,80	30,63
3-9	8,686	5,996	11,462	8,092	7,67	5,00	15,63
9-15	19,498	8,674	17,33	8,44	7,32	9,80	30,63
15-21	25,610	6,940	23,21	7,88	5,80	9,80	30,63

Calcul des pôteaux dont la section est entièrement comprimée

Pôteau	ρ	β	C	D	E	$\bar{\omega}$	A_{min} cm ²
19-25	2,406	0,966	0,445	1,30	0,44	< 0	10,88
20-26	1,044	0,478	0,193	0,197	-0,434	1,074	9,80
21-27	1,146	0,519	0,212	0,278	-0,373	0,24	9,80

pour le pôteau : 20-26 : $\bar{\omega} = 1,074 \Rightarrow A = \frac{bh}{100} \cdot \bar{\omega} = \frac{35 \times 32}{100} \times 1,074$

$A = 19,49 \text{ cm}^2$

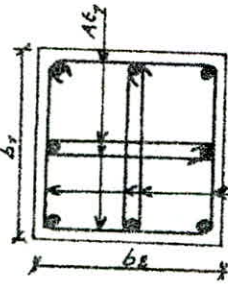
pour le pôteau 21-27 : $\bar{\omega} = 0,24 \Rightarrow A = \frac{bh}{100} \cdot \bar{\omega} = \frac{35 \times 32}{100} \times 0,24$

$A = 2,69 \text{ cm}^2$

Récapitulation :

niv.	Poteau	A sous SP_1	A' sous SP_1	A sous SP_2	A' sous SP_2	(A=A') _{min}	Sect. adopt.
4	1-7	0,77	0,82	8,835	8,65	5,50	
	2-8		1,18	7,99	7,58	4,40	
	3-9		1,09	8,092	7,67	4,40	
3	7-13	1,29	1,12	10,275	9,68	10,08	
	8-14		2,55	8,15	6,95	8,96	
	9-15		2,38	8,44	7,32	8,96	
2	13-19	<0	<0	10,82	9,69	10,08	
	14-20		4,16	7,29	5,02	8,96	
	15-21		3,92	7,88	5,80	8,96	
1	19-25	<0	<0		<0	10,08	
	20-26		2,50		19,49	8,96	
	21-27		2,38		2,69	8,96	

Armatures transversales : Conformément au règlement CTC81, on doit prévoir, pour ces armatures des cadres et des étriers fermés (à 2 brins) dont le diamètre minimum est 6mm pour (H.A) et 8mm pour (AdX).



Les pourcentages en zones nodales ρ_{t1} et ρ_{t2} sont définis

$$\text{par : } \left. \begin{aligned} \rho_{t1} &= \frac{A_{t1}}{b_x t} \\ \rho_{t2} &= \frac{A_{t2}}{b_x t} \end{aligned} \right\} \text{ avec } \rho_{t1} \text{ et } \rho_{t2} = \begin{cases} 0,3\% & \text{zone I} \\ 0,4\% & \text{zone II} \\ 0,5\% & \text{zone III} \end{cases}$$

Espacement des armatures : Il est défini par :

- en zone nodale y compris la hauteur du nœud :

$$\text{zone I et II : } t \leq (\min(10\phi, 15 \text{ cm})) = \min(10 \times 0,8, 15 \text{ cm})$$

$$\text{soit } t = 8 \text{ cm}$$

- dans la zone courante :

$$\text{zone I et II : } t \leq 12\phi \quad \phi \text{ des arm. Longitudinales}$$

$$t \leq 12 \times 2,0 = 24 \text{ cm} \quad \text{soit } t = 20 \text{ cm} \text{ pour les planchers courants.}$$

- On doit fermer les cadres et les étriers par des crochets à 135° et ayant une longueur droite $l_d = 10\phi$ (minimum)

$$l_d \geq 10\phi = 10 \times 0,8 = 8 \text{ cm. (certifiée)}$$

- les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales, en nombres et en diamètres suffisants ($\phi > 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

FERRAILLAGE des POUTRES

Conformément à l'article 15 du CCBA68, les efforts normaux dans les poutres sont négligés, ce qui nous mène donc à les ferriller en flexion simple.

On utilisera, pour la détermination des armatures:

- les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants établies dans les tableaux précédents (voir la combinaison des efforts).

Ces efforts ont été calculés à partir des combinaisons suivantes:

• Sollicitation du 1^{er} genre: (SP_1)

$$G + 1,2P \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

• Sollicitation du 2^{er} genre: (SP_2)

$$\left. \begin{array}{l} G + P + \overrightarrow{SI}_y \uparrow \\ G + P/5 + \overleftarrow{SI}_x \end{array} \right\} \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 8,85 \end{array} \right.$$

Les armatures seront donc déterminées sous la sollicitation du 1^{er} genre (SP_1), et la sollicitation la plus défavorable du 2^{er} genre (SP_2)

Remarque: On doit tenir compte aussi des règles complémentaires du CTC81 " Compléments aux règles parasismiques".

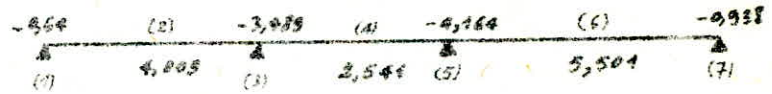
- On déterminera les armatures longitudinales à partir de la méthode de "P. CHARON"

Au niveau des appuis on a deux moments (M_e et M_u), les armatures seront calculées avec le plus grand des deux, le moment résiduel sera repris par les poteaux, afin d'assurer l'équilibre des nœuds où les poteaux se calculent en flexion composée.

On attire enfin l'attention sur un cas où les charges horizontales sismiques (ou même) les charges dues au vent sont plus prépondérantes que celles des charges verticales qui donnent des moments négatifs au niveau du nœud (si elles sont appliquées de haut vers le bas, cas général). Par contre, les premières citées, appliquées de gauches à droite donnent $M_e > 0$ et $M_u < 0$ (et vis versa). Dans notre cas parfois les charges sismiques sont importantes, on a obtenu des moments positifs sur les appuis extrêmes dans les combinaisons des efforts (sous SP_2 : $G + P/5 + \overleftarrow{SI}_x$). Alors on doit calculer les armatures inférieures, au niveau de ces appuis.

Portique transversal:
 - Calcul des armatures longitudinales:
 . niveau: 4

- sous SP_1 :



section (1): $M = -0,64 \text{ t.m}$

$$\bar{\sigma}'_s = 137 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 40 \text{ cm} \\ d = 3 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow h = h_t - d = 37 \text{ cm}$$

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

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 0,64 \cdot 10^5}{2800 \times 25 \times 37^2} = 0,01 \rightarrow \begin{cases} K = 24,4 \\ E = 0,9552 \end{cases}$$

$$\text{or } \bar{K} = \frac{2800}{137} = 20,44$$

$K > \bar{K}$ on n'a pas besoin d'aciers comprimés.

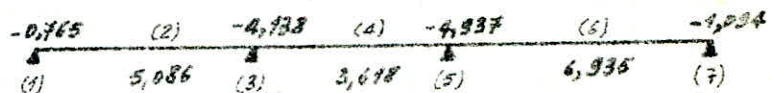
aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{0,64 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9552 \cdot 37} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Pour le reste des sections de ce niveau, on fait les mêmes calculs qui donnent les résultats résumés dans le tableau suivant:

section	1	2	3	4	5	6	7
M (t.m)	-0,64	4,009	-3,489	2,544	-4,164	5,501	-0,938
μ	0,01	0,0628	0,0546	0,0398	0,0652	0,0861	0,0147
K	96,5	33,3	36,3	43,9	32,5	27,25	78
E	0,9552	0,8965	0,9025	0,9152	0,8947	0,8817	0,9462
A (cm ²)	0,65	4,32	3,73	2,68	4,49	6,02	0,96

- sous SP_2 : $G+P+SI_v$.



section (1): $M = -0,765 \text{ t.m}$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_s = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 40 \text{ cm} \\ d = 3 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow h = 37 \text{ cm}$$

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

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 0,765 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 37^2} = 0,008 \rightarrow \begin{cases} K = 109 \\ E = 0,9597 \end{cases}$$

$$K > \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_l} = \frac{4200}{205,5} = 20,44 \rightarrow \text{on n'a pas besoin d'acier comprimé}$$

aciers tendus

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{0,765 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9597 \times 37} = 0,513 \text{ cm}^2$$

Le reste des résultats, pour les autres sections sera conclu dans le tableau ci dessous.

Section	(1)	2	3	4	5	6	7
M (t.m)	-0,765	5,086	-4,138	3,678	-4,937	6,935	-1,024
μ	0,008	0,0531	0,0432	0,03776	0,0515	0,0724	0,0114
K	109	36,9	41,80	45,30	37,6	30,41	89,5
E	0,9597	0,9036	0,9120	0,9170	0,9049	0,8899	0,9522
A (cm ²)	0,513	3,62	2,92	2,54	3,51	5,02	0,74

- sous SP₂ : $G + P/5 + \vec{S}I_H$



Maintenant le cas d'existence des moments positifs sur appuis se présente. Les sections (1) et (7) doivent avoir des armatures inférieures. De même pour les appuis (3) et (5) mais les moments positifs y sont très faibles donc les armatures inférieures négligeables.

• armatures supérieures: $M = -6,725 \text{ t.m.}$

$$\mu = 0,0702 \rightarrow \begin{cases} K = 31,04 > \bar{K} \\ E = 0,8913. \end{cases}$$

$$A = \frac{-6,725 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8913 \cdot 37} = 4,86 \text{ cm}^2$$

• armatures inférieures: $M = 5,591 \text{ t.m.}$

$$\mu = 0,0584 \rightarrow \begin{cases} K = 34,8 > \bar{K} \\ E = 0,8936. \end{cases}$$

$$A = 4,00 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant résumera les résultats pour les autres sections:

Section	1	2	3	4	5	6	7
M (t.m)	-6,725 5,591	3,349	-6,908 0,726	1,181	-7,746 0,366	4,622	-6,302 5,698
μ	0,0702 0,0584	0,035	0,0721 0,00757	0,0123	0,0002 0,00382	0,0432	0,0652 0,05946
K	31,04 34,8	47,4	30,5 112	86	28,4 435	39,16	32,33 34,41
E	0,8913 0,8936	0,9199	0,8901 0,9606	0,9505	0,8248 0,9587	0,9076	0,8943 0,8928
A (cm ²)	4,86 4,00	2,343	5,00 0,48	0,80	5,63 0,24	3,28	4,54 4,08

Or les règlements CTC81 exigent:

- Le pourcentage minimum total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre ne doit pas dépasser 0,3% de la section totale pour les aciers à H.A et 0,5% pour les Adx.

Dans notre cas on utilise des "H.A" donc $A_{min} = 0,3 \cdot \frac{bh_f}{100} = 0,3 \cdot \frac{25 \times 40}{100}$
 $A_{min} = 3 \text{ cm}^2$

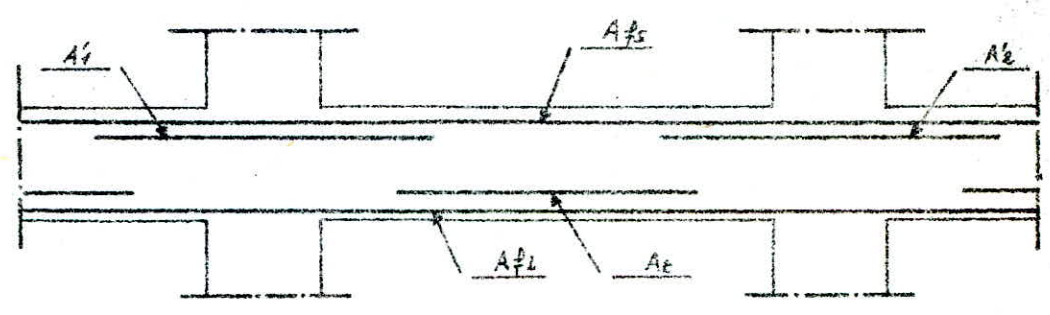
Et on ne dépasse pas 2,5% qui correspond au pourcentage maximum demandé.
 $A_{max} = 2,5 \times \frac{b \cdot h_f}{100} = 25 \text{ cm}^2$

Il faut prévoir aussi des armatures filantes (supérieures et inférieures) données par les formules suivantes:

$$A_{fs} \geq \max \left(\frac{A'_1}{4}, \frac{A'_2}{4}, 3 \text{ cm}^2 \right)$$

$$A_{fi} \geq \max \left(\frac{A'_1}{2}, \frac{A'_2}{4}, 3 \text{ cm}^2 \right)$$

A'_1, A'_2, A'_3 sont montrées dans le schéma ci dessous.



Choix de armatures: on tient en compte la plus grande section d'armature trouvée sur appui et celle calculée en travée, le ferrailage de toute la poutre sera basé sur cela.

Tableau récapitulatif des aciers calculés.

Section	1	2	3	4	5	6	7
SP1	0,65	4,82	3,73	2,68	4,49	6,02	0,96
SP2 (a)	0,513	3,62	2,92	2,54	3,51	5,02	0,74
SP2 (b)	4,86 / 4,00	2,343	5,00 / 0,48	0,80	5,63 / 0,24	3,28	4,54 / 4,08
A _{min}	3	3	3	3	3	3	3

Donc, on adopte par : $A'_1 = A'_2 = A'_3 = 4T14$.
 et $A_{fs} = A_{fi} = 2T14$

Armatures transversales.

- On déterminera les armatures transversales sous l'effort tranchant maximum... (à l'appui), et on adopte les mêmes armatures et espacements pour toutes les travées.

- Dans la zone nodale les armatures transversales sont telles que toutes les barres longitudinales soient individuellement entourées par une armature s'opposant à leur flambement.

En dehors de la zone nodale, au moins une barre longitudinale sur deux doit être ainsi entourée.

- Espacement maximum des armatures transversales est :

- $\text{Min} \{ 0,3h, 12\phi \}$ → pour la zone nodale

- $0,5h$ → en dehors de la zone nodale

Détermination de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} \quad \text{avec} \quad \left| \begin{array}{l} T_{\max} = 10,841 \text{ t} \\ b = 25 \text{ cm} \\ z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 37 = 32,4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\tau_b = \frac{10,841 \cdot 10^3}{25 \times 32,4} = 13,38 \text{ kg/cm}^2$$

L'effort T_{\max} a été obtenu dans la section (5) où ($M_e = -4,937 \text{ t.m}$)
d'où on tire $\bar{\sigma}'_b = 111,7 \text{ kg/cm}^2$ sous (SP_{20})

Donc on est dans le cas où $\bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b_0} \Rightarrow \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{111,7}{68,5}\right) \cdot 5,9 = 16,93 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\tau}_b \quad (\tau_b < \bar{\tau}_b \text{ vérifié}).$$

- on utilisera des cadres et des étriers de $\phi = 8 \text{ mm}$ (aciers doux).

• $\text{min} (0,3 \times 37 = 11,1 \text{ cm} ; 12 \times 0,8 = 9,6 \text{ cm})$: zone nodale

• $0,5h = 0,5 \times 37 = 18,5 \text{ cm}$. on prendra $t = 16 \text{ cm}$ pour les zones en dehors de l'appui

Définition de la zone nodale: (zone hachurée)

$$h' = \max\left(\frac{h}{6}, b, 60 \text{ cm}\right)$$

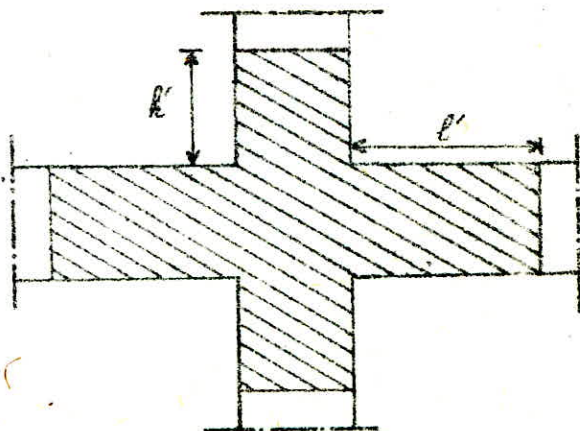
$$\frac{h}{6} = \frac{37}{6} = 6,16 \text{ cm}$$

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

on prend $h' = 60 \text{ cm}$

$$l' \geq 2a = 2 \times h'_c = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

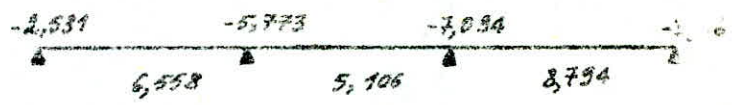
soit $l' = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m}$.



or 200:3

- Armatures longitudinales :

- Sous SP₁ :



section (1) : M = -2,531 t.m

- $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
- $\bar{\sigma}_c = 137 \text{ kg/cm}^2$
- $h_t = 40 \text{ cm}$
- $b = 35 \text{ cm}$
- $d = 3 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 2,531 \cdot 10^5}{2800 \times 35 \times 37^2} = 0,0283 \rightarrow \begin{cases} K = 53,75 > \bar{K} \\ E = 0,9275 \end{cases}$$

$$K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_c} = \frac{2800}{137} = 20,44$$

$K > \bar{K}$ on n'a pas besoin des aciers comp.

aciers tendus

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \times E \times h} = \frac{2,531 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9275 \times 37} = 2,64 \text{ cm}^2$$

Pour le reste des valeurs on dressera un tableau :

Secti	1	2	3	4	5	6	7
M t.m	-2,531	6,558	-5,773	5,106	-7,094	2,794	-1,96
μ	0,0283	0,0723	0,0646	0,0571	0,0793	0,0384	0,0443
K	53,75	30,2	32,7	35,3	25,72	25,01	21,2
E	0,9275	0,8894	0,8952	0,9008	0,8856	0,8959	0,911
A	64	7,18	6,23	5,47	7,72	9,70	6,20

- Sous SP₂ : G + P + SL_v



section (1) : M = -2,762 t.m

- $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - $\bar{\sigma}_c = 137 \text{ kg/cm}^2$
 - $b = 35 \text{ cm}$
 - $h_t = 40 \text{ cm}$
 - $d = 3 \text{ cm}$
- $\rightarrow h = 37 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 2,762 \cdot 10^5}{4200 \cdot 35 \cdot 37^2} = 0,02059 \rightarrow \begin{cases} K = 64,1 \\ E = 0,937 \end{cases}$$

$$K > \bar{K} = \frac{4200}{137} = 30,5$$

donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

Aciers tendus :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \times E \times h} = \frac{2,762 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9371 \times 37} = 1,90 \text{ cm}^2$$

Par les mêmes calculs on obtient les résultats résumés dans le tableau ci-après :

Section	1	2	3	4	5	6	7
M (t.m)	-2,762	7,435	6,301	5,983	-7,74	9,974	-4,296
μ	0,0206	0,0554	0,0470	0,0446	0,0577	0,0744	0,0320
K	64,5	35,94	39,70	41,0	35,05	29,90	48,25
E	0,9371	0,9018	0,9086	0,9108	0,9001	0,8886	0,9217
A (cm ²)	1,90	5,31	4,46	4,23	5,53	7,22	3,00

- Sous SP_2 : $G + P/5 + \overleftrightarrow{SI_H}$

-17,433		-13,601		-15,804		-12,434
▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲
13,515	4,387	4,671	4,816	5,882	12,178	

De nouveau, le cas d'existence des moments positifs sur les appuis se présente avec des moments très importants, pour les négliger. Il faut prévoir des armatures inférieures.

