

13/82

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

U.S.T.A

12x

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

IMMEUBLE

D'HABITATION

DIRIGÉ PAR :

L. GAID

ÉTUDE PAR :

M. ZAOUCH

A. BENKHELIFA

PROMOTION JANVIER 82

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

المدرسة الوطنية للعلوم التطبيقية

المكتبة

« اللهم يا مقلب القلوب ثبت قلوبنا على دينك »

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicaces

Je dedie ce modeste travail :

- A mes parents
- A tous ceux qui témoignent qu'il n'y a de Dieu qu'ALLAH et que Mohammed est L'envoyé d'ALLAH.
- A tous ceux qui ont contribué de près et de loin à mon éducation et ma formation

Remerciements

Je remercie tous mes professeurs ainsi que
notre promoteur L. GAÏD

M. Zaouch



TABLE DES MATIERES

. Présentation	1
. Caractéristiques des matériaux	3
. Charges et surcharges	5
. Calcul des éléments	
- Avolère	7
- étude des encorbellements	9
. Calcul de la dalle	
- plancher terrasse	12
- armatures longitudinales	13
- plancher courant	15
- armatures longitudinales	17
. Calcul des escaliers	22
. Etude sismique	26
- détermination des coefficients sismiques	28
- étude des portiques	30
- forces sismiques horizontales	31
- forces sismiques verticales	32
. Efforts dans les portiques	
- sous les forces horizontales	33
- sous les forces verticales	47
. Superposition des sollicitations	66
. Ferrailage des poutres	78
- poutre (I-I)	
- armatures longitudinales	79
- poutre (II-II)	
- armatures longitudinales	79
. Ferrailage des poteaux	101
. Etude de la cage d'escalier	119
. Ferrailage du voile	127
. Fondation et stabilité du voile	130
. Fondations	132
. Longrines	142

PRESENTATION

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment d'habitation RDC+3 (avec vide sanitaire)

Cet ouvrage sera implanté à Bouira

Longueur : 21,25 m

Largueur : 9,30 m

Hauteur : 13,12 m (aérotere comprise)

Taux de travail du sol : l'étude du sol prévoit comme mode de fondations des semelles superficielles ancrées à partir de 1,50 m.

Le taux de travail du sol est : $\bar{\sigma}_s = 2$ bars

Béton armé : le béton entrant dans la construction du présent ouvrage sera conforme aux règles CCBA 68 et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie. En principe la composition du béton pour 1 m³ sera :

- 800 litres de gravillons ($D_g \leq 25$ mm)
- 400 litres de sable ($D_s \leq 5$ mm)
- 350 kg de ciment CPA 325
- 175 litres d'eau.

Aciers : les aciers utilisés sont des aciers doux, des aciers à HA

Ossature : l'ossature du bâtiment sera constituée de portiques longitudinaux et transversaux qui sont composés de poutres et de poteaux parfaitement encastés entre-eux assurant ainsi le contreventement du bâtiment.

Planchers : ils sont constitués de dalle pleine

Maçonnerie :

- Murs extérieurs

. cloison en briques creuses de 15 cm

. vide d'air de 5 cm

. cloison en briques creuses de 10 cm

- Murs intérieurs

. cloison de séparation en briques creuses de 10 cm

Revêtement:

- en céramique dans les salles d'eau
- en plâtre pour les murs et les plafonds
- en carrelage pour les planchers des pièces

Escaliers:

Le bâtiment sera muni d'une seule cage d'escaliers.
Les escaliers seront en béton armé avec pailleuse portense

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

BETON:

Il est dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA 325 à contrôle atténué

Résistance nominale de compression $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars} = 275 \text{ kg/cm}^2$

Résistance nominale de traction $\sigma'_{28} = 23,2 \text{ bars} = 23,66 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte de compression admissible (CCBA 68 art 9.4)

contrainte admissible en compression simple

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28} \quad \text{avec } \sigma'_{28} = 270 \text{ bars.}$$

$$\alpha = 1 \quad (\text{ciment classe 325}).$$

$$\beta = 5/6 \quad (\text{contrôle atténué du béton})$$

$$\gamma = 1 \quad (h_m > 4 \text{ kg})$$

$$\delta = 0,3 \quad (\text{en compression simple})$$

$$\epsilon = 1 \quad (\text{en compression simple})$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}'_{b0} = 67,5 \text{ bars} = 69 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{sollicitations pondérées du 1}^{\text{er}} \text{ genre})$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 67,5 = 101,3 \text{ bars} \quad (\text{" " du 2}^{\text{e}} \text{ genre})$$

en flexion simple ($\delta = 0,60$).

$$\text{alors } \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars} = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{sous SP1}).$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 135 = 202,5 \text{ bars} \quad (\text{sous SP2})$$

Contrainte de traction de référence (CCBA 68 art 9.5).