Le cheminement de calcul étant le même, on se contente de dresser un tableau qui conclue les résultats obtenus pour cette travée sous la sollicitation ($G + P/5 + SI_H \overleftrightarrow{\leftarrow}$):

Section	1	2	3	4	5	6	7
M (t.m)	$\frac{-17,433}{13,515}$	4,387	$\frac{-13,601}{4,671}$	2,935	$\frac{-15,804}{4,816}$	5,582	$\frac{-12,434}{12,178}$
μ	$\frac{0,130}{0,1007}$	0,0327	$\frac{0,1014}{0,0348}$	0,02188	$\frac{0,1172}{0,0329}$	0,0439	$\frac{0,1373}{0,0908}$
K	$\frac{20,8}{24,63}$	49,30	$\frac{24,52}{47,58}$	62,65	$\frac{22,21}{46,65}$	41,4	$\frac{20,5}{26,34}$
E	$\frac{0,8603}{0,8737}$	0,9222	$\frac{0,8735}{0,9201}$	0,9352	$\frac{0,8657}{0,9189}$	0,9114	$\frac{0,8573}{0,8790}$
A (cm ²)	$\frac{13,04}{9,954}$	3,061	$\frac{10,02}{3,27}$	11	$\frac{11,75}{3,37}$	4,15	$\frac{13,82}{9,31}$

Tableau récapitulatif des aciers longitudinaux calculés :

Section	1	2	3	4	5	6	7
SP_1	2,64	7,12	6,23	5,47	7,73	9,70	4,20
SP_2	1,90	5,31	4,46	4,23	5,53	7,22	3,00
SP_3	$\frac{13,04}{9,954}$	3,061	$\frac{10,02}{3,27}$	11	$\frac{11,75}{3,37}$	4,15	$\frac{13,82}{9,31}$
A min.	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2
Sect. sup adoptés	5T20	2T20 arm fil.	2T20 + 3T16	2T20 (arm fil)	2T20 + 3T16	arm fil 2T20	5T20
Sect. inf adoptés	2T20 + 3T16	2T20 + 3T16	3T16	2T20 + 3T16	ar. fil 2T20	5T16	1T16

Armatures transversales:

Détermination de la contrainte de cisaillement: τ_b

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} \quad \text{avec} \quad T_{\max} = 18,08 \text{ t}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 37 = 32,4 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{18,08 \cdot 10^3}{35 \times 32,4} = 15,94 \text{ kg/cm}^2$$

L'effort tranchant max a été obtenu dans la section (3) sous $SF_2 (a)$ là où le moment est $m(3) = -13,601 \text{ t.m}$ duquel on tire $\sigma'_b = 171,29 \text{ kg/cm}^2$

or $\bar{\sigma}'_{b_0} = 102,8 \text{ kg/cm}^2$ et $\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$.

donc on est dans le cas, où: $\bar{\sigma}'_{b_0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b_0} \rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}'_b$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{171,29}{102,8}\right) \cdot 8,86 = 25,11 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifiée}).$$

l'espacement des cadres, et la définition de la zone nodale sont exactement les mêmes que pour le niveau 4 et ainsi pour tous les autres niveaux.

niveau: 2

- Armatures longitudinales

Section (1) $M = -3,222 \text{ t.m}$

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

$$\bar{\sigma}_b = 137 -$$

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

$$b = 35 -$$

$$d = 3 -$$

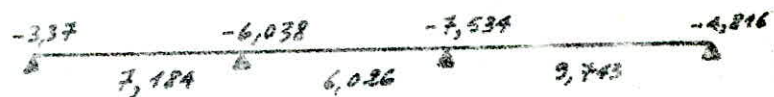
$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 3,222 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 37^2} = 0,0360 \longrightarrow \begin{cases} K = 48,5 > \bar{K} \\ E = 0,9212 \end{cases}$$

aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{3,222 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9212 \times 37} = 3,38 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant resumera le reste des resultats pour ce niveau

section	1	2	3	4	5	6	7
M t.m	-3,222	6,307	-5,773	5,749	-7,204	8,566	-4,605
μ	0,036	0,0705	0,0646	0,0576	0,0806	0,0558	0,0575
K	48,5	30,95	32,7	35,1	28,45	25,45	37,6
E	0,9212	0,8912	0,8952	0,9002	0,8850	0,8763	0,9049
A (cm ²)	3,38	6,83	6,23	5,52	7,86	9,44	4,92

- Sous SP_2 : G + P + SI_V :Section (1): $M = -3,37 \text{ t.m}$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 205,6 -$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

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

$$d = 3 \text{ cm}$$

$$h = 37 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 3,37 \cdot 10^5}{4200 \cdot 35 \cdot 37^2} = 0,0251 \longrightarrow \begin{cases} K = 57,5 > \bar{K} \\ E = 0,9310 \end{cases}$$

calcul des aciers tendus.

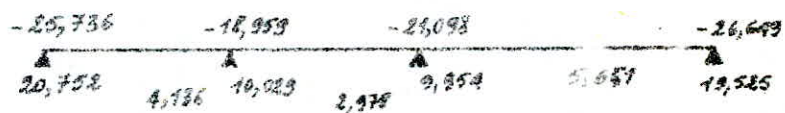
$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{3,37 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9310 \times 37} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Rappelons que dans tous les cas ou $K > \bar{K}$ on n'a pas besoin de mettre les aciers comprimés dans la section, dans le cas contraire on doit y mettre.

Par les mêmes calculs on obtient les résultats suivants:

Section	1	2	3	4	5	6	7
M (t.m)	-3,37	7,184	-6,038	6,026	-7,534	9,743	-4,816
μ	0,0251	0,0536	0,045	0,0449	0,0562	0,0736	0,0359
K	57,5	36,68	40,8	40,82	25,58	30,37	46,62
E	0,9310	0,9032	0,9104	0,9105	0,9011	0,8838	0,9188
A (cm ²)	2,77	5,13	4,27	4,26	5,38	7,05	3,37
A' (cm ²)	/	/	/	/	/	/	/

- sous SP_2 : $G + P/5 + \overrightarrow{SI_H}$



Exemple de calcul : section (1) : on constate l'existence de deux moments, selon les sens de SI_H (\rightleftharpoons). (Sur appui).

Séparons les 2 cas :

1) $G + P/5 + \overrightarrow{SI_H}$ (calcul des armatures supérieures)



- calcul de la section (1) : $M = -25,736 \text{ t.m}$ $\rightarrow \mu = 0,1918 \rightarrow \begin{cases} K = 15,88 \\ E = 0,8382 \end{cases}$
 $K < \bar{K}$ donc les aciers comprimés sont nécessaires.

aciers comprimés :

$$A' = \frac{\Delta M}{(h - d') \sigma'_a}$$

$$\Delta M = M - M_{r6} \quad \text{avec } M_{r6} = 17,89 \quad (\text{pour le calcul de } M_{r6} \text{ voir page })$$

$$\Delta M = 25,736 - 17,89 = 7,846 \text{ t.m}$$

$$\sigma'_a = n \sigma'_b \left(1 - \frac{d'}{kh}\right) \quad \text{avec } \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{15,88} = 264,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 15 \times 264,5 \left(1 - \frac{3}{0,823 \times 37}\right) = 3207 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = \frac{7,846 \cdot 10^5}{(37-3) \times 3207} = 7,20 \text{ cm}^2$$

aciers tendus :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} + \frac{\Delta M}{(h - d') \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{25,736 \cdot 10^5}{4200 \times 0,8382 \times 37} + \frac{7,846 \cdot 10^5}{(37-3) \cdot 4200}$$

$$A = 19,76 + 5,5 = 25,25 \text{ cm}^2$$

- Les moments sur les autres appuis seront calculés exactement de la même manière que (1).

- Les moments en travée sont relativement faibles, seront calculés

comme pour les travées des autres niveaux.

tableau donnant les valeurs trouvées pour le 1^{er} cas:

Section	1	2	3	4	5	6	7
M (t.m)	-25,736	4,136	-18,959	2,978	-21,038	5,561	-26,649
μ	0,19183	0,03083	0,1443	0,0222	0,1573	0,04145	0,1986
K	15,88	51,23	19,65	61,52	18,27	42,86	15,53
E	0,8382	0,9245	0,8557	0,9347	0,8497	0,9136	0,8363
A (cm ²)	25,25	2,88	15	2,05	16,54	3,92	26,64
A' (cm ²)	7,20		1,21		3,39		7,86

2^o) cas: $G + P/5 + \overleftarrow{S}_H$ (calcul des armatures inférieures)

$$\begin{array}{ccccccc} \Delta & & \Delta & & \Delta & & \Delta \\ 20,752 & 4,136 & 10,029 & 2,978 & 9,954 & 5,561 & 19,525 \end{array}$$

calcul de la section (1) $n = 20,752 \text{ t.m} \rightarrow 0,15468 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 18,49 \\ \varepsilon = 0,8507 \end{array} \right.$
 $K < \bar{K}$ les aciers comprimés sont nécessaires.

• aciers comprimés:

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} \quad \text{avec}$$

$$A' = \frac{2,862 \cdot 10^5}{2754(37-2)} = 3,06 \text{ cm}^2$$

• aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} + \frac{\Delta M}{(h-d') \cdot \bar{\sigma}_a}$$

$$A = \frac{20,752 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8507 \cdot 37} + \frac{2,862 \cdot 10^5}{(37-4) \cdot 4200} = 17,70 \text{ cm}^2$$

$$\Delta M = M - M_{H6} = 20,752 - 17,89$$

$$\Delta M = 2,862 \text{ t.m.}$$

$$\bar{\sigma}_a = n \bar{\sigma}_b \left(1 - \frac{d'}{\alpha h}\right)$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{18,49} = 227,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2754 \text{ kg/cm}^2$$

De la même façon on calcule l'armature inférieure de l'appui (7).
 Les autres sections seront calculées classiquement comme pour les autres niveaux.

section	1	2	3	4	5	6	7
M (t.m)	20,752	4,136	10,029	2,978	9,954	5,561	19,525
μ	0,15468	0,03083	0,0748	0,222	0,0742	0,04145	0,1455
K	18,49	51,23	29,82	61,52	29,95	42,86	19,27
E	0,8507	0,9245	0,8884	0,9347	0,8887	0,9136	0,8541
A (cm ²)	17,70	2,88	7,26	2,05	7,21	3,92	15,86
A' (cm ²)	3,06						7,82

Tableau récapitulatifs des armatures pour le niveau: 2

Section	1	2	3	4	5	6
SP ₁	2,71	5,68	7,708	7,53	7,708	7,53
SP ₂ (1)	2,75	5,80	5,43	5,43	5,43	5,43
A ₂ SP ₂ (2)	22,14		19,29		15,06	
A ₁ SP ₂ (2)	12,48	3,40	5,52	2,65	5,40	2,65
A _{min}	4,73	4,73	4,73	4,73	4,73	4,73
Sect. adop.	5T25	arm. const.	2T25 + 3T20	arm. const.	5T20	arm. const.
	5T20	3T20	3T20	3T20	3T20	3T20

Armatures transversales:

- Contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} T_{max} = 15,379 \text{ t} \\ b = 35 \text{ cm} \\ z = 39,375 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{15,379 \cdot 10^3}{35 \times 39,375} = 11,16 \text{ kg/cm}^2$$

T_{max} a été obtenu dans la section (2) ou $M = 20,176 \text{ t-m} \rightarrow \sigma'_b = 187,92 \text{ kg/cm}^2$
 on est toujours dans le cas où : $\sigma'_b \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_b \rightarrow \tau_b < (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\tau}_b = \bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{187,92}{198,8}) 8,9 = 23,78 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{donc } \tau_b < \bar{\tau}_b \text{ (vérifié)}.$$

Les armatures et leurs espacements, seront prises identiquement aux étages (niveaux) précédents.

niveau: 1 calcul des armatures longitudinales:

- Sous $SP_1: G+1,2P$



séction (1): $M = -5,107 \text{ t}\cdot\text{m}$

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

$$\bar{f}'_b = 137 -$$

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

$$d = 3 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 40 \text{ cm} \\ d = 3 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow h = 37 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 5,107 \cdot 10^5}{2800 \times 35 \times 37^2} = 0,0571 \rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 35,37 > \bar{K} \\ \varepsilon = 0,9008 \end{array} \right\}$$

$K > \bar{K}$ donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires
aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{5,107 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9008 \times 37} = 5,47 \text{ cm}^2$$

Les résultats des autres sections seront conclus dans le tableau suivant:

section	1	2	3	4	5	6	7
$M \text{ (t}\cdot\text{m)}$	-5,107	5,621	-5,773	5,303	-7,55	7,583	-6,965
μ	0,057	0,0629	0,0649	0,0593	0,0844	0,0848	0,0779
K	35,3	33,21	32,7	34,49	47,6	27,51	29,05
ε	0,9008	0,8963	0,8952	0,8989	0,8826	0,8824	0,8865
$A \text{ (cm}^2\text{)}$	5,47	6,06	6,23	5,70	8,26	8,30	7,59

- Sous $SP_2: G+P+5I_V$



séction (1): $M = -5,109 \text{ t}\cdot\text{m}$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{f}'_b = 205,5 -$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

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

$$d = 3 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 40 \text{ cm} \\ d = 3 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow h = 37 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 5,109 \cdot 10^5}{4200 \times 35 \times 37^2} = 0,0381 \rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 45,12 > \bar{K} \\ \varepsilon = 0,9168 \end{array} \right\}$$

$K > \bar{K}$ pas d'aciers comprimés:

Calcul des aciers tendus

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{5,109 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9168 \times 37} = 3,59 \text{ cm}^2$$

calcul des armatures dans la section (4) sous $M = 10,728 \text{ t.m}$.

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 10,728 \times 10^5}{4200 \times 35 \times 37^2} = 0,07996 \rightarrow \begin{cases} K = 28,57 > \bar{K} \\ E = 0,8853. \end{cases}$$

aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = \frac{10,728 \cdot 10^5}{4200 \times 0,8853 \times 37} = 7,80 \text{ cm}^2$$

On remarque aussi que l'appui (7) où $\begin{cases} M_7 = -19,962 \text{ t.m} \\ M_7' = 3,186 \text{ t.m} \end{cases}$ devra être calculé de la même façon.

le tableau suivant donnera la section d'armature nécessaire dans chaque section:

Section	1	2	3	4	5	6	7
M (t.m)	-18,628 / 10,728	3,45	13,617 / 4,687	3,132	-15,658 / 3,369	4,668	19,962 / 3,186
μ	0,189 / 0,07996	0,0257	0,1015 / 0,0349	0,02334	0,1166 / 0,0251	0,0348	0,1488 / 0,0685
K	19,88 / 28,57	56,75	24,5 / 27,43	60	22,35 / 57,5	47,56	13,97 / 31,52
E	0,8566 / 0,8853	0,9304	0,8734 / 0,9200	0,9334	0,8661 / 0,9310	0,9200	0,8528 / 0,8925
A (cm ²)	14,77 / 7,80	2,39	10,03 / 3,28	2,16	11,62 / 2,33	3,27	16,51 / 6,62
A' (cm ²)	0,85						3,41

tableau récapitulatif des aciers calculés pour le niveau 1

Section	1	2	3	4	5	6	7
SP ₁	5,47	6,06	6,23	5,70	8,26	8,30	7,59
SP ₂ (1)	3,59	4,61	4,08	4,37	5,39	6,30	4,96
SP ₂ (8)	14,77 / 7,80	2,39	10,03 / 3,28	2,16	11,62 / 2,33	3,27	16,51 / 6,62
A _{min}	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2
Sect. adopt.	5T20 +	arm. const.	2T20 + 3T16	arm. const.	2T20 + 3T16	arm. const.	5T20 + 2T16
"	5T16	5T16	2T16	5T16	2T16	5T16	5T16

Portique longitudinal:

Par raison de symétrie que posséda ce portique, il ne sera donc étudié que sur sa moitié.

Calcul des armatures longitudinales.

• niveau: 4

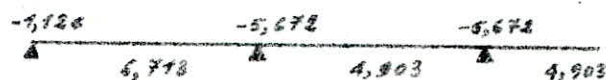
- Sous SP_1 : 

La méthode de calcul est exactement la même on se contente de dresser un tableau directement pour conclure le résultats de la sollicitation qu'on étudie.

- Sous SP_1 : $G + 1,2P$.

Section	1	2	3	4	5	6
M (t.m)	-0,991	4,917	-4,591	3,107	-4,591	3,107
μ	0,01106	0,06973	0,05577	0,03774	0,05577	0,03774
K	91,22	34,32	35,81	45,28	35,81	45,28
E	0,9529	0,8986	0,9017	0,9170	0,9017	0,9170
A (cm ²)	0,812	4,65	4,33	2,88	4,33	2,88

- Sous SP_2 : $G + P + SI_v$



Section	1	2	3	4	5	6
M (t.m)	-1,124	6,713	-5,672	4,903	-5,672	4,903
μ	0,0091	0,05437	0,0459	0,0397	0,0459	0,0397
K	101,5	36,37	40,3	44	40,3	44
E	0,9571	0,9026	0,9096	0,9153	0,9096	0,9153
A (cm ²)	0,666	4,22	3,54	3,04	3,54	3,04

- Sous SP_2 : $G + P/5 + SI_n$: Dans ce cas la symétrie n'est pas évidente, mais on peut l'admettre car la valeur du moment dans deux travées symétriques sont très rapprochées.

Section	1	2	3	4	5	6
M (t.m)	-1,341 2,548	4,812	-8,746	3,002	-8,697	3,002
μ	0,05945 0,04493	0,03897	0,07083	0,0243	0,07083	0,0243
K	34,41 40,81	44,53	30,85	58,53	30,85	58,53
E	0,8938 0,9105	0,9160	0,8909	0,9321	0,8909	0,9321
A (cm ²)	4,63 3,46	2,98	5,57	1,83	5,57	1,83

Tableau récapitulatif des armatures pour le niveau: 4.

Section	1	2	3	4	5	6
SP_1	0,812	4,65	4,33	2,88	4,33	2,88
$SP_2^{(1)}$	0,666	4,22	3,54	3,04	3,54	3,04
$SP_2^{(2)}$	$\frac{4,63}{3,46}$	2,98	5,57	1,83	5,57	1,83

Après ces résultats on adopte avec: $A_1 = A_2 = A_3 = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$, car $A_{min} < A_{calculée}$, le choix des armatures s'effectue d'après $A_{calculée}$.

$$A_{min} = \frac{b \cdot h_0}{100} \times 0,3 = 0,3 \times \frac{25 \times 45}{100} = 3,375 \text{ cm}^2.$$

Calcul des armatures transversales:

- contrainte de cisaillement:

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

$$T_{max} = 8,231 \text{ t}$$

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

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 45 = 39,375 \text{ cm}.$$

$$\tau_b = \frac{8,231 \cdot 10^5}{25 \times 39,375} = 8,36 \text{ kg/cm}^2$$

L'effort tranchant T_{max} a été obtenu dans la section (2) sous $SP_2^{(2)}$ où $M = -8,60 \text{ tm}$ d'où on tire $\bar{\sigma}'_b = 136,14 \text{ kg/cm}^2$ or $\bar{\sigma}'_{b0} = 102,8 \text{ kg/cm}^2$ donc on est dans le cas où $\bar{\sigma}'_{b0} \leq \bar{\sigma}'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \tau_b \leq (4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\tau}_b$

$$\tau_b \leq (4,5 - \frac{136,14}{102,8}) \times 2,9 = 28,26 \text{ kg/cm}^2 \text{ (renforcée)}$$

on utilisera des cadres et des étriers $\phi = 8 \text{ mm}$ (aciers doux).

espacement des cadres:

- $\min(0,3h, 12\phi)$ pour la zone nodale
- $0,5h$ pour les zones courantes.

$$\text{zone nodale: } \min(0,3 \times 42, 12 \times 8) = \min(12,6; 9,6) = 9,6 \text{ cm}.$$

$$\text{zone courante: } 0,5h = 0,5 \times 42 = 21 \text{ cm}.$$

soit $t = 10 \text{ cm}$ pour toutes les zones nodales

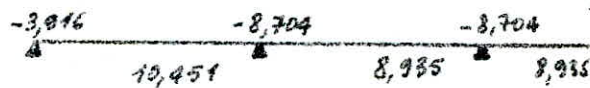
et $t = 20 \text{ cm}$ pour toutes les zones courantes

limitation de la zone nodale: on prendra la même zone trouvée pour le portique transversal puisqu'elle répond aux critères exigés aussi par le portique longitudinal. on a donc: ($l' = 4 \text{ m}$ et $h' = 60 \text{ cm}$).

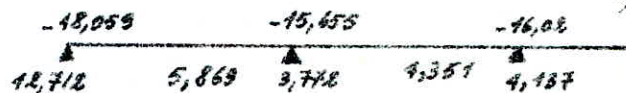
niveau: 3

- Sous $SP_1: G + 1,2P$ 

Section	1	2	3	4	5	6
M (f.m)	-3,636	9,416	-8,080	7,90	-8,080	7,90
μ	0,03155	0,0817	0,07011	0,06855	0,07011	0,06855
K	50,35	28,16	31,07	31,52	31,07	31,52
E	0,9235	0,8842	0,8914	0,8925	0,8914	0,8925
A (cm ²)	2,89	9,06	7,708	7,527	7,708	7,527

- Sous $SP_2: G + P + ST_V$ 

Section	1	2	3	4	5	6
M (f.m)	-3,916	10,451	-8,704	8,935	-8,704	8,935
μ	0,02265	0,06046	0,05035	0,05169	0,05035	0,05169
K	14,15	34,08	38,14	37,51	38,14	37,51
E	0,9343	0,8982	0,9059	0,9048	0,9059	0,9048
A (cm ²)	2,376	6,596	5,447	5,598	5,447	5,598

- Sous $SP_2: G + P/5 + ST_H$ 

Section	1	2	3	4	5	6
M (f.m)	$\frac{-18,059}{12,712}$	5,869	$\frac{-15,655}{3,712}$	4,351	$\frac{-16,02}{4,137}$	4,351
μ	$\frac{0,1045}{0,07354}$	0,03335	$\frac{0,09056}{0,0218}$	0,02517	$\frac{0,09287}{0,0239}$	0,0257
K	$\frac{24,05}{30,13}$	48,24	$\frac{26,38}{62,45}$	57,38	$\frac{62,44}{59,15}$	57,38
E	$\frac{0,8720}{0,8889}$	0,9209	$\frac{0,8791}{0,9454}$	0,9309	$\frac{0,9354}{0,9325}$	0,9309
A_s (cm ²)	11,74		10,10		9,71	
A_i (cm ²)	8,107	3,613	2,26	2,65	2,515	2,65

Notons que: A_s représente l'armature qui équilibre le moment, tendant les fibres supérieures

A_i : représente l'armature qui équilibre le moment, tendant les fibres inférieures.

Tableau récapitulatif des armatures calculées pour le niveau 3

Section	1	2	3	4	5	6
SP_1	2,89	9,06	7,708	7,527	7,708	7,527
$SP_2^{(1)}$	2,376	6,596	5,447	5,598	5,447	5,598
$SP_3^{(2)}$	11,74 8,107	3,643	10,10 2,26	2,65	9,71 2,510	2,65
A_{min}	4,73	4,73	4,73	4,73	4,73	4,73

la poutre sera ferrillée avec la plus grande armature calculée dans la section envisagée.

choix des aciers :

Séct.	1	2	3	4	5	6
A_{sup}	4T20	arm. const.	2T16+2T20	arm. const.	2T16+2T20	arm. const.
A_{inf}	2T16+2T20	2T16+2T20	arm. const.	4T16	arm. const.	4T16

Calcul des armatures transversales :

Contrainte de cisaillement :

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

$$T_{max} = 13,065 \text{ t}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$z = 39,375 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{13,065 \times 10^3}{35 \times 39,375} = 9,48 \text{ kg/cm}^2$$

T_{max} a été obtenu dans la section (2) sous $SP_2^{(2)}$: $G + \frac{1}{5} + \overrightarrow{S_{I_n}}$
à $M = -16,655 \text{ t.m}$ $\rightarrow \bar{\sigma}'_b = 159,21 \text{ kg/cm}^2$ or $\bar{\sigma}'_{b0} = 102,8 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}'_{b0} < \bar{\sigma}'_b < 2\bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_b = \bar{\tau}_b$$

$$\text{d'où } \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{159,21}{102,8}\right) \times 9,9 = 26,27 \text{ kg/cm}^2 \text{ d'où } \tau_b < \bar{\tau}_b \text{ (vérifié)}$$

Pour les armatures transversales on prend le même ferrillage et le même espacement que pour le niveau 4.

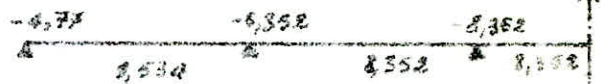
niveau: 2

- Sous SP_1 :



(voir tableau sous SP_1 niveau: 3) les valeurs sont très voisines et même parfois identiques

- Sous $SP_2: G+P+SI_v$:



(même chose, voir tableau sous $SP_2^{(v)}$ niveau 3)

- Sous $SP_2: G+P/S+SI_H$



Séparons ces moments en 2 cas :

1^{er} cas où les moments sont négatifs on calculera des armatures supérieures.

2^e cas où les moments sont positifs on calculera des armatures inférieures.

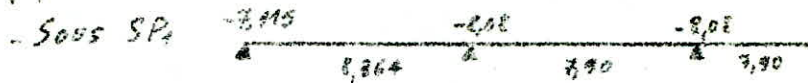
tableau des valeurs du 1^{er} cas : les moments y sont relativement grands qu'on a besoin des aciers comprimés.

Section	1	3	5
M (k.m)	-25,917	-20,70	-20,515
μ	0,1439	0,1438	0,1437
K	18,86	21,96	22,1
ϵ	0,8524	0,8647	0,8652
A'	7,41	3,02	2,85
A	22,14	15,29	15,06

tableau des valeurs du 2^e cas.

Section	1	2	3	4	5
M (k.m)	19,131	5,533	8,817	4,351	8,648
μ	0,1107	0,0320	0,051	0,0252	0,050
K	23,15	18,95	37,82	57,45	32,27
ϵ	0,8690	0,9230	0,9057	0,9309	0,9062
A	12,48	3,40	5,52	2,65	5,40
A'	1,41				

niveau: 1.



Les valeurs des moments pour les niveaux (1, 2, 3) sont voisines sous SP_1 , on se contente de donner directement les résultats par le tableau suivant:

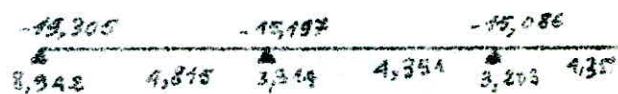
Section	1	2	3	4	5	6
M (t.m)	-7,115	8,364	-8,08	7,90	-8,08	7,90
μ	0,04115	0,04838	0,04674	0,0457	0,04674	0,0457
K	43,08	39,05	38,84	40,4	39,84	40,4
E	0,9139	0,9073	0,9089	0,9098	0,9089	0,9098
A (cm ²)	4,41	5,23	6,04	4,98	5,04	4,98

- Sous SP_2



Section	1	2	3	4	5	6
M (t.m)	-7,034	8,216	-7,991	7,752	-7,991	7,752
μ	0,04069	0,04753	0,04628	0,04484	0,04628	0,04484
K	43,33	39,46	42,11	40,92	42,11	40,92
E	0,9143	0,9082	0,9092	0,9106	0,9092	0,9106
A (cm ²)	4,36	5,13	4,98	4,83	4,98	4,83

- Sous $SP_2: G + P/S + S I_H$



Section	1	2	3	4	5	6
M (t.m)	-15,305 9,942	4,815	-15,197 3,314	4,351	-15,086 3,203	4,351
μ	0,117 0,0517	0,02785	0,0824 0,01817	0,02517	0,08223 0,01853	0,02517
K	23,02 37,5	54,28	26,90 67,28	57,42	27,09 68,42	57,42
E	0,2684 0,9047	0,9278	0,2807 0,9392	0,9312	0,2814 0,9400	0,9312
A _s (cm ²)	12,60		9,78		9,706	
A ₀ (cm ²)	5,60	2,94	2,00	2,65	1,93	2,65

Tableau récapitulatif des axes calculés pour le niveau: 1

Section	1	2	3	4	5	6
SP_1	4,41	5,23	5,04	4,92	5,04	4,92
$SP_2 (1)$	4,35	5,13	4,92	4,83	4,98	4,83
$SP_2^{(2)}$ A_s	12,60		9,78		9,706	
$SP_2^{(2)}$ A_s	5,60	2,94	2,00	2,65	1,93	2,65
Armes	4,73	4,73	4,73	4,73	4,73	4,73
Seal. adopt.	4720 4714	arm. const 4714	2720+2716 arm. const	arm. const 4714	2720+2716 arm. const	arm. const 4714

Armatres transversales:

- Contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \text{GVBC} \quad \left| \begin{array}{l} T_{max} = 18,158 \text{ t} \\ b = 35 \text{ cm} \\ z = 39,375 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\tau_b = \frac{18,158 \cdot 10^3}{35 \times 39,375} = 8,82 \text{ kg/cm}^2$$

T_{max} a été obtenu dans la section (10) où $M = -15,197 \text{ t.m} \rightarrow \sigma'_b = 156,44 \text{ kg/cm}^2$

on remarque que : $\bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_b \rightarrow \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\tau}_b = \bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{156,44}{102,8}\right) \cdot 8,9 = 86,53 \text{ kg/cm}^2 \text{ donc } \tau_b < \bar{\tau}_b \text{ (vérifié).}$$

On a aussi pour ce niveau l'armature et l'espacement des cadres optés pour les niveaux précédents.

LES LONGRINES

Les longrines seront calculées conformément à l'art 11.6 du CTC81.

Les longrines doivent pouvoir équilibrer une force axiale de compression ou de traction au moins égale à 10% de la plus grande charge verticale.

$$N \geq \frac{N_{\max}}{10} = \frac{118,5}{10} = 11,85 \text{ t}$$

on prendra des longrines de (35x35)

- calcul en compression:

$$\sigma'_s = \frac{11,85 \cdot 10^3}{35 \times 35} = 9,68 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_s$$

$$A_L = \frac{1}{45} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}'_s} - B \right) = \frac{1}{45} \left(\frac{11,85 \cdot 10^3}{68,5} - 35 \times 35 \right) = < 0$$

- En traction:

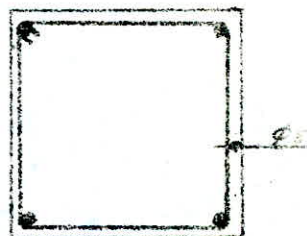
$$A_L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{11,85 \cdot 10^3}{2800} = 4,23 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend 4T16 (A=6,46 cm}^2)$$

Condition de non-fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_c} = 0,69 \cdot 35 \cdot 32 \cdot \frac{5,9}{2800}$$

$$A = 1,63 \text{ cm}^2 \text{ (voir fig.)}$$

avec un espacement de 16 cm



VOILE PERIPHERIQUE

Les prescriptions du CTC81 exigent de prévoir : un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier, massifs sur pieux) et le niveau du premier plancher au dessus du sol extérieur (niveau 0,00)

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes.

• hauteur $\geq \text{Max} \left(\frac{1}{10} \text{ de la hauteur du bâtiment, } 0,80 \text{ m} \right)$

La hauteur de notre bâtiment est : $h = 12,52 \text{ m}$

hauteur du voile $\geq \text{Max} (125,2 \text{ cm, } 80 \text{ cm})$ soit $h = 130 \text{ cm}$.

• épaisseur $\geq \text{Max} \left(\frac{1}{10} \text{ de sa hauteur, } 0,15 \text{ m} \right)$

$e \geq \text{max} (12,52 \text{ cm; } 15 \text{ cm})$ soit $e = 20 \text{ cm}$

• Armatures longitudinales filante supérieures et inférieures de section supérieure à 0,20% de la section transversale

totale du béton avec recouvrement $\geq 50\phi$

avec aigrette de renforcement dans les angles

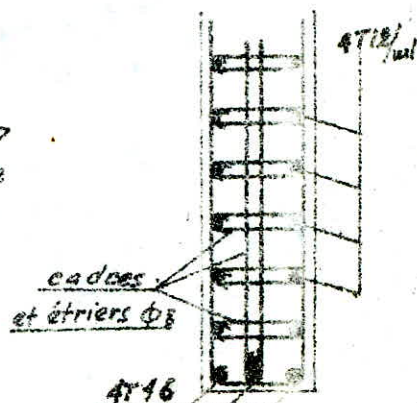
• Armatures longitudinales de peau de section

doit être supérieure ou égale à 2 cm^2 par face

et par ml de hauteur, soit 4T12 (A=4,32 cm²)/ml

Ferraillage du voile: soit $h = 2 \text{ m}$ $e = 20 \text{ cm}$

$$A_L = \frac{0,2 \times 2000 \times 20}{100} = 8 \text{ cm}^2 \text{ soit 4T16 (A=8,04 cm}^2)$$



LES FONDATIONS :

Les fondations choisies, pour ce bloc R+2 sont superficielles, la contrainte du sol a été prise fictivement à lars un ancrage de 2m de profondeur.

On utilise des semelles isolées, car on admet que les fondations sont suffisamment espacées pour craindre l'interférence des contraintes. On doit disposer au dessus de ces semelles une couche de 10 cm de béton dit "béton de propreté" afin d'éviter la pénétration des terres dans la semelle.

Les semelles seront calculées sous $N_{max}(SP_1)$ et vérifiées sous (SP_2) le plus défavorable.

- Dimensionnement de la semelle :

Ayant des poteaux carrés il est préférable de considérer des semelles carrées (BxB) de telle façon qu'elles vérifient :

$$\sigma_s = \frac{N}{\sigma_s} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_s}}$$

$$\bar{\sigma}_s = 26 \text{ bars} = 2,04 \text{ kg/cm}^2$$

$\max N(SP_1) = 71821 \text{ kg}$, on utilisera des fondations de mêmes dimensions du fait que tout les efforts qui y arrivent sont voisins.

on aura : $B \geq \sqrt{\frac{71821}{2}} = 189,5 \text{ cm}$ soit $B = 200 \text{ cm}$

Calcul de h_e

Pour éviter toute vérification concernant l'écartement on vérifiera : $h_e \geq \frac{B-b}{4} + d$

$$h_e \geq \frac{200-30}{4} + 3 =$$

$$h_e \geq 45,5 \text{ cm}$$

d : distance d'encastrement

B : dimension (côté) de la semelle

b : côté du poteau

soit $h_e = 50 \text{ cm}$ et $h = 47 \text{ cm}$.

Calcul de e :

$$e \geq 6\phi + 6 \text{ pour } \phi 20 \rightarrow e \geq 6 \cdot 2 + 6 = 18 \text{ cm}$$

soit $e = 20 \text{ cm}$.

Vérification des contraintes:

$$N_{total} = N + N_0 + N_t \text{ avec } N_0: \text{ poids propre de la semelle}$$

$$N_0 = 2500 (e \times B^2 + (V))$$

N_t : poids des terres

avec $V = \frac{b}{6} [(2B+b)B + (2b+B)b]$

$$V = \frac{30}{6} [(2 \times 200 + 30)200 + (2 \times 30 + 200) \times 30] = 469000 \text{ cm}^3 = 0,469 \text{ m}^3$$

$$N_0 = 2500 \left[(30 \times 200^2 + 469000) \cdot 10^{-6} \right] = 4172,5 \text{ kg} = 4,173 \text{ t}$$

calcul de poids des terres N_t

$$N_t = 1,8 \cdot B (c - e) \times 2 \quad \text{avec } c: \text{ distance d'ancrage.}$$

$$N_t = 1,8 \times 2 (2 - 0,2) \times 2 = 12,96 \text{ t}$$

de la semelle.

$$N_{\text{total}} = 71,821 + 4,173 + 12,96 = 88,954 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{N_{\text{tot}}}{F} = \frac{88,954 \cdot 10^3}{2 \times 2 \cdot 10^4} = 2,028 < 2,09$$

Ferraillage de la semelle :

On utilisera la méthode des bielles qui est la plus fréquente dans ce genre de calcul. Elle consiste à admettre que l'effort provenant du poteau se transmet par l'intermédiaire des bielles obliques de béton qui prennent leur origine en un point A (voir le schéma dans la partie fondations ex Annexe).

Généralement cette méthode donne les résultats suivants :

$$\text{dans le sens de } x : \quad F_x = \frac{N_{\text{tot}} (A - a)}{8 (h_1 - d_1)}$$

$$\text{dans le sens de } y : \quad F_y = \frac{N_{\text{tot}} (B - b)}{8 (h_1 - d_2)}$$

avec : A, B sont les dimensions de la semelle respectives dans les sens x, y et a, b sont resp. les dimensions du poteau dans les sens x, y
 d_1 et d_2 sont les distances d'encastrement suivant x et y .

Les armatures seront donc :

$$A_x = F_x / \sigma_a \quad \text{et} \quad A_y = F_y / \sigma_a$$

$$\begin{aligned} \text{Dans notre cas} \quad A = B = 200 \text{ cm} & \quad d_1 = 3 \text{ cm} \\ a = b = 30 \text{ cm} & \quad d_2 = 3 + 1,6 + 0,8 = 5,4 \text{ cm} \\ h_1 = 50 \text{ cm} & \end{aligned}$$

$$F_x = \frac{88,954 \cdot 10^3 (200 - 30)}{(50 - 3) \times 8} = 40218,57 \text{ kg} \quad \text{soit} \quad A_x = \frac{40218,57}{2800} = 14,36 \text{ cm}^2$$

$$F_y = \frac{88,954 \cdot 10^3 (200 - 30)}{8 (50 - 5,5)} = 42382,79 \text{ kg} \quad \text{soit} \quad A_y = \frac{42382,79}{2800} = 15,14 \text{ cm}^2$$

on adopte 8T16 ($A = 16,08 \text{ cm}^2$) dans les 2 sens, avec un espacement de 28 cm.

TABLE DES MATIERES

	Page
. CHAPITRE I :	
- Introduction et presentation de l'ouvrage	4
- Caracteristiques des materiaux	2
- Charges et surcharges	3
. CHAPITRE II	
- Calcul de l'acrotère	5
- Calcul des poutrelles	7
. CHAPITRE III	
- Etude sismique	19
- Calcul des portiques sous les forces horizontales.	
. Portique transversal	30
. Portique longitudinal	38
- Etude des portiques sous les charges vertical	
- Portique transversal	46
- Portique longitudinal	52
. CHAPITRE IV	
- Combinaisons des efforts	59
- Portique transversal	61
- Portique longitudinal	66
. CHAPITRE V	
- Ferrailage des poteaux	71
- Portique transversal	73
- Portique longitudinal	79
- Ferrailage des poutres	83
- portique transversal	84
- portique longitudinal	98
. CHAPITRE VI	
- Longrines et voile periphérique	105
- Fondation	106

ANNEXE

Présentation: Le bloc est constitué de deux parties liées par un joint de dilatation située à 25 m à partir de l'extrême gauche.

PARTIE:1

Longueur: 25 m

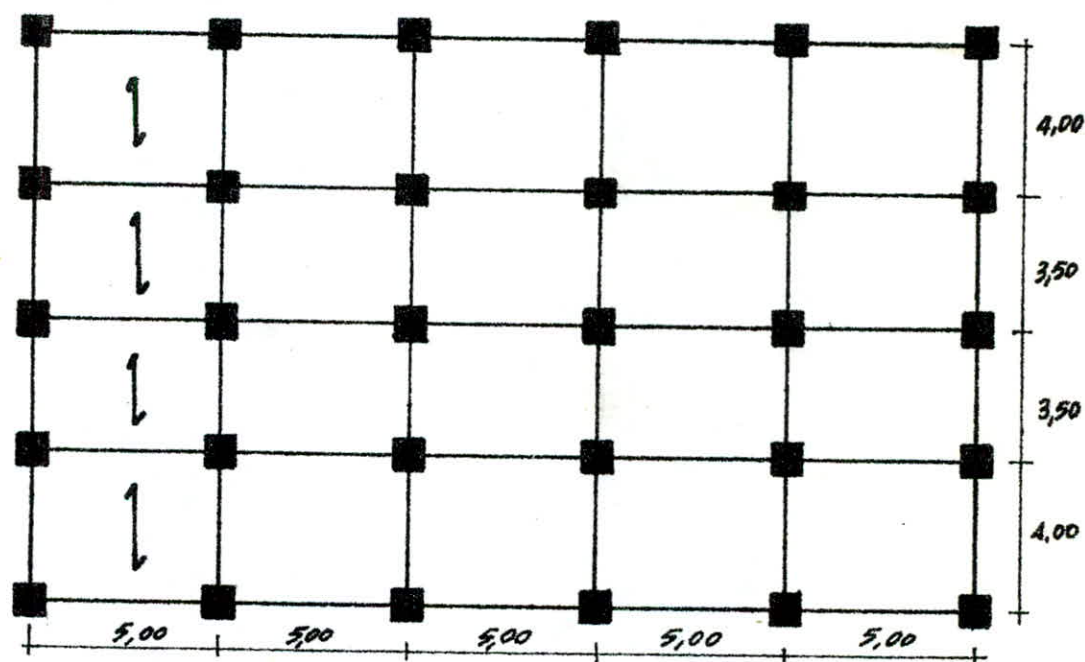
Largeur: 15 m

La hauteur totale est: 8,48 m.

Tout le bloc est constitué de deux étages de 3,74 m de hauteur chacun, avec un vide sanitaire de 70 cm (0,7m)

Toutes les données principales restent les mêmes, sauf quelques particularités qu'on signalera à fûr-et-à-mesure, au cours du calcul.

- Escaliers: remarquons dans ce bloc l'existence d'une cage d'escaliers qui assure la circulation pour l'étage.



Charges et Surcharges: Elles restent les mêmes qu'auparavant donc on a; pour:

- plancher terrasse : $G = 570 \text{ kg/m}^2$

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

- plancher courant $G = 527 \text{ kg/m}^2$

$P = 350 \text{ kg/m}^2$

On se contentera dans cet annexe de donner les résultats les plus essentiels pour l'exécution.

CALCUL des POUTRELLES :

On prévoit le même type de poutrelles, que celui considéré auparavant dans (R+2). Ces poutrelles seront disposées dans le sens de la petite dimension afin d'éviter le risque de la grande flèche. Celles-ci sont disposées dans 4,00 m ou 3,50 m. (comme l'indique le schéma, sur la page A1)

Le prédimensionnement restera aussi le même soit $h_f = 20 \text{ cm}$ (16+4)
Le calcul, s'effectuant en 2 étapes dont la première est déjà traitée (voir bloc R+2), sera très simplifié

Schéma du calcul :

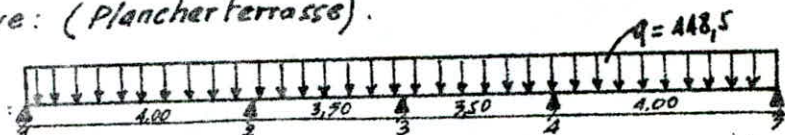
La charge revenant à chaque poutrelle reste la même, rappelons seulement les valeurs.

- plancher terrasse : $G = 570 \text{ kg/cm}^2$; $P = 100 \text{ kg/m}^2$
 $q = 448,5 \text{ kg/ml}$

- plancher courant : $G = 527 \text{ kg/cm}^2$; $P = 350 \text{ kg/cm}^2$
 $q = 615,55 \text{ kg/ml}$

La détermination des moments sera effectuée par la méthode des 3 moments; l'effort tranchant est déduit par dérivation de M (travée).

Schéma Statique: (Plancher terrasse).



Par raison de symétrie on peut calculer seulement la moitié de la Poutrelle, le reste sera déduit.