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} \quad \alpha, \beta \text{ et } \gamma \text{ sont définis précédemment}$$

$$\theta = 0,010 + \frac{2,1}{\sigma'_n} \quad \text{avec } \sigma'_n = \sigma'_{28}$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{sous SP1})$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,8 = 8,7 \text{ bars} \quad (\text{sous SP2})$$

ACIERS

Aciers doux ou ronds lisses : nuance FeE 24, $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

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

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

acier haute adhérence : nuance FeE 40

$$\sigma_{em} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } \phi \leq 20 \text{ mm}$$

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

$$\text{donc } \left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_1) \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_2) \end{array} \right\} \phi \leq 20 \text{ mm}$$

$$\text{de même } \left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2600,6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_1) \\ \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_2) \end{array} \right\} \phi > 20 \text{ mm}$$

Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration (art. 4-3)

La valeur maximale de la contrainte est limitée à la plus grande des valeurs suivantes

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_a}$$

σ_1 : contrainte de fissuration systématique

σ_2 : " " " accidentelle

η : coefficient de fissuration $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{ADX} \\ \eta = 1,6 \quad \text{HA} \end{array} \right.$

ϕ : diamètre de la plus grosse barre

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

A : section totale des barres tendues

B_f : section d'enrobage des barres tendues

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

$K = 1 \cdot 10^6$ " préjudiciable

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

CHARGES ET SURCHARGESCHARGES PERMANENTESPlancher terrasse:

1- Gravelons 1500.0,03	65 kg/m ²
2- Multicouches	10 -
3- Chape en béton 2000.0,03	60 -
4- Isolation thermique	10 -
5- béton de pente 2000.0,11	220 -
6- dalle pleine 2500.0,14	350 -
7- enduit plâtre 1700.0,015	26 -
	<u>G = 721 kg/m²</u>

Plancher courant

1- lamination (2cm)	} 2200.0,04	88 kg/m ²
2- Mortier de pose		
3- dalle pleine		350 -
4- Isolation phonique		10 -
5- enduit plâtre		17 -
+ cloisons		75 -
		<u>G = 540 kg/m²</u>

SURCHARGES D'EXPLOITATION:Plancher terrasse:

terrasse inaccessible	100 kg/m ²
Plancher courant	200 -
Escalier	400 -
Loggia et balcon	350 -

Acrotère - face horizontale de 100 kg/ml.

Remplissage

x Murs extérieurs

lignes creusées de 15mm (15mm de vide d'air)	210 kg/m ²
lignes creusées de 10mm	133 -
enduit extérieur (2cm)	28 -
enduit intérieur (1cm)	14 -
	<hr/>
	385 kg/m ²

Predimensionnement

- poutres

• $\frac{L}{16} \leq h_2 \leq \frac{L}{10}$ avec $L = 5,40m.$

33,75 cm $\leq h_2 \leq$ 54 cm soit $h_2 = 45cm.$

• $b = (0,4 \div 0,7) h_2$ soit $b = 25cm.$

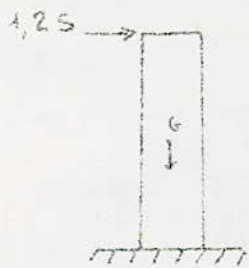
- potence

Après avoir fait une descente de charges q sur la file de potence la plus chargée, on obtient une section inférieure à celle qui a été imposée

Donc la section (25x35) sera maintenue pour tous les potence.

CALCUL DES ELEMENTS

ACROTERE



hauteur : $h = 50 \text{ m}$

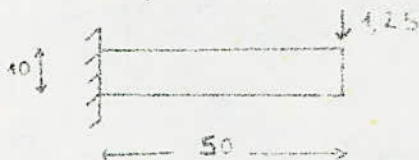
épaisseur : $e = 10 \text{ m}$

Il sera calculé comme une poutre en console encastrée sur le plancher terrasse.

$$G = 0,10 \cdot 0,50 \cdot 1 \cdot 2500 = 12,5 \text{ kg/ml}$$

S: surcharge due à la main courante appliquée horizontalement. $S = 100 \text{ kg/ml}$.