En principe on a cinq inconnues (M_1, M_2, M_3, M_4, M_5) mais on sait que:

$M_1 = M_5 = 0$ (appuis extrêmes)
 $M_2 = M_4$ (" Symétriques)
 M_3 : l'appui du milieu

Calcul des moments sur appuis :

équations obtenues :
$$\begin{cases} 13,8 M_2 + 3,2 M_3 = -9353,58 \\ M_2 + 2 M_3 = -1148,16 \end{cases}$$

d'où
$$\begin{aligned} M_2 &= -616,11 \text{ kg.m} \\ M_3 &= -266,03 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

travée: 1 m 4

$M_{\max} = 490,35$ obtenu pour $x = 1,48 \text{ m}$ (entravée)

$M(x) = 0$ si $x = 0$ ou $x = 2,96 \text{ m}$

$T_{10} = T_{50} = R_1 = 663,21 \text{ kg}$

$T_{20} = T_{40} = R_2 = 996,24 \text{ kg}$

(pour tout détail de calcul revoir, calcul des poutrelles \rightarrow R+2)

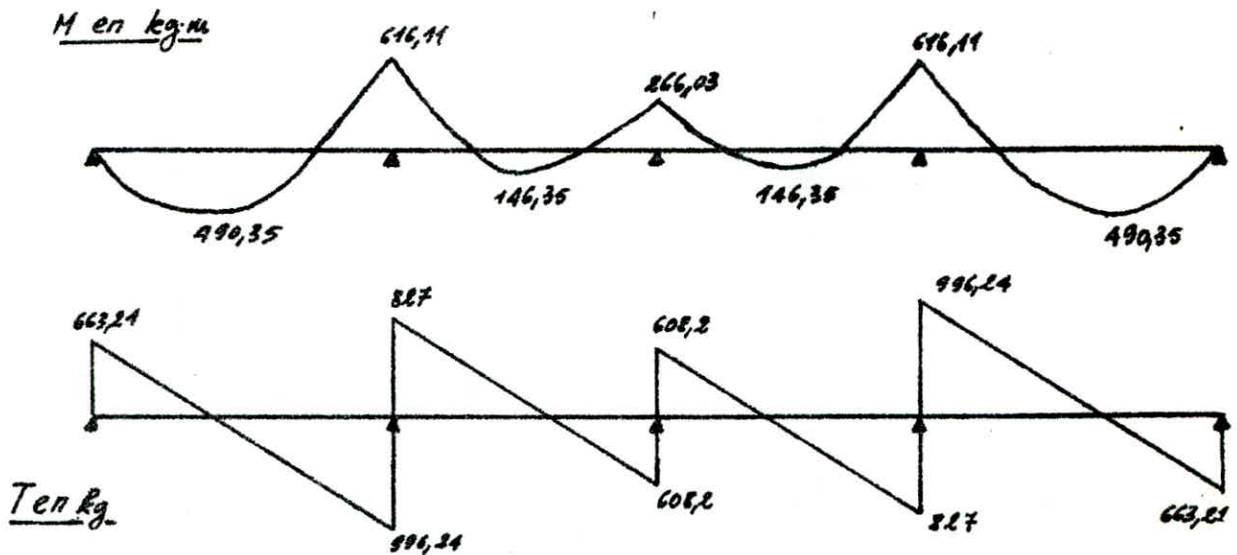
Travée 2003: $M_{\max} = 146,35 \text{ kg}\cdot\text{m}$ obtenu pour $x = 1,84 \text{ m}$ (entravée)

$M(x=0)$ si $x=1,1 \text{ m}$ ou $x=2,28 \text{ m}$

$$T_{2D} = T_{4G} = 827 \text{ kg}$$

$$T_{3D} = T_{3G} = 608,2 \text{ kg}$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants.



Calcul des armatures longitudinales:

1) Entravée: Ces armatures seront calculées sous le plus grand moment entravée. $M = 490,35 \text{ kg}\cdot\text{m}$ (calculé dans la 1^{re} travée)

On utilisera la méthode de P. Charon.

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 490,35}{2800 \cdot 60 \times 18^2} = 0,0135 \rightarrow \begin{cases} K = 81,25 \\ \alpha = 0,155 \\ \varepsilon = 0,9483 \end{cases}$$

$$y = \alpha h = 0,155 \times 18 = 2,79 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section est se calcule comme une section rectangulaire ($b = 60 \text{ cm}$, $h = 18 \text{ cm}$)

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{81,25} = 34,46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ (les aciers comprimés sont non nécessaires)}$$

calcul des aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{490,35}{2800 \times 0,9483 \times 18} = 1,026 \text{ cm}^2$$

La section adoptée est: 2T70 $\rightarrow 1,57 \text{ cm}^2$

2) Sur appui: $M_{\text{app}} = -616,11 \text{ kg}\cdot\text{m}$ (sur l'appui 2).

$$\mu = \frac{15 \times 616,11}{2800 \times 12 \times 18^2} = 0,0849 \rightarrow \begin{cases} K = 27,5 \\ \alpha = 0,3529 \\ \varepsilon = 0,8824 \end{cases}$$

$y = \alpha h = 0,3529 \times 18 = 6,35 \text{ cm} > 4 \text{ cm}$, donc la section se calcule en section rectangulaire ($h = 18 \text{ cm}$, $b = 12 \text{ cm}$)

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{27,5} = 101,82 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ Les aciers comprimés sont inutiles}$$

Calcul des aciers tendus:

$$A = \frac{61611}{2800 \times 0,8824 \times 18} = 1,385 \text{ cm}^2$$

soit: 1T14 : $A = 1,54 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes

- en travée: $A = 1,57 \text{ cm}^2$ et $M = 49035 \text{ kg.cm}$.

$$\bar{\omega} = \frac{A}{bh} \cdot 100 = \frac{1,57}{60 \times 18} \cdot 100 = 0,145 \quad \begin{matrix} \text{tab} \\ \text{Cheron} \end{matrix} \left\{ \begin{array}{l} K = 64,75 \\ E = 0,9373 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{49035}{1,57 \times 0,9373 \times 18} = 1851,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1851,2}{64,75} = 28,59 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

- Sur appui: $M = -61611 \text{ kg.cm}$ $A = 1,54 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{1,54}{12 \times 18} = 0,713 \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 25,8 \\ E = 0,8774 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{61611}{1,54 \times 0,8774 \times 18} = 2533,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2533,2}{25,8} = 98,2 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}'_b$$

Condition de non fragilité du béton: (déjà vérifiée, voir bloc R+2).

Condition de flèche: (art 58.4, CCBA68): Pour se dispenser de la vérification de cette condition on peut vérifier:

$$\begin{array}{l} 1- \frac{h_e}{l} \geq \frac{M_e}{15 M_0} \\ 2- \frac{h_e}{l} \geq \frac{1}{22,5} \\ 3- \bar{\omega}_0 = \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\bar{\sigma}_{eu}} \end{array} \quad \text{avec} \left\{ \begin{array}{l} l: \text{portée de la poutrelle: } l = 3,75 \text{ m (entre-no)} \\ h_e: \text{hauteur totale: } h_e = 20 \text{ cm} \\ M_e: \text{Moment entravée (le plus grand) } M = 49035 \text{ kg.cm} \\ A: \text{Section d'armature entravée: } A = 1,57 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Calcul de M_0 : $M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{448,5 \times 3,75^2}{8} = 767,5 \text{ kg.m}$

$$1- \frac{h_e}{l} = \frac{20}{375} = 0,054 \quad \text{et} \quad \frac{M_e}{15 M_0} = \frac{49035}{15 \cdot 767,5} = 0,0426 \quad \text{donc} \quad \frac{h_e}{l} > \frac{M_e}{15 M_0}$$

$$2- \frac{h_e}{l} = 0,054 \quad \text{et} \quad \frac{1}{22,5} = 0,045 \quad \text{d'où} \quad \frac{h_e}{l} > \frac{1}{22,5} \quad (\text{vérifié})$$

$$3- \frac{A}{b_0 h} = 0,00727 \quad \text{et} \quad \frac{36}{4200} = 0,00857 \quad \text{donc} \quad \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\bar{\sigma}_{eu}} \quad (\text{vérifié})$$

on pourra se passer de vérifier la flèche.

Condition de fissuration: Ces conditions ont été vérifiées pour (R+2)

Vérification de l'adhérence:

on vérifie: $\tau_a \leq \bar{\tau}_d$ avec $\left\{ \begin{array}{l} \psi_d = 1,5 \text{ pour (H.A)} \\ \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z}$$

$$\tau_d = \frac{996,24}{4,4 \times 15,75}$$

$$\tau_d = 14,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

T: effort tranchant max : $T = 996,24 \text{ kg}$

$n = 4$ n: nombre de barre

$z = \text{bras de levier} = \frac{3}{8}h = \frac{3}{8} \cdot 18 = 15,75 \text{ cm}$

$\pi \phi = 1,4\pi = 4,40 \text{ cm} = p$

$p =$

Calcul des armatures transversales:

le calcul sera effectué sous T_{\max} , et on adopte le même ferrailage pour toutes les poutrelles.

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{996,24}{12 \times 15,75} = 5,27 \text{ kg/cm}^2$$

Le moment dans cette section est $M = -616,11 \text{ kg.m} \rightarrow \sigma'_b = 89,21 \text{ kg/cm}^2$

d'où $\bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_b \Rightarrow \tau_{\max} \leq (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) = 19,30 \text{ kg/cm}^2$

- contraintes admissibles dans les armatures

$$\bar{\sigma}_{\text{at}} = f_{\text{at}} \cdot \sigma_{\text{ex}} \quad f_{\text{at}} = 1 - \frac{\tau_{\max}}{9\bar{\sigma}'_b} = 1 - \frac{5,27}{9 \cdot 89,21} = 0,90 > \frac{2}{3}$$

soit $f_{\text{at}} = \frac{2}{3}$ on opère avec reprise du bétonnage.

espacement des armatures.

$$\bar{t} \leq \begin{cases} t_1 = 0,2h = 0,2 \times 18 = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_{\max}}{\bar{\sigma}'_b}\right) = 18 \left(1 - 0,3 \frac{5,27}{89,21}\right) = 13,58 \text{ cm} \end{cases}$$

On utilisera un cadre ϕ_6 ($A = 0,56 \text{ cm}^2$)

$$t = \frac{A_s \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{\text{at}}}{T_{\max}} = \frac{0,56 \times 15,75 \times 1500}{996,24} = 14,16 \text{ cm}$$

soit $t = 13 \text{ cm}$.

FERRAILLAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION :

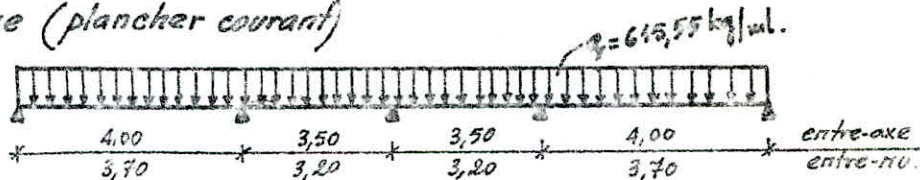
Celle-ci sera ferrillée identiquement à celle du bloc (R+2)

Calcul des poutrelles pour un plancher courant:

On utilisera un même type de poutrelles, pour tous les planchers courant, afin de faciliter l'exécution. Celles-ci seront calculées sous le système de chargement le plus défavorable.

$$\left. \begin{aligned} G &= 527 \text{ kg/m}^2 \\ P &= 350 \text{ kg/m}^2 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} G + 1,2P &= 527 + 1,2 \times 350 = 947 \text{ kg/m}^2 \\ q &= 0,65 \times 947 = 615,55 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

Schéma statique (plancher courant)



Moments sur appuis : Les équations obtenues sont

$$\begin{cases} 13,8 M_2 + 3,2 M_3 = -12837,45 \\ M_2 + 2 M_3 = -1575,81 \end{cases}$$

La résolution du système donne:

$$\begin{aligned} M_2 &= -845,59 \text{ kg.m} \\ M_3 &= -365,11 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Calcul des moments en travée et des efforts tranchants.

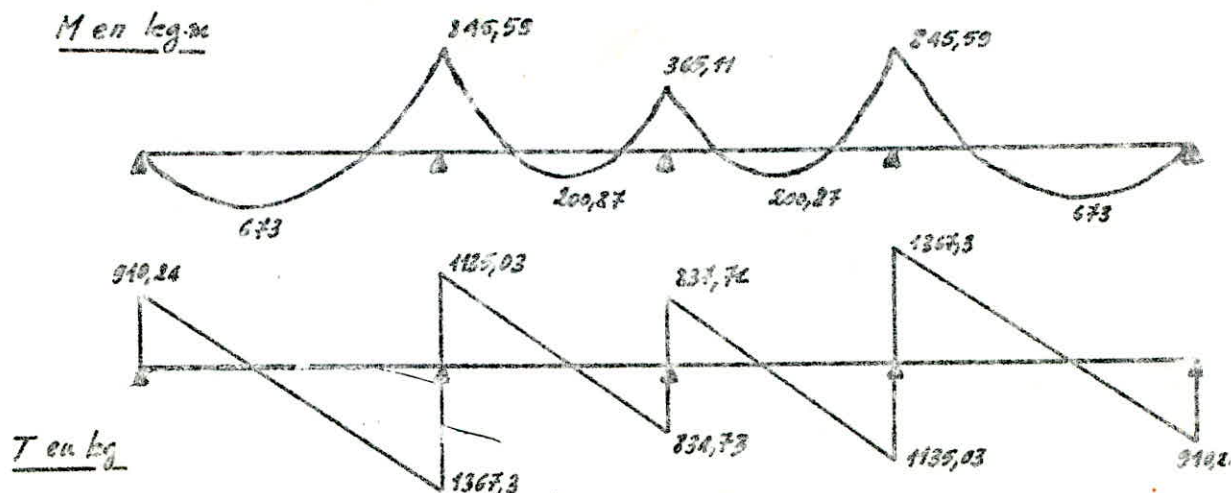
Travée 1 ou 4

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 673 \text{ kg.m} \text{ obtenu pour } x = 1,48 \text{ m} \\ M(x) &= 0 \text{ si } x = 0 \text{ ou } x = 2,96 \text{ m} \\ T_{10} = T_{49} &= 910,24 \text{ kg} \\ T_{29} = T_{40} &= 1367,3 \text{ kg} \end{aligned}$$

Travée 2 ou 3

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 200,87 \text{ kg.m} \\ M(x) &= 0 \text{ si } x = 1,1 \text{ m ou } x = 2,28 \text{ m} \\ T_{20} = T_{30} &= 1135,03 \text{ kg} \\ T_{36} = T_{30} &= 834,73 \text{ kg} \end{aligned}$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :



Calcul des armatures longitudinales:

- Section en travée : $M = 673 \text{ kg}\cdot\text{m} \rightarrow \mu = 0,0185 \rightarrow \begin{cases} K = 62,8 \\ \alpha = 0,18 \\ \varepsilon = 0,99 \end{cases}$

$$y = \alpha h = 0,18 \times 18 = 3,24 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \text{ (L'N est dans la table de comp.)}$$

La section se calcule comme une section rectangulaire ($b = 60 \text{ cm}, h = 18 \text{ cm}$)

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{62,8} = 44,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ les aciers comprimés sont non nécessaires}$$

calcul des aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{673 \cdot 10^3}{2800 \times 0,99 \times 18} = 1,42 \text{ cm}^2$$

soit 2T10 = 1,57 cm²

- Section sur appui $M = 845,59 \text{ kg}\cdot\text{m} \rightarrow \mu = 0,416 \rightarrow \begin{cases} K = 22,44 \\ \alpha = 0,4005 \\ \varepsilon = 0,8665 \end{cases}$

$$y = \alpha h = 0,4005 \times 18 = 7,2 \text{ cm} > 4 \text{ cm} \text{ (L'N tombe dans la table)}$$

La section se calcule comme section rectangulaire ($b = 12 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}$)

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{22,44} = 124,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ les aciers comprimés sont inutilisés}$$

Armatures tendus

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{84559}{2800 \times 0,4005 \times 18} = 1,94 \text{ cm}^2$$

soit 1T16 = 2,01 cm²

Vérification des contraintes

• En travée $A = 1,57 \text{ cm}^2$ $M = 673 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 1,57}{60 \times 18} = 0,145 \xrightarrow[\text{Charon}]{\text{tab}} \begin{cases} K = 64,75 \\ \varepsilon = 0,9373 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{673 \cdot 10^3}{1,57 \times 0,9373 \times 18} = 2540,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2540,76}{64,75} = 39,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

• Sur appui $M = 845,59 \text{ kg}\cdot\text{m}$ $A = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{A}{b \cdot h} = 100 \cdot \frac{2,01}{12 \times 18} = 0,93 \rightarrow \begin{cases} K = 21,87 \\ \varepsilon = 0,8643 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{84559}{2,01 \times 0,8643 \times 18} = 2704,12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2704,12}{21,87} = 123,64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Les conditions de non fragilité du béton sont déjà vérifiées.

Vérification de l'adhérence $T_{\max} = 1367,3 \text{ kg}$ on vérifie $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

$$\tau_d = 17,70 \text{ kg/cm}^2 \text{ avec } \pi \phi = 1,67 = 5,037 \text{ cm}$$

$$\tau_d = \frac{T}{\pi p_3} = \frac{1367,3}{5,037 \times 45,75} = 5,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,70 \text{ kg/cm}^2$$

CONDITION DE FLECHE: (Art 58,4 CCAA)

Pour se dispenser de vérifier la flèche, on vérifie:

1. $\frac{l_e}{l} \geq \frac{M_e}{15 M_0}$ $M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{619,55 \times 3,7^2}{8} = 1053,36 \text{ kg.m}$

$20_{cm} = h_c \geq \frac{M_e}{15 M_0} l = \frac{673,00}{15 \times 1053,36} \cdot 370 = 15,76 \text{ cm (vérifiée)}$

2. $h_c \geq \frac{l}{22,5} \Rightarrow 20_{cm} \geq \frac{370}{22,5} = 16,5_{cm} \text{ (vérifiée)}$

3. $\frac{A}{b_0 h} < \frac{35}{5cm}$ (vérifiée auparavant)

- La fissuration est déjà vérifiée.

Calcul des armatures transversales:

$T_{max} = 1367,3 \text{ kg (sur l'appui "2")}$

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{1367,3}{12 \times 19,75} = 7,24 \text{ kg/cm}^2$

σ'_b ? le moment dans cette section est: $M = 845,59 \text{ kg.m} \rightarrow \sigma'_b = 105,06$

$\bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_b \Rightarrow \tau_b \leq \left(1,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \cdot \bar{\tau}_b = \left(1,5 - \frac{105,06}{68,5}\right) \cdot 5,9 = 7,50$

Contraintes admissibles dans les aciers

$\bar{\tau}_{at} = \tau_{at} \cdot \eta_{at}$ $\eta_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} = 1 - \frac{7,24}{7,5} = 0,864$

soit $\bar{\tau}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 5cm = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ on a reprise du bétonnage

espacement des cadres:

$$\bar{f} \leq \begin{cases} t_1 = 0,2h = 0,2 \times 18 = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = l \left(1 - 0,3 \frac{\tau_{max}}{\bar{\tau}_b}\right) = 18 \left(1 - 0,3 \frac{7,24}{5,9}\right) = 11,37 \text{ cm} \end{cases}$$

$f = \frac{0,56 \times 19,75 \times 1600}{1367,3} = 10,32 \text{ cm}$ Soit $t = 11 \text{ cm}$.

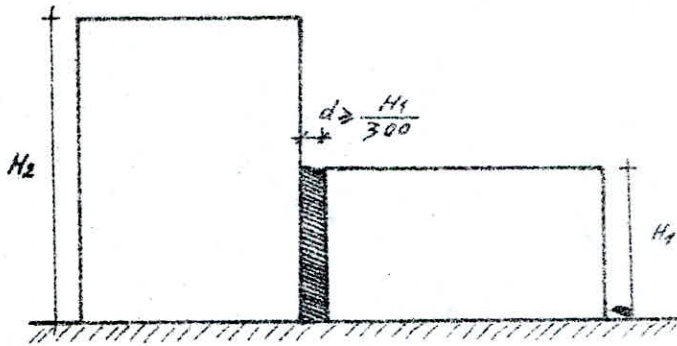
CALCUL des JOINTS de DILATATION et de RUPTURE

Les joints seront calculés suivant l'art 3.21 du "PS 69", l'art 3.215 du CTC 89, ainsi que des prescriptions de l'RPA 89.

Normalement, comme l'indique l'article la largeur des joints de dilatation doit être calculée à partir des déformations horizontales sous les forces de calcul multipliées par 1,5 pour tenir compte de déformations non linéaires, la largeur maximum ne doit pas dépasser 2 cm.

Mais du fait que la hauteur de nos bâtiments est faible, l'étude dynamique n'est pas nécessaire, ce qui ne nous oblige pas de calculer les déplacements.

Or l'art 3.215 ; ajoute : A défaut de calcul et uniquement pour les bâtiments d'habitation et assimilés (bureaux, écoles etc...) on peut adopter une largeur forfaitaire de valeur : $d \geq \frac{H_1}{300}$ comme l'indique le schéma suivant.



d : la largeur du joint

H_1 : la hauteur du bâtiment le moins haut.

H_2 : la hauteur du bâtiment le plus haut.

Dans notre cas, les 2 blocs possèdent la même hauteur $H = 8,42$ m ce qui nous donne une largeur du joint $d \geq \frac{H}{300} = \frac{8,42}{300} = 0,0280$ m d'où $d = 2,82$ on prendra $d = 3$ cm

Utilité et rôle des joints: Ils permettent le libre déplacement sans contact préjudiciable aux blocs adjacents durant les secousses et les tremblements d'origines divers

Signalons enfin que: - Les joints doivent fractionner la structure tous les 25 m (au maximum) dans les zones humides et tous les 16 m dans les zones sèches.

- Les matériaux de remplissage des joints ne doit pas transmettre d'efforts d'un bloc à l'autre.

- Les joints supportent aussi les effets de la température, ils sont dans ce cas des joints de dilatation.

- Ils doivent être arrêtés au niveau de la fraction poteaux-fondations, afin d'éviter un tassement différentiel

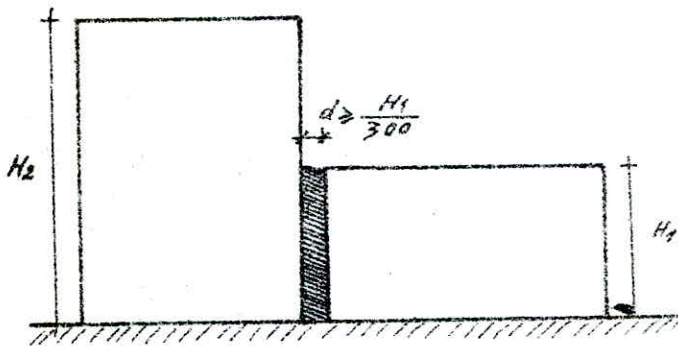
CALCUL des JOINTS de DILATATION et de RUPTURE

Les joints seront calculés suivant l'art 3.21 du "PS 69", l'art 3.215 du CTC 89, ainsi que des prescriptions de l'RPA 81.

Normalement, comme l'indique l'article la largeur des joints de dilatation doit être calculée à partir des déformations horizontales sous les forces de calcul multipliées par 1,5 pour tenir compte de déformations non linéaires, la largeur maximum ne doit pas dépasser 2cm.

Mais du fait que la hauteur de nos bâtiments est faible, l'étude dynamique n'est pas nécessaire, ce qui ne nous oblige pas de calculer les déplacements.

Or l'art 3.215 ; ajoute : A défaut de calcul et uniquement pour les bâtiments d'habitation et assimilés (bureaux, écoles etc...) on peut adopter une largeur forfaitaire de valeur : $d \geq \frac{H_1}{300}$ comme l'indique le schéma suivant.



d : la largeur du joint

H_1 : la hauteur du bâtiment le moins haut.

H_2 : la hauteur du bâtiment le plus haut.

Dans notre cas, les 2 blocs possèdent la même hauteur $H = 8,48m$ ce qui nous donne une largeur du joint $d \geq \frac{H}{300} = \frac{8,48}{300} = 0,0282m$ d'où $d = 2,82$ on prendra $d = 3cm$

Utilité et rôle des joints: Ils permettent le libre déplacement sans contact préjudiciable aux blocs adjacents durant les secousses et les tremblements d'origines divers

Signalons enfin que: - Les joints doivent fractionner la structure tous les 25m (au maximum) dans les zones humides et tous les 16m dans les zones sèches.

- Les matériaux de remplissage des joints ne doit pas transmettre d'efforts d'un bloc à l'autre.

- Les joints supportent aussi les effets de la température, ils sont dans cas des joints de dilatation.

- Ils doivent être arrêtés au niveau de la jonction poteaux-fondations, afin d'éviter un tassement différentiel

COMBINAISONS DES EFFORTS

Le temps accordé n'étant pas suffisant, le nombre de page étant aussi limité, j'ai effectué le calcul des portiques (long. et trans.) sous les charges verticales et horizontales par la même méthode optée pour le bloc R+1 et je me contente de ne porter sur le propre que les tableaux de combinaisons des efforts, pour les 2 portiques (trans. et long.)

Toutes les méthodes de calculs restent identiques aux celle optées auparavant.

MOMENTS EN TRAVÉE SOUS LES DIFFÉRENTES COMBINAISONS

N°	Tr	M.M.	G+12P		G+5			G.P+CT			
		2	9	M ₀	M _t	9	M ₀	M _t	9	M ₀	M ₀
3	1-2	2,284	4,54	7,769	5,285	4,04	6,913	4,429	5,357	9,167	6,683
	2-3	3,264	"	5,811	2,547	"	5,171	1,907	"	6,857	3,593
	3-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	2,484	"	7,769	5,285	"	6,913	4,429	"	9,167	6,683
2	6-7	2,910	6,17	10,56	7,65	4,42	7,564	4,654	6,513	11,145	8,235
	7-8	3,338	"	7,90	4,56	"	5,658	2,320	"	8,337	4,998
	8-9	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	9-10	2,910	"	10,56	7,65	"	7,564	4,654	"	11,145	8,235
1	11-12	3,707	6,06	10,37	6,663	4,31	7,376	3,669	6,032	10,322	6,615
	12-13	3,126	"	7,757	4,631	"	5,517	2,391	"	7,721	4,595
	13-14	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	14-15	3,707	"	10,37	6,663	"	7,376	3,669	"	10,322	6,615

LES MOMENTS FLECHISSANTS DANS LES POUTRES

A12

niveau	travée	G		P		SI _v		SI _v → ←		G P SI _H			G+P+SI _H			G+1,2P			G+P+SI _v		
		M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _t	M _w	M _e	M _t	M _w	M _e	M _t	M _w	M _e	M _t	M _w
3	1-2	-1,296	-3,672	-0,165	-0,467	-0,302	-0,894	6,912	2,643	5,589	1,429	-8,409	-8,247	1,429	-1,494	1,494	5,285	-2,273	-1,763	6,683	-2,993
	2-3	-3,489	-3,038	-0,443	-0,386	-0,812	-0,707	4,016	4,308	0,438	1,907	-2,424	-7,594	1,907	1,194	1,022	2,527	-3,507	-2,744	3,593	-1,131
	3-4	-3,038	-3,489	-0,386	-0,443	-0,707	-0,812	4,309	4,016	1,194	"	-8,192	-7,424	"	0,132	-3,501	"	-4,021	-1,131	"	-1,744
	4-5	-1,296	-3,672	-0,165	-0,467	-0,302	-0,894	3,991	6,877	0,878	1,429	-8,206	-7,756	1,429	5,589	1,494	5,285	-1,494	-1,993	6,683	-1,763
2	6-7	-1,920	-3,847	-0,847	-1,655	-0,336	-0,636	14,760	8,551	12,621	1,654	-12,729	-16,899	1,654	1,343	2,987	7,65	-5,833	-3,153	8,235	-6,158
	7-8	-3,539	-3,137	-1,523	-1,35	-0,604	-0,535	9,887	9,198	6,044	2,32	-12,605	-13,731	2,32	5,791	5,367	1,56	-4,757	-5,666	1,998	-5,022
	8-9	-3,137	-3,539	-1,35	-1,523	-0,535	-0,604	9,198	9,887	5,791	"	-13,731	-12,605	"	6,044	1,857	"	-5,367	-5,022	"	-5,666
	9-10	-1,920	-3,847	-0,847	-1,655	-0,336	-0,636	9,521	14,683	1,343	1,654	-16,229	-12,649	1,654	12,121	5,833	7,65	-2,987	-6,158	8,235	-3,153
1	11-12	-3,467	-3,946	-1,534	-1,746	-0,286	-0,386	9,073	5,217	5,239	3,669	-9,512	-12,589	3,669	1,725	-5,308	6,669	-6,042	-5,287	6,615	-6,018
	12-13	-3,202	-3,050	-1,417	-1,35	-0,265	-0,252	6,072	5,618	2,547	2,391	-2,932	-3,518	2,391	2,298	1,903	1,631	-1,67	-1,884	1,595	-1,652
	13-14	-3,050	-3,202	-1,35	-1,417	-0,252	-0,265	5,618	5,205	2,298	"	-2,631	-2,938	"	2,547	-1,670	"	-1,903	-1,652	"	-1,884
	14-15	-3,496	-3,467	-1,746	-1,534	-0,386	-0,286	6,02	8,970	1,725	3,669	-12,744	-10,515	3,669	5,239	-6,042	6,615	-6,018	-6,615	6,615	-5,887

remarque: les moments en travée sous \overleftarrow{SI}_H sont négligés.

EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES

A13

NIVEAU	Traverse	G		P		SI _v		SI _H $\begin{matrix} \rightarrow \\ \leftarrow \end{matrix}$		G+P/5+SI _H		G+P/5+SI _H		G+1,2P		G+P+SI _v	
		Te	T _w	Te	T _w	Te	T _w	Te	T _w	Te	T _w	Te	T _w	Te	T _w	Te	T _w
3	1-2	6,697	-7,931	0,844	-1,007	1,547	-1,846	3,125	3,125	9,841	-5,196	3,694	-10,070	7,660	-9,140	9,038	-10,784
	2-3	6,163	-4,445	0,782	-0,818	1,434	-1,500	2,602	2,602	8,922	3,820	3,718	-9,466	7,102	-7,427	8,379	-8,763
	3-4	6,445	-6,963	0,818	-0,782	1,500	-1,434	2,789	2,789	9,466	3,718	3,820	-8,922	7,427	-7,102	8,763	8,379
	4-5	7,931	-6,697	1,007	-0,844	1,846	-1,547	2,937	2,937	11,070	-3,694	5,196	-9,841	9,140	-7,660	10,784	-9,038
2	6-7	7,446	-8,035	3,019	-3,456	1,198	-1,371	6,30	6,30	14,35	-2,452	1,75	-15,07	11,069	-12,182	11,663	-12,862
	7-8	8,345	-6,636	2,746	-2,854	1,089	-1,132	5,959	5,959	12,893	-1,254	0,975	-12,160	9,687	-10,061	10,220	-10,622
	8-9	6,636	-6,345	2,854	-2,746	1,132	-1,089	5,953	5,953	13,160	-0,975	1,254	-12,896	10,061	-9,687	10,622	-10,220
	9-10	8,035	-7,446	3,456	-3,019	1,371	-1,198	6,274	6,274	15,00	-2,75	2,452	-14,350	12,182	-11,069	12,682	-11,663
1	11-12	7,187	-7,446	3,180	-3,295	0,594	-0,616	3,846	3,846	11,669	-0,051	3,977	-12,159	11,003	-11,40	10,956	-11,357
	12-13	6,281	-6,376	2,780	-2,821	0,519	-0,527	3,641	3,641	10,498	-2,577	3,196	-10,222	9,617	-9,761	9,58	-9,724
	13-14	6,376	-6,281	2,821	-2,780	0,527	-0,519	3,382	3,382	10,222	-3,196	3,558	-10,498	9,761	-9,167	9,724	-9,58
	14-15	7,446	-7,187	3,295	-3,180	0,616	-0,594	4,054	4,054	12,159	-3,977	4,051	-11,669	11,40	-11,003	11,357	-10,956

MOMENTS DANS LES POTEAUX

A14

NIVEAU	Poteau	G		P		SI _v		SI _H $\begin{matrix} \rightarrow \\ \leftarrow \end{matrix}$		G+P/5+SI _H		G+P/5+SI _H		G+1,2P		G+P+SI _v	
		M ₁₁	M ₅	M ₁₁	M ₅	M ₁₁	M ₅	M ₁₁	M ₅	M ₁₁	M ₅	M ₁₁	M ₅	M ₁₁	M ₅	M ₁₁	M ₅
3	1-6	-0,927	1,296	-0,398	0,465	-0,158	0,302	3,730	6,948	5,917	-2,401	-7,924	5,059	-1,406	1,494	-1,484	1,763
	2-7	0,145	-0,182	0,062	-0,083	0,025	-0,042	4,652	8,629	8,787	-4,840	-8,788	4,465	0,220	-0,211	0,852	0,242
	3-8	/	/	/	/	/	/	4,645	8,617	8,677	-4,645	-8,617	4,645	/	/	/	/
	4-9	-0,145	0,183	-0,062	0,083	-0,025	0,042	4,639	8,605	8,430	-4,452	-8,781	4,827	-0,220	0,211	-0,272	0,242
	5-10	0,927	-1,296	0,398	-0,465	0,158	-0,302	3,707	6,877	7,384	-5,036	5,870	2,378	1,406	-1,494	1,484	-1,763
2	6-11	-0,286	1,042	-0,127	0,448	-0,024	0,178	3,753	11,030	10,719	-2,625	-11,342	4,784	-0,439	1,579	-0,437	1,668
	7-12	0,002	-0,163	0,027	-0,070	0,005	-0,028	9,177	13,785	13,853	-9,376	-13,718	9,00	-0,095	-0,247	0,094	-0,261
	8-13	/	/	/	/	/	/	9,166	13,750	13,750	-9,166	-13,750	9,166	/	/	/	/
	9-14	-0,062	0,163	-0,027	0,070	-0,005	0,028	9,156	13,734	13,802	-9,089	-13,667	9,224	-0,095	0,247	-0,094	0,261
	10-15	0,286	-1,042	0,127	-0,448	0,024	-0,178	7,317	10,976	11,288	-8,440	-10,665	6,186	0,439	-1,579	0,437	-1,668
1	11-16	-3,180	3,180	-1,407	1,407	-0,263	0,263	2,49	1,66	1,802	-0,974	-5,122	5,952	-4,869	4,869	-4,850	4,850
	12-17	0,683	-0,683	0,302	-0,302	0,056	-0,056	3,107	2,072	3,316	-3,85	-1,329	2,364	1,046	-1,046	1,041	-1,041
	13-18	/	/	/	/	/	/	3,104	2,069	2,069	-3,104	-2,069	3,104	/	/	/	/
	14-19	-0,683	0,683	-0,302	0,302	-0,056	0,056	3,10	2,067	1,324	-2,357	-2,811	3,244	-1,046	1,046	-1,041	1,041
	15-20	3,180	-3,180	1,407	-1,407	0,263	-0,263	2,476	1,652	5,114	-5,94	-1,210	0,984	4,869	-4,869	4,850	-4,850

EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

Pile	poteau	poids propre	G	P	SI _v	SI _H	PP+G+P ₅ +SI _v		PP+G+P ₅ +SI _H		PP+G+1,2P		PP+G+P+SI _v	
							N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}
A	1-6	0,74	6,646	0,844	1,547	3,185	4,429	4,429	10,679	10,679	8,403	8,403	9,781	9,781
	6-11	0,74	7,445	3,019	1,198	6,30	2,489	6,918	15,087	25,768	11,813	20,216	12,407	22,188
	11-16	0,056	7,187	3,180	0,594	3,322	4,697	11,615	11,461	37,229	11,059	31,275	11,017	33,205
B	2-7	0,74	6,163	0,782	1,434	2,602	4,458	4,458	9,662	9,662	7,842	7,842	9,119	9,119
	7-12	0,74	6,385	2,746	1,089	5,960	3,744	6,172	13,634	23,296	10,420	18,262	10,96	20,079
	12-17	0,056	6,281	2,780	0,519	3,641	3,252	9,424	10,534	37,830	9,673	27,935	9,636	29,715
C	13-18	0,74	6,376	2,221	0,527	3,322	3,694	10,167	10,378	34,417	9,817	28,785	9,78	30,645
	8-13	0,74	6,636	2,254	1,132	5,953	1,984	6,553	13,90	24,039	10,801	18,968	11,362	20,865
	3-8	0,056	6,445	0,818	1,50	2,789	4,539	4,559	10,139	10,139	8,167	8,167	9,503	9,503
D	4-9	0,74	7,931	1,007	1,846	2,937	5,936	5,936	11,810	11,810	9,880	9,880	11,524	11,524
	9-14	0,74	8,035	3,456	1,371	6,276	3,182	9,128	15,741	27,551	12,922	22,802	15,602	25,126
	14-19	0,056	7,446	3,295	0,616	4,054	4,107	13,235	12,201	39,752	11,456	34,258	11,413	36,539
E	5-10	0,74	6,647	0,844	1,547	2,937	4,619	4,619	10,493	10,493	8,400	8,400	9,778	9,778
	10-15	0,74	7,187	3,019	1,198	6,274	2,257	6,876	14,805	25,298	11,550	19,950	12,144	21,922
	15-20	0,056	7,187	3,18	0,594	4,054	3,885	10,701	11,933	37,231	11,059	31,009	11,017	32,932

A15

MOMENTS EN TRAVÉES SOUS LES DIFFÉRENTES COMBINAISONS

niveau	travée	$\frac{M_e + M_w}{\text{sous } G^+}$	$G + 1,2P$			$G + P/5 + SI_H$			$G + P + SI_v$		
			q	M_0	M_e	q	M_0	M_e	q	M_0	M_e
3	1-2	3,133	3,352	9,258	6,185	2,977	8,220	5,087	3,945	10,893	7,760
	2-3	4,827	"	"	4,431	"	"	3,393	"	"	6,066
	3-4	4,827	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4-5	4,827	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	3,133	"	"	6,125	"	"	5,087	"	"	7,760
2	7-8	3,525	4,506	12,442	8,917	3,196	8,825	5,30	4,721	13,037	9,512
	8-9	4,880	"	"	7,562	"	"	3,945	"	"	8,157
	9-10	4,880	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	10-11	4,880	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	11-12	3,525	"	"	8,917	"	"	5,30	"	"	9,512
1	13-14	4,406	4,24	12,216	7,810	3,114	8,599	4,193	4,366	12,055	7,649
	14-15	4,746	"	"	7,470	"	"	3,853	"	"	7,309
	15-16	4,746	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	16-17	4,746	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	17-18	4,406	"	"	7,810	"	"	4,193	"	"	7,649

MOMENTS FLECHISSANTS DANS LES POUTRES

A17

N° POUTRE	Travée	G		P		SI _V		SI _H ⇌		G+P/5+SI _H		G+P/5+SI _H		G+1,2P			G+P+SI _V				
		Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mt	Me	Me	Mt	Mw	Me	Mt	Mw	Me	Mt	Mw
3	1-2	-0,440	-1,827	-0,186	-0,624	0,331	-1,114	6,974	-4,334	5,498	5,087	-8,450	-9,286	5,087	0,503	-1,661	6,125	-5,577	-1,955	7,76	-6,562
	2-3	-1,827	"	0,624	"	-1,114	"	4,334	-4,334	0,619	3,393	-9,313	-9,295	3,393	0,600	-5,577	4,471	"	-6,562	6,066	"
	3-4	"	"	"	"	"	"	4,343	-4,352	0,609	"	-4,304	-9,304	"	0,609	"	"	"	"	"	"
	4-5	"	"	"	"	"	"	4,352	-4,361	0,600	"	-9,295	-9,313	"	0,619	"	"	"	"	"	"
	5-6	"	-1,138	"	-0,486	"	-0,331	1,114	4,361	-6,974	0,503	5,087	-9,286	-8,45	5,087	5,498	"	6,125	-1,66	"	7,76
2	7-8	-0,277	-1,188	-0,118	-0,418	0,353	-0,794	14,724	-9,197	12,360	5,30	-16,547	-14,954	5,30	3,881	-3,334	8,917	-7,195	-3,492	9,512	-7,853
	8-9	-1,188	"	0,418	"	-0,353	"	9,197	-9,216	3,938	3,945	-14,570	-14,532	3,945	3,900	-7,195	7,562	"	-7,853	8,157	"
	9-10	"	"	"	"	"	"	9,216	-9,235	3,948	"	-14,551	-14,551	"	3,949	"	"	"	"	"	"
	10-11	"	"	"	"	"	"	9,235	-9,254	3,90	"	-14,532	-14,570	"	3,938	"	"	"	"	"	"
	11-12	"	-0,118	"	-0,377	"	-0,353	0,794	9,254	-12,873	3,881	5,30	-14,954	-16,647	5,30	12,36	"	8,917	-3,334	"	9,512
1	13-14	-0,066	-1,246	-1,269	-2,179	0,290	-0,519	8,957	-5,605	4,517	4,193	-10,836	-13,397	4,193	0,423	-6,309	7,81	-7,361	-6,225	7,649	-7,264
	14-15	-1,246	"	1,269	"	0,519	"	5,605	-5,616	0,455	3,853	-10,819	-10,748	3,853	0,436	-7,361	7,41	"	-7,264	7,309	"
	15-16	"	"	"	"	"	"	5,616	-5,628	0,446	"	-10,810	-10,810	"	0,446	"	"	"	"	"	"
	16-17	"	"	"	"	"	"	5,628	-5,637	0,436	"	-10,748	-10,819	"	0,455	"	"	"	"	"	"
	17-18	"	-0,066	"	-1,269	"	-0,290	0,519	5,637	-9,048	0,423	4,193	-13,489	-10,819	4,193	4,517	"	7,81	-6,309	"	7,649

EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES

416

NIVEAU	Traverse	G		P		SI _v		SI _h $\begin{matrix} \rightarrow \\ \leftarrow \end{matrix}$		G+P/5+SI _h		G+P/5+SI _v		G+1,2P		G+P+SI _v	
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
3	1-2	6,097	-7,541	0,788	-0,975	1,404	-1,736	+2,406	-2,406	8,611	-3,309	3,489	-10,169	7,043	-8,711	8,289	-10,252
	2-3	6,820	-6,820	0,881	-0,881	1,571	-1,571	+1,848	-1,848	8,844	-5,140	5,148	-8,852	6,996	-6,996	9,271	-9,271
	3-4	"	"	"	"	"	"	+1,852	-1,852	8,850	-5,142	5,142	-8,850	"	"	"	"
	4-5	"	"	"	"	"	"	+1,854	-1,854	8,852	-5,148	5,140	-8,844	"	"	"	"
	5-6	7,541	-6,097	0,975	-0,788	1,736	-1,404	+2,427	-2,427	10,163	-3,489	3,309	-8,661	-8,711	-7,043	10,252	-8,289
2	7-8	6,340	-7,493	2,821	-3,336	1,028	-1,215	+5,090	-5,090	11,994	-3,026	1,814	-13,294	9,725	-11,496	10,189	-12,044
	8-9	6,916	-6,916	3,079	-3,079	1,122	-1,122	+3,918	-3,918	11,450	-2,970	2,986	-10,838	10,611	-10,611	11,117	-11,117
	9-10	"	"	"	"	"	"	+3,926	-3,926	10,830	-2,978	2,978	-10,830	"	"	"	"
	10-11	"	"	"	"	"	"	+3,934	-3,934	10,838	-2,986	2,986	-10,838	"	"	"	"
	11-12	7,493	-6,340	3,336	-2,821	1,215	-1,028	+5,134	-5,134	13,294	-1,814	3,026	-11,944	11,496	-9,725	12,044	-10,189
1	13-14	6,558	-6,847	2,897	-3,260	0,469	-0,490	+3,098	-3,098	10,236	-4,374	4,040	-10,624	10,035	-10,759	9,924	-10,537
	14-15	6,702	-6,702	3,079	-3,079	0,479	-0,479	+2,388	-2,388	9,706	-4,921	4,930	-9,715	10,397	-10,397	10,260	-10,260
	15-16	"	"	"	"	"	"	+2,392	-2,392	9,710	-4,926	4,926	-9,710	"	"	"	"
	16-17	"	"	"	"	"	"	+2,397	-2,397	9,715	-4,930	4,921	-9,705	"	"	"	"
	17-18	6,847	-6,558	3,260	-2,897	0,490	-0,469	+3,125	-3,125	10,624	-4,040	4,374	-10,236	10,759	-10,035	10,597	-9,924

LES MOMENTS FLECHISSANTS DANS LES POTEAUX

A19

niveau	Poteau	G		P		SI _v		SI _H $\begin{matrix} \rightarrow \\ \leftarrow \end{matrix}$		G+P/5+SI _H		G+P/5+SI _H		G+1,2P		G+P+SI _v	
		M _H	M _S	M _H	M _S	M _H	M _S	M _H	M _S	M _H	M _S	M _H	M _S	M _H	M _S	M _H	M _S
1	1-7	-1,020	1,438	-0,456	0,186	-0,166	0,331	6,974	-3,76	5,863	-2,285	-8,085	5,235	-1,567	1,667	-1,642	1,955
	2-8	/	/	/	/	/	/	8,668	-4,673	8,668	-4,673	-8,668	4,673	/	/	/	/
	3-9	/	/	/	/	/	/	8,685	-4,682	8,685	-4,682	-8,685	4,682	/	/	/	/
	4-10	/	/	/	/	/	/	8,703	-4,692	8,703	-4,692	-8,703	4,692	/	/	/	/
	5-11	/	/	/	/	/	/	8,721	-4,702	-8,721	-4,702	-8,721	4,702	/	/	/	/
	6-12	1,020	-1,438	0,456	-0,186	0,166	-0,331	7,045	-3,757	8,156	-5,273	-5,930	2,323	1,567	-1,667	1,642	-1,955
2	7-13	-0,288	1,150	-0,132	0,513	-0,020	0,187	10,964	-7,310	10,65	-6,058	-11,279	3,563	-0,447	1,766	-0,440	1,850
	8-14	/	/	/	/	/	/	13,720	-9,147	13,72	-9,147	-13,72	9,147	/	/	/	/
	9-15	/	/	/	/	/	/	13,749	-9,166	13,749	-9,166	-13,749	9,166	/	/	/	/
	10-16	/	/	/	/	/	/	13,777	-9,185	13,777	-9,185	-13,777	9,185	/	/	/	/
	11-17	/	/	/	/	/	/	13,806	-9,204	13,806	-9,204	-13,806	9,204	/	/	/	/
	12-18	0,288	-1,150	0,132	-0,513	0,020	-0,187	11,075	-7,383	11,390	-8,636	-10,671	6,131	0,447	-1,766	0,440	-1,850
3	13-19	-3,720	3,785	-1,738	1,738	-0,270	0,270	1,647	-2,471	2,486	-1,662	-2,486	1,662	5,870	-5,870	-5,793	5,793
	14-20	/	/	/	/	/	/	2,062	-3,093	2,062	-3,093	-2,062	3,093	/	/	/	/
	15-21	/	/	/	/	/	/	2,066	-3,099	2,066	-3,099	-2,066	3,099	/	/	/	/
	16-22	/	/	/	/	/	/	2,070	-3,105	2,070	-3,105	-2,070	3,105	/	/	/	/
	17-23	/	/	/	/	/	/	2,074	-3,111	2,074	-3,111	-2,074	3,111	/	/	/	/
	18-24	3,720	-3,785	1,738	-1,738	0,270	-0,270	1,664	-2,496	5,797	-6,629	-2,469	1,637	-5,879	5,870	5,793	-5,793

FERRAILLAGE des POUTRES

On calculera la section d'armature, sous le moment max dans chaque cas de sollicitation (SP_1 ou SP_2 la plus défavorable), sur appui et en travée. on adoptera pour toute la poutre de chaque niveau le même ferrailage.

1) Portique longitudinal :



- moment max sur appui est $M = -5,577 \text{ t.m}$

- moment max entravée est $M = 6,125 \text{ t.m}$.

calcul des armatures.

- sur appui : $M_0 = -5,577 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 5,577 \cdot 10^5}{2800 \times 30 \times 42^2} = 0,0565 \rightarrow \begin{cases} K = 35,53 \\ \varepsilon = 0,901 \end{cases}$$

$K > \bar{K}$ Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

aciers tendus :

$$A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{5,577 \cdot 10^5}{2800 \times 0,901 \times 42} = 5,26 \text{ cm}^2$$

- en travée : $M_0 = 6,125 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 6,125 \cdot 10^5}{2800 \times 30 \times 42^2} = 0,0620 \rightarrow \begin{cases} K = 33,51 \\ \varepsilon = 0,8969 \end{cases}$$

$K > \bar{K}$ aciers comprimés sont non nécessaires

aciers tendus :

$$A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{6,125 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8969 \times 42} = 5,81 \text{ cm}^2$$

sous $SP_2 : G + P/5 + \vec{SH}$



Sur appui : $M_{\max \text{ sup}} = -9,304 \text{ t.m}$.

$$\mu = \frac{15 \times 9,304 \cdot 10^5}{4800 \times 30 \times 42^2} = 0,0628 \rightarrow \begin{cases} K = 33,3 \\ \varepsilon = 0,8965 \end{cases}$$

$$A = \frac{9,304 \cdot 10^5}{4200 \times 0,8965 \times 42} = 5,88 \text{ cm}^2$$

$$M_{\max \text{ inf}} = 5,498 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,071 \rightarrow \begin{cases} K = 45,8 \\ \varepsilon = 0,9178 \end{cases}$$

$$A = \frac{5,498 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9178 \times 42} = 3,40 \text{ cm}^2$$

en travée : $M_0 = 5,087 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,0344 \rightarrow \begin{cases} K = 47,8 \\ \varepsilon = 0,9204 \end{cases}$

calcul des armatures :

$$A = \frac{5,087 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9804 \times 42} = 3,13 \text{ cm}^2$$

La section adoptée sera donc : 2T14 entravée et sur appui

- on filera deux barres en haut et en bas de la poutre :

$$A_{f_s} = A_{f_c} = 2T14 \rightarrow 3,08 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

- Calcul de la contrainte de cisaillement : τ_b

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

$$T_{\max} = 10,252 \text{ t} \quad (\text{sous } G+P+S_{2V})$$

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

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 42 = 36,75 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z \cdot h} = \frac{10,252 \cdot 10^3}{30 \times \frac{7}{8} \times 42}$$

$$\tau_b = 9,30 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{on doit vérifier } \tau_b < \bar{\tau}_b$$

- calculons $\bar{\tau}_b$: l'effort tranchant max a été obtenu dans la section (3), sous $(G+P+S_{1V})$, dans laquelle le moment est :

$$M = -6,562 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,0443 \rightarrow \bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{220}{41,2} = 101,94 \text{ kg/cm}^2$$

on est dans le cas où $\bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_b$ $\Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 8,85 = 31 \text{ kg/cm}^2$

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

- On utilisera des cadres et des étriers $\phi 8$ (Adx)

- espacement des armatures :

$$\text{- zone nodale : } t = \min(0,3h, 12\phi) = \min(0,3 \times 42, 12 \times 9,6) = 9,6 \text{ cm}$$

soit $t = 9 \text{ cm}$ pour la zone nodale

$$\text{- zone courante : } t = 0,5h = 0,5 \times 42 = 21 \text{ cm}$$

soit $t = 20 \text{ cm}$ pour la zone courante

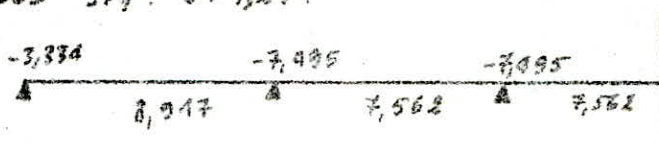
Remarque : la définition de la zone courante, a été faite auparavant

(voir, R+2), seules les limites de la zone changent pour

devenir : $h' = 60 \text{ cm}$ et $l' \geq 2a = 2 \times h_c = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$.

- on prendra aussi $h' = 60 \text{ cm}$ et $l' = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m}$.

niveau 2 - sous SP₁ : G + 1,2 P.



calcul de la section d'armature

- en travée: $M_{l_{max}} = 8,947 \text{ t.m}$ $\mu = \frac{15 \times 8,947 \cdot 10^5}{2800 \times 30 \times 42^2} = 0,09026 \rightarrow \begin{cases} K = 26,46 \\ \epsilon = 0,8793 \end{cases}$

$K > \bar{K}$ pas d'aciers comprimés

aciers tendus: $A_t = \frac{M}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{8,947 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8793 \times 42} = 8,62 \text{ cm}^2$

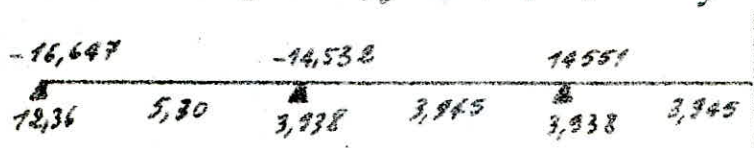
- sur appui $M_{0_{max}} = -7,495 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{15 \times 7,495 \cdot 10^5}{2800 \times 30 \times 42^2} = 0,0759 \rightarrow \begin{cases} K = 29,55 \\ \epsilon = 0,8878 \end{cases}$

$K > \bar{K}$ pas d'aciers comprimés

aciers tendus: $A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{7,495 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8878 \times 42} = 7,18 \text{ cm}^2$

- sous SP₂ : G + P/5 + 5I_H (la plus défavorable).



calcul des armatures:

- sur appui

- Moment supérieur: $M_{sup} = -16,647 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,1124$

d'où on a: $K = 22,94$ et $\epsilon = 0,8682$ ($K > \bar{K}$)

d'où $A_{sup} = \frac{16,647 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8682 \times 42} = 10,87 \text{ cm}^2$

- moment inférieur: $M_{inf} = 12,36 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,0834$

d'où ($K = 27,8$ $\epsilon = 0,8832$)

$A_{inf} = \frac{12,36 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8832 \times 42} = 7,94 \text{ cm}^2$

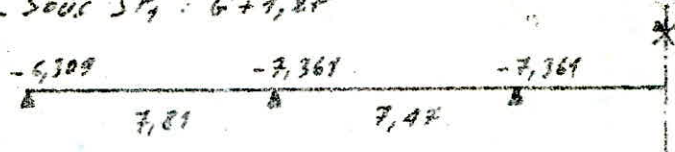
- en travée: $M_{f_{max}} = 5,30 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,0358 \rightarrow \begin{cases} K = 46,67 \\ \epsilon = 0,9190 \end{cases}$

$A_t = \frac{5,30 \cdot 10^5}{2800 \times 0,919 \times 42} = 4,58 \text{ cm}^2$

2 T 20 → optima 30
2 T 16 → inf

et on adoptera la même section d'armature transversale que celle du niveau 3, ainsi que leurs espacements.

niveau: 1 - Sous SP₁ : G + 1,8P



calcul des armatures

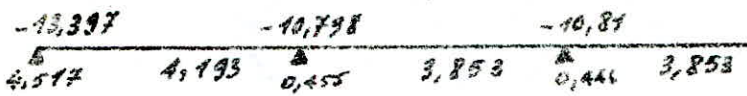
- Sur appui: $M_{\max} = -7,361 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,04968 \rightarrow \begin{cases} K = 38,42 \\ \varepsilon = 0,9065 \end{cases}$
 $K > \bar{K}$ les aciers comprimés sont inutilisés

aciers tendus $A = \frac{7,361 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9065 \times 42} = 6,91 \text{ cm}^2$

- En travée: $M_{\max} = 7,81 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,0791 \rightarrow \begin{cases} K = 28,77 \\ \varepsilon = 0,8858 \end{cases}$
 $K > \bar{K}$ on n'a pas besoin des aciers comprimés

aciers tendus $A = \frac{7,81 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8858 \times 42} = 7,50 \text{ cm}^2$

- Sous SP₂ : G + P/5 + 5T_M



calcul des armatures :

- Sur appui - le moment supérieur max = $M_{\text{sup}}(\text{max}) = -13,397 \text{ t.m}$.

d'où on tire : $\mu = 0,0904 \rightarrow \begin{cases} K = 26,4 > \bar{K} \\ \varepsilon = 0,8792 \end{cases}$

$A_{\text{sup}} = \frac{-13,397 \cdot 10^5}{4200 \times 0,8792 \times 42} = 8,64 \text{ cm}^2$

- le moment inférieur max = $M_{\text{inf}} = 4,517 \text{ t.m}$.

$\mu = 0,0305 \rightarrow (K = 51,42 > \bar{K}, \varepsilon = 0,9253)$

$A_{\text{inf}} = \frac{4,517 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9253 \times 42} = 2,77 \text{ cm}^2$

- Entrée

$M_{\text{tmax}} = 4,193 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,0283 \rightarrow \begin{cases} K = 52,75 \\ \varepsilon = 0,9273 \end{cases}$

$K > \bar{K}$ pas d'aciers comprimés

Aciers tendus: $A = \frac{4,193 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9273 \times 42} = 2,56 \text{ cm}^2$

2° Portique transversal

niveau: 3 - sous SP₁: G+1,2P

Ce portique aussi possède une symétrie, on ne considère que la moitié de la poutre.

- Sur appui: $M_{\max} = -4,233 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,055 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 36,1 \\ \varepsilon = 0,9024 \end{array} \right.$
 $K > \bar{K}$ Les aciers comprimés sont non nécessaires.

aciers tendus

$$A = \frac{4,233 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9024 \times 37} = 4,52 \text{ cm}^2$$

- En travée: $M_{\max} = 5,285 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,0690 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 31,39 \\ \varepsilon = 0,8922 \end{array} \right.$
 $K > \bar{K}$ les aciers comprimés sont inutiles.

aciers tendus

$$A = \frac{5,285 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8922 \times 37} = 5,72 \text{ cm}^2$$

- sous SP₂: G+P/2 + S₁I₄ *

- Sur appui

(sup)
 $M_{\max} = -8,409 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,0731 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 30,1 \\ \varepsilon = 0,8895 \end{array} \right.$

$K > \bar{K}$ Les aciers comprimés sont inutiles

aciers tendus:

$$A = \frac{8,409 \cdot 10^5}{\text{sup } 4200 \times 0,8895 \times 37} = 6,08 \text{ cm}^2$$

(inf)
 $M_{\max} = 5,589 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,0486 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 39,92 \\ \varepsilon = 0,9073 \end{array} \right.$
 $K > \bar{K}$ (pas d'acier comprimé).

aciers tendus:

$$A = 3,96 \text{ cm}^2$$

- en travée: $M_{\max} = 4,429 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,0385 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 44,8 \\ \varepsilon = 0,9164 \end{array} \right.$
 $K > \bar{K}$ (les aciers comprimés sont non nécessaires)

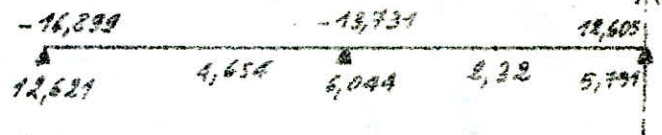
aciers tendus

$$A = 3,84 \text{ cm}^2$$



• niveau: 2

- Sous $SP_2 : G + P/8 + \overline{S}T_4$



- Sur appui

- moment sup. max est $= M_a^{(sup)} = -16,899 \text{ t.m.}$

$$\text{d'où } \mu = 0,1470 \rightarrow \begin{cases} K = 19,17 < \bar{K} \\ \epsilon = 0,8537 \end{cases}$$

Remarque: dans ce cas les aciers comprimés sont obligatoires mais ce n'est pas nécessaire de le calculer car les aciers inférieurs vont jouer leur rôle en cas de besoin.

- moment inf. max est égale à: $M_a^{(inf)} = 12,621 \text{ t.m.}$

$$\text{d'où } \mu = 0,1090 \rightarrow \begin{cases} K = 23,28 > \bar{K} \\ \epsilon = 0,8695 \end{cases}$$

calcul des sections d'aciers sur appui

$$- A_a^{sup} = \frac{16,899 \cdot 10^5}{4200 \times 0,8695 \times 37} = 12,79 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{inf} = \frac{12,621 \cdot 10^5}{4200 \times 0,8695 \times 37} = 9,34 \text{ cm}^2$$

- En travée: $M_e^{max} = 4,654 \text{ t.m.} \rightarrow \mu = 0,04047 \rightarrow \begin{cases} K = 43,5 \\ \epsilon = 0,9146 \end{cases}$
 $K > \bar{K}$ on n'a pas besoin d'aciers comprimés.

$$\text{aciers tendus: } A_e = \frac{4,654 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9146 \times 37} = 3,28 \text{ cm}^2$$

- Sous $SP_1 : G + 1,2P$



- Sur appui:

- le moment max est $M_a^{(max)} = -5,833 \text{ t.m.}$

$$\text{d'où } \mu = 0,0751 \rightarrow \begin{cases} K = 29,5 > \bar{K} \text{ pas d'aciers comp.} \\ \epsilon = 0,8876 \end{cases}$$

$$\text{Aciers tendus: } A = \frac{5,833 \cdot 10^5}{4200 \times 0,8876 \times 37} = 6,34 \text{ cm}^2$$

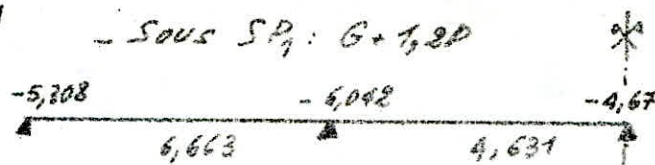
- En travée:

- le moment max en travée est $M_e^{max} = 7,65 \text{ t.m.}$

$$\mu = 0,09979 \rightarrow \begin{cases} K = 24,77 > \bar{K} \text{ pas d'aciers comp.} \\ \epsilon = 0,8743 \end{cases}$$

$$\text{Aciers tendus } A = 8,45 \text{ cm}^2$$

• niveau: 1



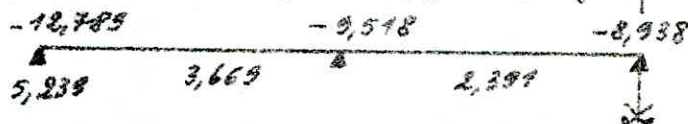
- Sur appui : le moment max est $M_a^{max} = -6,042 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0788 \rightarrow \begin{cases} K = 28,85 > \bar{K} \\ \varepsilon = 0,8859 \end{cases}$$

$K > \bar{K}$ les aciers comprimés sont non nécessaires
aciers tendus

$$A = \frac{6,042 \cdot 10^5}{2800 \times 8859 \times 37} = 6,52 \text{ cm}^2$$

- Sous $SP_2: G+P/5 + \bar{S}I_H$ (la plus défavorable)



- Calcul des armatures supérieures sur appui :

Le moment max supérieur est: $M_a^{sup}(max) = -12,789 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,1112 \rightarrow \begin{cases} K = 23,09 > \bar{K} \\ \varepsilon = 0,8688 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Les aciers comprimés} \\ \text{sont inutiles.} \end{array}$$

aciers tendus :

$$A = \frac{12,789 \cdot 10^5}{2800 \times 8688 \times 37} = 9,47 \text{ cm}^2$$

- Armatures inférieures :

le moment inférieur max est $M_{inf}(max) = 5,239 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,04556 \rightarrow \begin{cases} K = 40,5 > \bar{K} \\ \varepsilon = 0,9099 \end{cases}$$

$K > \bar{K}$ on n'a pas besoin d'aciers comprimés.

calcul des aciers tendus :

$$A = \frac{5,239 \cdot 10^5}{2800 \times 9099 \times 37} = 3,71 \text{ cm}^2$$

- entrée :

Calcul des armatures entrée : $M_e^{max} = 3,669 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0319 \rightarrow \begin{cases} K = 50 > \bar{K} \\ \varepsilon = 0,9231 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{pas d'aciers comprimés.} \end{array}$$

aciers tendus :

$$A = \frac{3,669 \cdot 10^5}{2800 \times 9231 \times 37} = 2,56 \text{ cm}^2$$

FERRAILLAGE des POTEAUX

1°) Portique transversal :

File	poteau	1 ^{er} genre		2 ^e genre (1)		2 ^e genre (2)	
		M max	N corresp	M max	N corresp	M max	N corresp
A	1-6	1,494	8,403	7,925	10,679	7,925	10,679
	6-11	1,579	20,216	11,342	25,768	11,342	25,768
	11-16	4,069	31,275	5,952	37,229	5,922	37,229
B	2-7	0,22	7,842	8,788	9,662	8,788	9,662
	7-12	0,247	18,262	13,853	23,296	13,718	23,296
	12-17	1,046	27,935	3,85	33,83	1,229	33,830
C	3-8		8,167	8,617	10,139	8,617	34,417
	8-13		18,968	13,750	24,039	13,750	24,039
	13-18		27,785	3,104	34,457	2,069	10,139
D	4-9	0,22	9,88	8,781	11,21	8,781	11,210
	9-14	0,247	22,802	13,802	27,551	13,667	27,551
	14-19	1,046	34,258	3,844	39,752	2,811	39,752
E	5-10	1,494	8,40	7,884	10,493	5,870	10,493
	10-15	1,579	19,950	11,288	25,298	10,669	25,298
	15-20	4,069	31,009	5,94	37,231	1,210	37,231

tableau donnant les valeurs de e_0 et \bar{v}_0 sous : SP, G+1,2P.

file	poteau	M (t.m)	N (t)	$e_0 = \frac{M}{N}$	\bar{v}_0 [%]	observation
A	1-6	1,494	8,403	17,78	120,84	Fe Sect. part comprimée
	6-11	1,579	20,216	7,80	90,9	"
	11-16	4,069	31,275	13,01	127,92	"
B	2-7	0,22	7,842	2,81	75,93	Fe Sect. ent. comprimée
	7-12	0,247	18,262	1,35	71,55	"
	12-17	1,046	27,935	3,75	78,75	"
C	3-8		8,167		68,5	Compression simple
	8-13		18,968		68,5	"
	13-18		27,785		68,5	"
D	4-9	0,22	9,88	2,23	74,19	F.C. Sect. part. comprimée
	9-14	0,247	22,802	1,083	70,75	"
	14-19	1,046	34,258	3,053	76,66	"
E	5-10	1,494	8,40	17,78	120,84	Fe Sect. part. comprimée.
	10-15	1,579	19,950	7,92	104,67	"
	15-20	4,069	31,009	15,70	114,60	"

Remarque: le noyau central e_1 a pour dimensions $e_1 = k e_0 = 30/6$
d'où $e_1 = 5 \text{ cm}$

Calcul des poteaux partiellement comprimés

Poteau	Mat (t-m)	Mac (t-m)	A_1 (cm ²)	A (cm ²)	A' (cm ²)	A_{min} cm ²	A_{max} cm ²
1-6	2,503	0,486	3,69	0,69	0,676	8,1	22,5
6-11	4,003	-0,85	6,05	<0	<0	8,1	"
11-16	7,822	0,316	12,34	1,17	0,44	8,1	"
5-10	2,50	0,486	3,69	0,69	0,676	8,1	"
10-15	3,974	-0,814	6,00	<0	<0	8,1	"
15-20	8,59	1,148	13,64	2,57	1,64	8,1	"

Calcul des sections entièrement comprimées

poteau	f	β	c	d	E	ω	A_{min}
2-7	8,714	0,561	1,506	6,89	9,193	<0	8,1
7-12	3,526	0,270	0,609	1,703	2,256	<0	"
12-17	2,54	0,75	0,305	1,153	0,79	<0	"
4-9	6,76	0,445	0,811	4,20	5,315	<0	"
9-14	2,80	0,217	0,336	1,50	1,583	<0	"
14-19	2,014	0,61	0,242	0,827	0,404	<0	"

Calcul des poteaux simplement comprimés

poteau	θ_1	θ_2	θ_3	$N(t)$	A_{min} cm ²	A_0 (cm ²)	A_{min}
3-8	1	3,296	1,525	8,167	0,75	<0	8,1
8-13	1	3,296	1,525	18,968	1,74	<0	8,1
13-18	1	3,296	1,525	27,785	2,64	<0	8,1

Calcul des poteaux sous SP_2 : Dans ce cas on calculera la section d'acier sous l'effet le plus défavorable qui est $(G + P/2 + \overline{S}_N)$

Tableau des valeurs de e_0 et de $\overline{\sigma}_s$

poteau	M (t-m)	N (t)	$e_0 = M/N$ (cm)	$\overline{\sigma}_s$ [kg/cm ²]	observation
1-6	7,925	10,679	74,21	205,5	F.C. Section part. comprimée
6-11	11,342	25,768	44,02	205,5	"
11-16	5,952	37,289	16	205,5	"
2-7	8,788	9,662	90,96	205,5	"
7-14	13,718	23,296	76,06	205,5	"
14-17	3,85	33,83	14,38	205,5	"

A. suivre

SUITE DU TABLEAU PRECEDENT

pôteau	M (t-m)	N (t)	$Q_0 = \frac{M}{N}$ (cm)	$\bar{\sigma}_c$ [$\frac{kg}{cm^2}$]	Observation
7-8	8,647	10,199	85	205,5	F.C. sect. part. comprimée
8-13	13,750	24,038	57,2	205,5	"
13-18	3,104	34,457	9,01	164,94	"
4-9	8,781	11,81	74,35	205,5	"
9-14	13,802	27,777	50,1	205,5	"
14-19	3,844	39,752	9,67	169	"
5-10	7,884	10,493	75,14	205,5	"
10-15	11,288	27,298	44,68	205,5	"
15-20	5,94	37,231	15,95	205,5	"

Calcul des armatures pour les différents pôteaux.

pôteau	Mat (t-m)	Max (t-m)	A_1 (cm ²)	A (cm ²)	A' (cm ²)	A _{norm} (cm ²)	A _{max} (cm ²)
1-6	8,886	6,323	9,17	6,63	6,39	8,1	22,5
6-11	14,435	8,251	15,41	9,27	8,48	"	"
11-16	10,441	1,492	10,90	2,02	1,41	"	"
2-7	9,948	7,629	10,346	8,05	7,80	"	"
7-12	16,513	14,983	17,80	12,25	15,97	"	"
12-17	7,91	-0,21	8,11	0,06	<0	"	"
3-8	9,835	7,402	8,95	6,54	7,55	"	"
8-13	16,635	10,866	17,95	12,22	11,37	"	"
13-18	7,24	-1,03	7,38	<0	<0	"	"
4-9	10,178	7,364	10,60	7,79	7,51	"	"
9-14	17,11	10,497	18,50	11,94	10,96	"	"
14-19	8,62	-0,927	8,88	<0	<0	"	"
5-10	9,144	6,625	9,46	6,96	6,72	"	"
10-15	14,324	8,352	15,29	9,27	8,51	"	"
15-20	10,41	1,471	10,86	2,00	1,39	"	"

2° Portique longitudinal :

File	Poutreau	1 ^{er} genre		2 ^e genre (1)		2 ^e genre (2)	
		M _{max}	N _{corresp}	M _{max}	N _{corresp}	M _{max}	N _{corresp}
A	1-7	1,661	7,783	1,955	9,029	8,085	9,401
	7-13	1,766	18,248	1,850	19,958	11,279	22,135
	13-19	5,870	28,339	5,793	29,948	2,486	32,427
B	2-8	/	8,616	/	10,012	8,668	9,584
	8-14	/	19,967	/	21,869	13,721	21,774
	14-20	/	30,420	/	32,145	3,093	31,536
C	3-9	/	8,616	/	10,012	8,625	9,588
	9-15	/	19,967	/	21,869	13,75	22,506
	15-21	/	30,420	/	32,185	3,099	32,272
D	4-10	/	8,616	/	10,992	8,703	9,59
	10-16	/	19,967	/	23,776	13,777	22,516
	16-22	/	30,420	/	32,185	3,105	32,287
E	5-11	/	9,451	/	10,992	8,721	10,167
	11-17	/	21,687	/	23,776	13,806	24,289
	17-23	/	32,998	/	34,425	3,111	34,789
F	6-12	-1,661	7,783	-1,955	9,029	8,156	7,786
	12-18	-1,766	18,248	-1,850	19,958	11,390	24,289
	18-24	-5,870	28,439	-5,793	29,948	5,797	34,789

Dressons les valeurs de e_0 et v_0' dans un tableau. Sous SP₁

File	poutreau	M(t ₀)	N(t ₀)	$e_0 = \frac{M}{N}$ cm	$v_0' (\text{kg/cm}^2)$	observation
	1-7	1,661	7,783	21,34	165,95	sect. part. comprimée
	7-13	1,766	18,248	9,68	112,71	"
	13-19	5,87	28,339	20,72	163,12	"
	2-8	/	8,616	/	68,5	compression simple
	8-14	/	19,967	/	68,5	"
	14-20	/	30,420	/	68,5	"
	3-9	/	8,616	/	68,5	"
	9-15	/	19,967	/	68,5	"
	15-21	/	30,620	/	68,5	"

Remarquons que les files D, E et F sont respectivement symétriques à A, B, C par le fait de la symétrie du portique.

- Calcul des armatures dans les poteaux, partiellement comprimés

poteaux	Mat (t.m)	Mac (tm)	A_1 (cm ²)	A (cm ²)	A' (cm ²)	A _{min} (cm ²)
1-7 et 6-12	2,595	0,727	3,83	1,05	1,03	8,1
7-10 et 12-18	3,956	-0,423	5,98	<0	<0	8,1
13-19 et 18-24	3,273	2,471	14,81	4,69	3,64	8,1

- Calcul des armatures dans les poteaux simplement comprimés

poteaux	P_1	P_2	P_3	N(t)	A_g (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (t.c)
2-8 et 5-11	1	3,296	1,525	3,616	<0	0,79	8,1
8-14 et 14-20	1	3,296	"	19,967	<0	1,83	"
14-20 et 17-23	1	0,307	"	30,42	<0	0,03	"
3-9 et 4-10	1	3,296	"	3,616	<0	0,79	"
9-15 et 10-16	1	3,296	"	19,967	<0	1,83	"
15-21 et 16-22	1	0,307	"	30,42	<0	0,03	"

Calcul de la section d'acier sous $S P_2$ ($G + P/5 + \bar{S}I_n$) qui est la plus défavorable. Pour cela on calculera e (l'excentricité) et $\bar{\sigma}'_s$

file	Poteau	M (t.m)	N (t)	$e = \frac{M}{N}$ (cm)	$\bar{\sigma}'_s$ (kg/cm ²)	Observation
A	1-7	8,085	9,401	86	205,5	Section part. comprimée
	7-13	11,279	22,135	51	205,5	"
	13-19	2,486	32,427	7,67	103,53	"
B	2-8	8,668	9,584	90,44	205,5	"
	8-14	13,721	21,771	63	205,5	"
	14-20	3,097	31,536	9,81	113,30	"
C	3-9	8,685	9,588	90,58	205,5	"
	9-15	13,75	22,506	61,1	205,5	"
	15-21	3,099	32,272	9,61	112,39	"
D	4-10	8,703	9,59	90,75	205,5	"
	10-16	13,777	22,576	61,19	205,5	"
	16-22	3,105	32,287	9,62	112,43	"
E	5-11	8,721	10,167	85,77	205,5	"
	11-17	13,806	24,289	56,84	205,5	"
	17-23	3,111	34,789	8,94	109,33	"
F	6-12	8,156	7,736	105,43	205,5	"
	12-18	11,390	21,862	52,1	205,5	"
	18-24	5,797	32,361	17,91	150,29	"

Calcul des armatures sous SP_2

Poteau	Mat (t.m)	Mac (t.m)	A_1 (cm ²)	A (cm ²)	A' (cm ²)	A_{min} (cm ²)
1-7	9,213	6,954	9,53	7,30	7,07	8,1
7-13	13,945	8,633	14,85	9,58	8,90	"
13-19	6,378	-1,404	6,45	<0	<0	"
2-8	8,668	7,518	8,94	6,66	7,68	7,2
8-14	16,331	11,105	17,60	12,41	11,65	"
14-20	6,878	-0,691	7,17	<0	<0	"
3-9	9,835	7,534	16,60	8,32	7,70	"
9-15	16,452	11,050	16,73	11,37	11,58	"
15-21	6,974	-0,77	7,25	<0	<0	"
4-10	9,874	7,552	10,63	8,35	7,72	"
10-16	16,480	11,076	17,78	12,41	11,61	"
16-22	6,981	-0,769	7,10	<0	<0	"
5-11	9,942	7,502	10,34	7,92	7,66	"
11-17	16,721	10,891	16,81	11,03	11,14	"
17-23	7,285	-1,065	6,43	<0	<0	"
6-12	9,084	7,228	9,39	7,55	7,37	8,1
12-18	14,014	9,168	14,93	9,72	9,48	"
18-24	9,679	1,912	10,04	2,33	1,83	"

Calcul des armatures transversales :

Ces armatures seront calculées à partir des règles du CTC81

- % min d'armatures : $\rho_{t1} = \frac{A_{t1}}{b_s t}$ $\rho_{t2} = \frac{A_{t2}}{b_s t}$

- En zone II : $\min(\rho_{t1}, \rho_{t2}) = 0,4\% =$

- Espacement des cadres; Il doit vérifier :

$t \leq \min(10\phi, 15 \text{ cm})$ (en zone nodale)

$t \leq 12\phi \rightarrow \phi$ - Diamètre des armatures verticales.

soit $t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale

et $t = 20 \text{ cm}$ " courante

Soit l_d la longueur du segment droit, on doit avoir :

$l_d \geq 10\phi$

CALCUL des FONDATIONS

Pour les blocs R+1 on utilisera deux types de fondations.

- Semelle continue au or deux pôtdeaux au niveau du joint
- Semelles isolées pour le restres fondations.

1. Calcul de la semelle continue sous deux pôtdeaux:

Du fait que l'effort max (sous S_{R_1}) a été obtenu dans le portique transversal, et que celui-ci est identique pour les deux partie du bloc, la semelle sera soumise à un même effort de part et d'autre du joint $P = 34,258 t$.

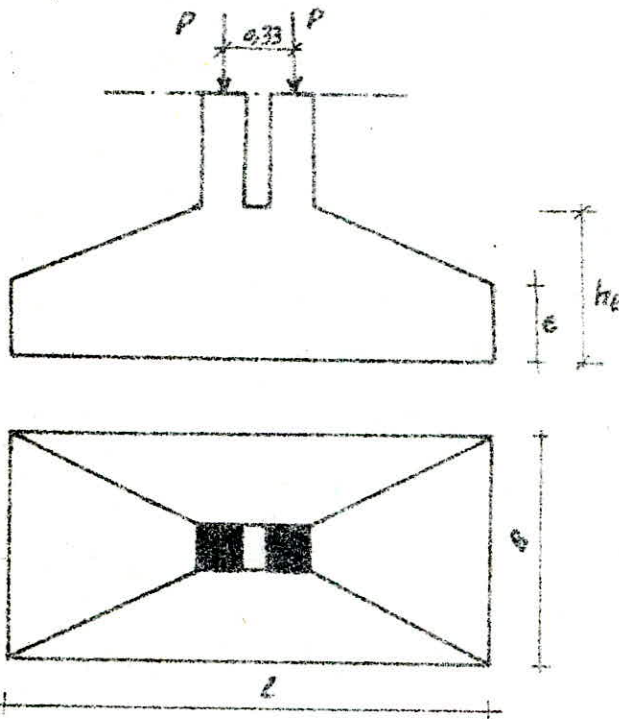
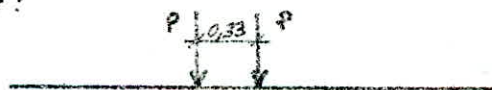


Schéma statique:



$$R = 2P = 2 \times 34,258 t$$

Soit R la résultante passant par le centre de gravité de la semelle, On prendra $B = 1,40 m$ et on calculera L

$$\sigma_s = \frac{R}{BL} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow L \geq \frac{R}{B \bar{\sigma}_s} = \frac{68,516 \cdot 10^3}{140 \times 1,02 \times 2} = 239,9 \text{ cm}$$

$$\text{soit } \underline{L = 2,50 m}$$

Calcul du poids propre de la semelle.

$$h_e \geq \frac{L}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ cm} \quad \text{soit } \underline{h_e = 45 \text{ cm}}$$

$$e \geq 6\phi + 6 \text{ si on utilise des } \phi 20 \text{ on aura:}$$

$$e \geq 6 \times 2 + 6 = 18 \text{ cm} \quad \text{on prendra } \underline{e = 20 \text{ cm}}$$

Poids propre de la semelle: N_0

$$N_0 = \gamma (\text{densité}) \times V (\text{volume}) \quad \text{avec } \gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$$

calcul de volume:

$$V = L \left(e \cdot B + \frac{(h_1 - e)(B - b)}{2} \right) = 2,6 \left(0,2 \times 1,4 + \frac{0,45 - 0,2}{2} (1,4 - 0,2) \right)$$

$$V = 1,448 \text{ m}^3$$

$$N_0 = 3,62 \text{ t}$$

Poids des terres sur les consoles de la semelle: N_1

$$N_1 = \frac{L \times (h_1 - e) \times (B - b) \times \gamma_t}{2} = \frac{2,6 \times (0,45 - 0,2) \times (1,4 - 0,2) \times 1,8}{2} = 0,6435 \text{ t}$$

l'effort normal total dans la semelle est:

$$N_{\text{tot}} = 2 \times P + N_0 + N_1 = 2 \times 34,258 + 3,62 + 0,644 = 72,78 \text{ t}$$

Verification des contraintes:

$$\sigma_s = \frac{N_{\text{tot}}}{B \cdot L} = \frac{72,786 \cdot 10^3}{140 \times 260} = 1,999 \text{ kg/cm}^2 < 2,04 \text{ kg/cm}^2$$

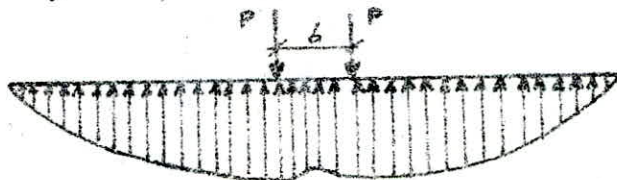
(vérifiée).

Dimensions de la console

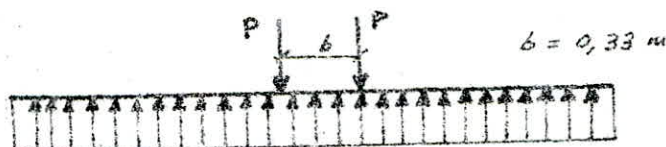
$$c = \frac{L - 0,30 - 0,33}{2} = \frac{2,60 - 0,30 - 0,33}{2} = 0,985 \text{ m}$$

Détermination des efforts:

le diagramme effectif des contraintes est:



Mais on pourra simplifier le système pour faciliter les calculs. On prendra un diagramme simplifiée, dans laquelle la contrainte sera supposée uniforme sur toute la longueur de la semelle.

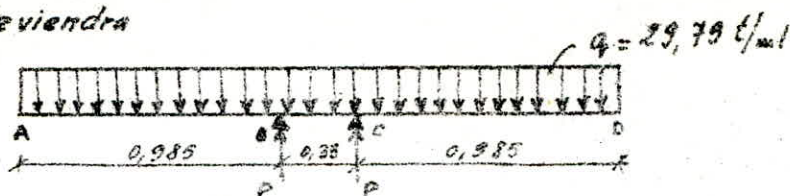


Pour le calcul des efforts on utilisera la méthode de la poutre renversée, tels que les poteaux jouent le rôle des appuis.

Calcul de la charge q :

$$q = \frac{P}{c + \frac{b}{2}} = \frac{34,258}{0,985 + \frac{0,33}{2}} = 29,79 \text{ t/ml}$$

Le système deviendra



calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants:

Section AB: $M(x) = -q \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} x=0 \rightarrow M(x) = 0 \\ x=0,985 \text{ m} \rightarrow M(x) = -14,45 \text{ t.m.} \end{cases}$

$T(x) = -qx \rightarrow \begin{cases} x=0 \rightarrow T(x) = 0 \\ x=0,985 \text{ m} \rightarrow T(x) = -29,35 \text{ t} = T_{ag} \end{cases}$

Section BC: $M(x) = P(x - 0,985) - q \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} x=0,985 \text{ m} \rightarrow M(x) = -14,45 \text{ t.m.} \\ x=1,97 \text{ m} \rightarrow M(x) = -14,05 \text{ t.m.} \end{cases}$

$T(x) = P - qx \rightarrow \begin{cases} x=0,985 \text{ m} \rightarrow T(x) = 4,92 \text{ t} = T_{ed} \\ x=1,97 \text{ m} \rightarrow T(x) = -4,92 \text{ t} = T_{cg} \end{cases}$

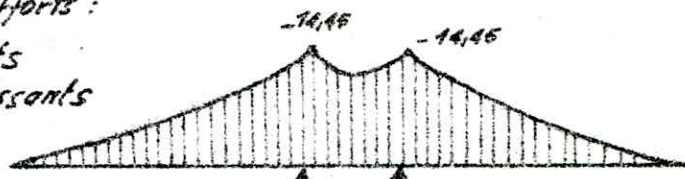
calcul du moment max en travée:

$M(x)$ est max si $T(x) = \frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{P}{q} = \frac{34,258}{29,79} = 1,15 \text{ m}$

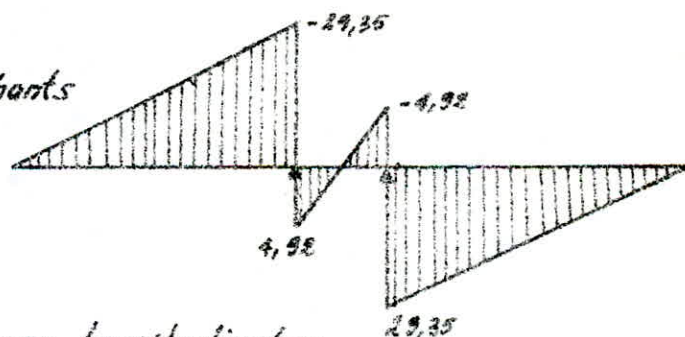
$M(1,15) = -14,05 \text{ t.m.}$

Diagrammes des efforts:

- les moments fléchissants (en t.m.)



- l'effort tranchant (t.)



Calcul des armatures longitudinales:

$M(\max) = -14,45 \text{ t.m.}$

$\mu = \frac{15 \times 14,45 \cdot 10^5}{2800 \times 70 \times 42^2} = 0,0627 \rightarrow \begin{cases} \mu < \bar{\mu} \\ \epsilon = 0,8965 \end{cases}$

$\mu > \bar{\mu}$ pas d'aciers comprimés.

aciers tendus:

$A = \frac{14,45 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8965 \times 42} = 13,71 \text{ cm}^2$

on adoptera 7T16 = 14,07 cm²

Verifications:

1) contraintes : la semelle doit être verifiée sous SP_2 :

Sous SP_2 on a: $M = 3,844 \text{ t.m}$ et $N = 33,752 \text{ t} \rightarrow N_{\text{total}} = 83,766$

calcul de l'excentricité e_0 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3,844 \cdot 10^3}{83,752 \cdot 10^3} = 4,59 \text{ cm}$$

on calculera $\sigma_{1,2}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{\text{total}}}{L \cdot B} \left(1 \mp \frac{6e}{L} \right) = \frac{83,752 \cdot 10^3}{2,6 \times 1,4} \left(1 \mp \frac{6 \times 4,59 \cdot 10^{-2}}{2,6} \right)$$

$$\sigma_1 = 2,545 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,057 \text{ kg/cm}^2$$

on doit verifier que $\sigma_m = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,3 \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 2,545 + 2,057}{4} = 2,43 < 1,3 \times 2,04 = 2,65 \quad (\text{vérifié}).$$

- conditions aux appuis:

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{R} \Rightarrow A \geq \left(T + \frac{M}{R} \right) / \bar{\sigma}_a$$

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

$$T = 29,35 \text{ t}$$

$$M = -14,45 \text{ t.m}$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 48$$

$$= 36,75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 14,07 \geq \left(29,35 \cdot 10^3 + \frac{14,45 \cdot 10^5}{36,75} \right) / 2700$$

$$14,07 \geq (\text{négatif} = -3,56)$$

vérifié

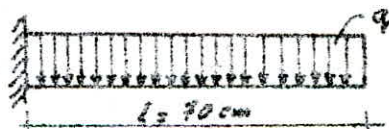
- Condition de non entraînement des armatures:

$$\bar{\tau}_d = \frac{T_{\text{max}}}{\pi p z} = \frac{29,35 \cdot 10^3}{35,2 \times \frac{7}{8} \cdot 48} = 22,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \times 1,5 \times 1,5 \times 5,9 = 26,55 \text{ kg/cm}^2$$

- Calcul des armatures \perp le sens perpendiculaire à la poutre de rigidité:

schema statique



Le calcul sera fait sur une bande d'en (1 m) mètre de largeur. On utilise la méthode des consoles. Soit q la charge uniformément répartie sur toute la largeur de la semelle.

$$q = \frac{R}{B \cdot L} = \frac{68,516 \cdot 10^3}{250 \times 140} = 1,982 \text{ kg/cm}^2 = 18,82 \text{ t/m}^2$$

$$q(\text{t/ml}) = 18,82 \times 1 = 18,82 \text{ t/ml}$$

La section dangereuse est celle de l'encastrement. La longueur de la console sera: $l = 40 + \frac{60}{2} = 70 \text{ cm}$

le moment max est donné par:

$$M^{\max} = q \frac{l^2}{2} = \frac{18,82 \times 0,7^2}{2} = 4,62 \text{ t.m}$$

l'effort tranchant est:

$$T^{\max} = ql = 18,82 \times 0,7 = 13,18 \text{ t}$$

Calcul des armatures

$$M_{\max} = 4,62 \text{ t.m} \rightarrow \mu = \frac{15 \times 4,62 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 48^2} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 80 > \bar{K} = 20,4 \text{ donc les aciers comp.} \\ \text{mais ne sont pas nécessaires.} \\ E = 0,9474 \end{array} \right.$$

calcul des aciers tendus:

$$A = \frac{4,62 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9474 \times 48} = 4,15 \text{ cm}^2$$

soit 4T12/ml ($A = 4,52 \text{ cm}^2$)

Armatures transversales

$$T_{\max} = 13,18 \text{ t} \quad \tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{13,18 \cdot 10^3}{100 \times 76,48} = 3,59 \text{ kg/cm}^2$$

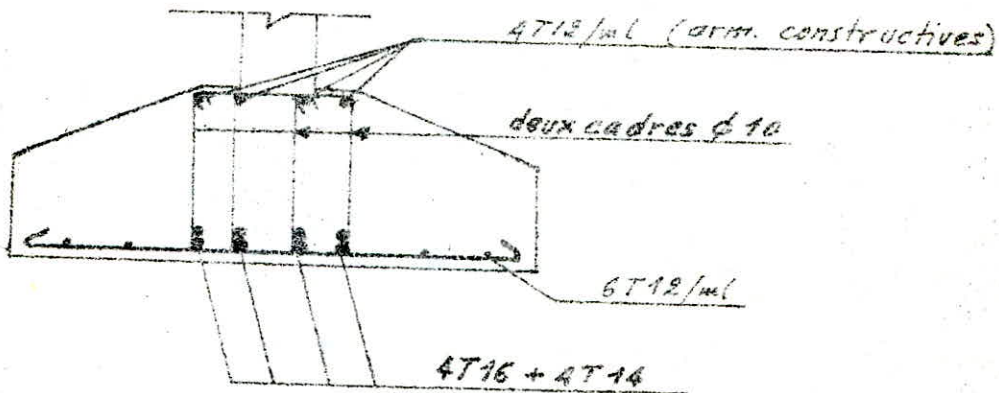
$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 48} = 0,942 \rightarrow K = 76,25$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{76,25} = 36,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$$

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

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ (pas de risque de cisaillement).

On utilisera des armatures perpendiculaires à la ligne moyenne on choisit deux cadres $\phi 10$. $\Rightarrow t = 10 \text{ mm}$, comme espacement des cadres.



2) Calcul des semelles isolées:

$$\max N (\text{sous } S P_1) = 34,258 \text{ t}$$

- Dimensionnement de la semelle

- calcul de B : les poteaux sont carrés, on doit choisir des semelles carrées (B x B) et on doit vérifier: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{N}{B \cdot B} = \frac{N}{B^2} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_s}} = \sqrt{\frac{34,258 \cdot 10^3}{2,04}} = 129,58 \text{ cm}$$

$$\text{soit } B = 160 \text{ cm} \Rightarrow \underline{B = 1,6 \text{ m}}$$

- calcul de h_e :

$$\text{condition de rigidité: } h_e \geq \frac{B - b}{4} = \frac{1,6 - 0,30}{4} = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{condition de non poinçonnement: } h \geq 1,44 \sqrt{\frac{P}{\sigma_{ho}}} = 1,44 \sqrt{\frac{24,258}{68,5}}$$

$$h_e \geq 32 \text{ cm} \quad \text{soit: } \underline{h_e = 40 \text{ cm}}$$

- calcul de h_t

$$e \geq 6\phi + 6 \quad \text{avec des } \phi 20 \quad \text{on aura } e \geq 6 \times 2 + 6 = 18 \text{ cm}$$

$$\text{soit } \underline{e = 20 \text{ cm}}$$

Verifications des contraintes

$$N_{\text{total}} = N + (\text{poids de la semelle}) + (\text{poids des terres})$$

- poids de la semelle =

$$2,5 \times 1,6 \left[0,2 \times 1,6 + \left(\frac{1,60 - 0,30}{8} \right) \times 0,40 - 0,20 \right] = 1,8 \text{ t}$$

- poids des terres:

$$1,8 \times 1,6 \times 1,6 (2 - 0,2) = 8,3 \text{ t}$$

- poids total: N_{total}

$$N_{\text{total}} = 34,258 + 8,3 + 1,8 = 44,358 \text{ t}$$

on vérifie que $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{N_{\text{total}}}{B^2} = \frac{44,358 \cdot 10^3}{160^2} = 1,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,04 \text{ kg/cm}^2$$

(vérifié).

- Ferrailage:

Le calcul des armatures se fera par la méthode des bielles. Cette méthode consiste à admettre que l'effort provenant du poteau se transmet suivant des bielles obliques de béton au niveau du point "A" (voir schéma).

Pour une semelle rectangulaire, la méthode des bielles donne les résultats suivant

$$\text{Dans le sens de } x: F_x = \frac{N_{\text{tot}} (B_x - b_x)}{8(h_e - d_x)}$$

$$\text{Dans le sens de } y: F_y = \frac{N_{\text{tot}} (B_y - b_y)}{8(h_e - d_y)}$$

les armatures seront données par:

$$A_x = F_x / \bar{\sigma}_a \quad \text{et} \quad A_y = F_y / \bar{\sigma}_a$$

Dans notre cas la semelle est carrée on aura

$$F_x = F_y = \frac{N_{\text{tot}}(B-b)}{8(40-3)} = \frac{44.353(160-30)}{8(40-3)} = 19482 \text{ kg}$$

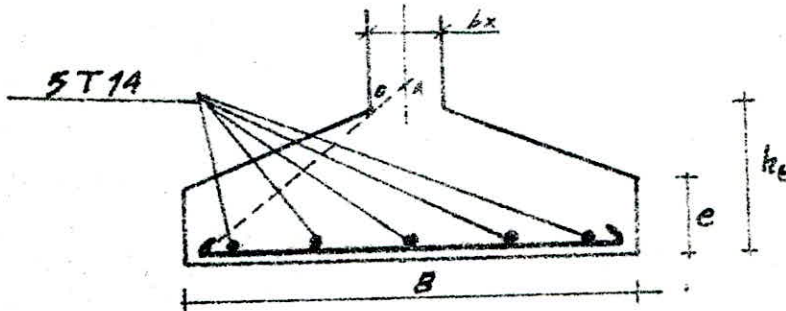
$$\text{d'où} \quad A_x = A_y = \frac{19482}{2800} = 6,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 5T14 \rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2 \quad (\text{dans les 2 sens})$$

Remarque :

Pour éviter toute vérification concernant l'effort tranchant

il faut vérifier que: $h_e \geq \frac{B-b}{4} + d = \frac{160-30}{4} + 3 = 35,5 \text{ cm}$ (réussie)



CALCULS des ESCALIERS :

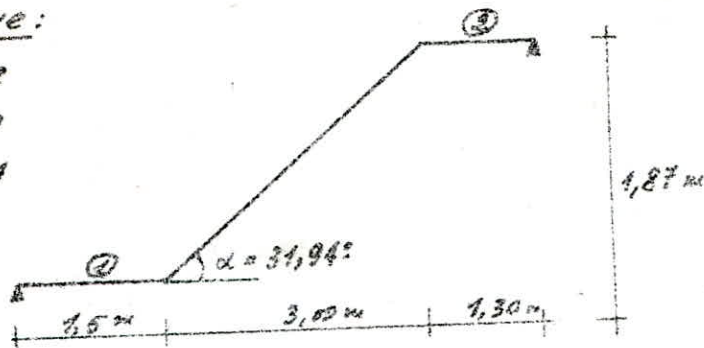
Dans ce bloc R+1, comme l'indique Le plan d'architecture, les escaliers sont du type paliers - pailleasse.

Schéma statique:

$$\alpha = 31,94^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,849$$

$$\tan \alpha = 0,624$$



La largeur de la marche est : $g = 30 \text{ cm}$, sa hauteur est $h = 17 \text{ cm}$.

Les paliers sont respectivement $1,5 \text{ m}$ et $1,30 \text{ m}$.

Prédimensionnement de l'épaisseur de la pailleasse

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \text{avec } l = 5,80 \text{ m} = 580 \text{ cm}$$

$$19,33 \leq e \leq 29 \quad \text{soit } \underline{e = 20 \text{ cm}} \quad (\text{pour toutes les pailleasses})$$

charges et surcharges :

Elles seront calculées par mètre de projection et pour un mètre d'embranchement.

- Pailleasse: Les dimensions des marches étant faibles devant la portée de la pailleasse, on peut admettre que le poids propre est uniformément réparti.

• poids de la pailleasse : $\frac{2500 \cdot e}{\cos \alpha} = \frac{2500 \times 0,2}{0,849} = 588,93 \text{ kg/m}^2$

• poids des marches : $\frac{2200 \times h}{2} = \frac{2200 \times 17}{2} = 187 \text{ kg/m}^2$

• Revêtement (mortier + carrelage) = ----- 88 kg/m^2

• Surcharges majorées = ----- $= 480 \text{ kg/m}^2$

$$\underline{q' = 1343,93 \text{ kg/m}^2}$$

Soit pour un mètre (1m) de largeur de pailleasse

$$\underline{q' = 1345 \text{ kg/ml}}$$

- Palier :

• poids propre du palier : $2500 \times 0,2$ ----- 500 kg/m^2

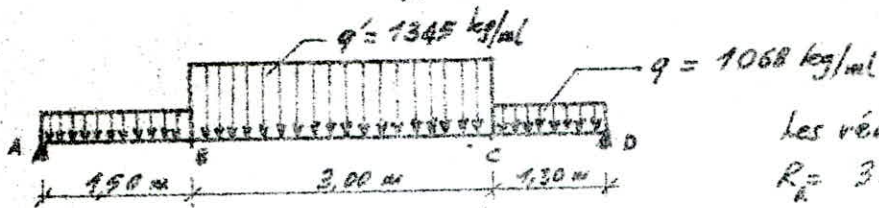
• revêtement (carrelage + mortier) ----- 88 kg/m^2

• Surcharges majorées -- $400 \times 1,2$ = ----- 480 kg/m^2

pour 1m de largeur de palier $q = 1068 \text{ kg/ml}$.

$$\underline{q = 1068 \text{ kg/ml}}$$

Détermination des efforts:



Les réactions sont

$$R_A = 3499,34 \text{ kg}$$

$$R_B = 3470,66 \text{ kg}$$

 $0 \leq x \leq 1,50$:

$$T(x) = R_A - qx \Rightarrow \begin{cases} \text{si } x=0 & T_A = R_A = 3499,34 \text{ kg} \\ \text{si } x=1,5 \text{ m} & T_B = 1897,34 \text{ kg} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{si } x=0 & M_A = 0 \\ \text{si } x=1,5 & M_B = 4047,51 \text{ kg}\cdot\text{m} \end{cases}$$

 $1,5 \leq x \leq 4,5 \text{ m}$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q'(x-1,5) - q \cdot 1,5 \\ \text{avec } x \geq 1,5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} x=1,5 & T_B(x) = 1897,34 \text{ kg} \\ x=4,5 & T_C(x) = -2137,66 \text{ kg} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(x) = R_A \cdot x - q \cdot 1,5(x-1,5) - \frac{q'}{2}(x-1,5)^2 \\ x \geq 1,5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} x=1,5 & M_B = 4047,51 \text{ kg}\cdot\text{m} \\ x=4,5 & M_C = 3687,03 \end{cases}$$

calcul de $M(x)_{\max}$: M_x est max si $T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{-q' \cdot 1,5 + R_A}{q'} + 1,5$

$$\text{d'où } x = \frac{3499,34 - 1068 \times 1,5}{1345} + 1,5 = 2,91 \text{ m}$$

$$\text{pour } x = 2,91 \text{ m} \rightarrow M_{\max} = 5385,76 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

En tenant compte d'un semi encastrement aux extrémités on a:

- en travée: $M_c = 0,85 \times M_{\max} = 4577,90 \text{ kg}\cdot\text{m}$

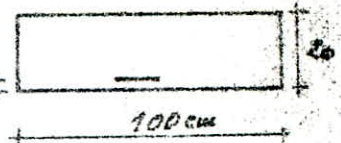
- Sur appuis $M_{\text{app}} = 0,3 M_{\max} = 1615,73 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Ferrailage des escaliers:

- en travée: $M = 4577,90 \text{ kg}\cdot\text{m}$

on a une section rectangulaire $(20 \times 100) \text{ cm}^2$

$$e = h_e = 20 \text{ cm} \text{ et } b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$



$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 4577,90 \cdot 10^6}{2800 \times 100 \times 18^2} = 0,0757 \rightarrow \begin{cases} K = 29,6 \\ \epsilon = 0,8879 \end{cases}$$

 $K > \bar{K}$ donc les aciers comprimés sont inutiles:

aciers tendus $A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{4577,9 \cdot 10^6}{2800 \times 0,8879 \times 18} = 10,23 \text{ cm}^2$

on adopte 6T16/ml $\rightarrow (A = 12,06 \text{ cm}^2)$

• Sur appui: $M_{app}^{max} = 1615,73 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 1615,73 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 18^2} = 0,02672 \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 55,43 \\ \varepsilon = 0,9290 \end{array} \right.$$

$K > \bar{K}$ Les aciers comprimés ne jouent pas.

Calcul des aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1615,73 \cdot 10^2}{2800 \times 0,929 \times 18} = 3,45 \text{ cm}^2$$

soit 4712/ml $\rightarrow (A = 4,52 \text{ cm}^2)$.

Vérification des contraintes:

• en travée: $A = 12,06 \text{ cm}^2$, $M = 4577,9 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$$\bar{\omega} = \frac{A}{b \cdot h} = \frac{12,06}{100 \times 18} = 0,67 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 26,78 > \bar{K} \text{ (vérifié)} \\ \varepsilon = 0,8804 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{4577,9 \cdot 10^2}{12,06 \times 0,8804 \times 18} = 2395,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \text{ (vérifié)}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2395,34}{26,78} = 89,45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ (vérifié)}$$

• Sur appuis: $A = 4,52 \text{ cm}^2$, $M = 1615,73 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{A}{b \cdot h} = 100 \cdot \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,251 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 47,7 > \bar{K} \text{ (vérifié)} \\ \varepsilon = 0,9202 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1615,73 \cdot 10^2}{4,52 \times 0,9202 \times 18} = 2158,12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2158,12}{47,7} = 45,25 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Condition de non fragilité du béton:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}} = 0,69 \times 100 \times 18 \times \frac{5,9}{4200} = 1,75 \text{ cm}^2$$

soit A (la plus petite) = 4,52 cm²

Condition de flèche:

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq \frac{10,0}{100 \times 18} = 0,0067 < \frac{43}{4200} = 0,01 \text{ (vérifié)}$$

Armatures transversales: $T_{max} = R_R = 3499,34 \text{ kg}$.

La contrainte de cisaillement maximal est:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{3499,34}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 18} = 2,22 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires mais on utilisera des armatures constructives.

Vérification à l'appui: $T + \frac{M}{z} < A \bar{\sigma}_a$ on a $A \bar{\sigma}_a = 4,52 \times 2800 = 12656 \text{ kg}$

$$\text{et } T + \frac{M}{z} = 3499,34 - \frac{1615,73}{\frac{7}{8} \cdot 18} = 3336,75 \text{ kg (vérifié)}$$

Remarques

• Puisque le projet est continu, récent (la décision n'a été prise qu'au début du semestre, je n'ai pas eu tous les détails architecturaux nécessaires aux calculs, ce qui m'oblige à ne pas calculer, les escaliers extérieurs.

• Les dimensions des bâtiments (R+1) sont voisines, les efforts (moments, efforts tranchants) le sont aussi, on pourra calculer le plus défavorable, comme ça été fait dans ce projet, et on en déduit le ferrailage des autres pour éviter la répétition des calculs identiques.

Conclusion

• Depuis l'intégration des étudiants du cycle (1^{er} AU fondamental), l'école souffre d'une surcharge, la réalisation de ce projet soulagera énormément.

• Espérons enfin qu'on poursuivra l'extension afin d'augmenter les capacités d'accueil d'une part et d'exploiter les terrains vacants de l'école d'autre part.

TABLE DES MATIERES

	Page
CHAPITRE I	
- Présentation de l'ouvrage -----	A 1
- Prédimensionnement des éléments -----	A 2
- Calcul des poutrelles -----	A 3
- Calcul des joints -----	A 10
CHAPITRE II	
Combinaison des efforts	
- Portique longitudinal -----	A 15
- Portique transversal -----	A 11
CHAPITRE III	
Ferraillage des poutres	
- portique longitudinal -----	A 20
- portique transversal -----	A 24
Ferraillage des poteaux	
- portique transversal -----	A 27
- portique longitudinal -----	A 30
CHAPITRE IV	
Fondations	
- Semelles filantes sous 2 poteaux -----	A 33
- Semelles isolées -----	A 38
CHAPITRE V	
Calcul des escaliers (pour le bloc R+1) -----	A 40
Conclusions et remarques -----	A 43

BIBLIOGRAPHIE

- Le calcul et la vérification des ouvrages en B.A. --- P. CHARON
- Exercices et Problèmes en Béton armé --- P. CHARON
- Règles techniques C28A68 --- D.T.U
- Règles parasismiques 69 --- D.T.U
- Complément du PS69 --- OTC 81
- Traité de béton Armé T. IV --- A. GUERRIN
- Calcul pratique des Ossatures en B.A. --- A. FUENTES
- Cours de béton III --- M. BELAZOUGHJI
- Aide mémoire de Résistances de matériaux --- J. Goulet
- " " " de béton armé --- V. DAVIDOVICI