On effectue le calcul pour 1 ml. On considère une section rectangulaire (100×10) cm soumise à la flexion composée



l'enrobage est 2 cm.

effort normal : $N = G = 12,5 \text{ kg/ml}$

Moment : $M = 1,25 \cdot h = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,50 = 60 \text{ kgm}$

$$\text{excentricité } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{60 \cdot 100}{125} = 48 \text{ cm}$$

$e_0 > \frac{h_k}{6} = \frac{10}{6} = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

le calcul sera en flexion composée par la méthode CHARON

Calcul du moment par rapport aux aciers tendus

$M_A = N \cdot y_A$ y_A : distance entre les aciers tendus et le centre de pression

$$y_A = e_0 + \left(\frac{h_k}{2} - d \right) = 48 + \left(\frac{10}{2} - 2 \right) = 51 \text{ cm}$$

d'où $M_A = 12,5 \cdot 51 = 637,5 \text{ kgm}$

Calcul du moment résistant du béton M_{rb}

$$M_{rb} = b \cdot \frac{\sigma_b'}{2} y \left(h - \frac{y}{3} \right) \text{ avec } y = \frac{n \sigma_b'}{n \sigma_b' + \sigma_a} h$$

$$\bar{\sigma}_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2, \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad z = 10 - 2 = 8 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

donc $y = 3,4 \text{ cm}$ d'où $M_{r,b} = 160741,8 \text{ kgcm}$

$M_{r,b} > M_A$ donc les aiers comprimés ne sont pas nécessaires

Détermination des armatures tendues

On calcule la section en flexion simple sous l'effet du moment M_A (par rapport aux aiers tendus) puis on déduit la section en flexion composée.

$$\mu = \frac{\eta M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 6375}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0053 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} K = 136 \\ \epsilon = 0,9669 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot z} = \frac{6375}{2800 \cdot 0,9669 \cdot 8} = 0,29 \text{ cm}^2$$

en flexion composée

$$A_1 = A' = 0$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,29 - \frac{125}{2800} = 0,25 \text{ cm}^2$$

Cette section calculée étant très faible, on adopte une armature minimale imposée par la condition de non-fragilité

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \frac{5,9}{4200} = 0,77 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 4 \text{ T6/ml}$ ($A = 1,13 \text{ cm}^2$).

L'espacement sera donc de 25 cm

Vérification de la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,13}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 2,82 \cdot 10^{-3}$$

$$\bar{\sigma}_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 10^6 \frac{1,6}{6} \frac{0,00282}{1 + 0,0282} = 731,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{K \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_1} = 2,4 \sqrt{10^6 \frac{1,6}{6} \frac{5,9}{6}} = 3010,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3010,38 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

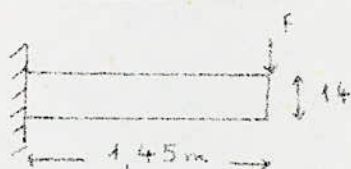
Vérification de l'effort tranchant

$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M_A}{z} = 120 + \frac{6375}{8} < 0$ donc les armatures ne seront soumises à aucun effort de traction.

Etude des encorbellements

On a deux types de balcons, l'un sera calculé comme une dalle en console, l'autre comme une dalle encastree des deux cotés.

1/ Le 1^{er} type.



On prend la même dalle que le plancher courant, donc $G = 540 \text{ kg/m}^2$
surcharge majorée : $1,2 \cdot 350 = 420 \text{ kg/m}^2$

Pour ferriller le balcon, on prend une bande de 1m, d'où la charge par ml. $q = G + 1,2P = 540 + 420 = 960 \text{ kg/ml}$.

diagramme des moments

$$F = 1400 \cdot 1,015 \cdot 2,76 = 579,6 \text{ kg}$$

Le moment est maximum au niveau de l'encastrement

$$M = F \cdot l + q \frac{l^2}{2} = 960 \cdot \frac{1,45^2}{2} + 579,6 \cdot 1,45 = 1850 \text{ kgm}$$



Armatures principales

$$\mu = \frac{\sigma_s M}{\sigma_a b R^2} = \frac{15 \cdot 1850 \cdot 10^4}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,0688 \rightarrow \begin{cases} K = 31,48 \\ \epsilon = 0,8923 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon R} = \frac{1850 \cdot 10^4}{2800 \cdot 0,8923 \cdot 12} = 6,17 \text{ cm}^2$$

Soit BT10 ($A = 6,28 \text{ cm}^2$)

Armatures transversales

$$T = ql + F = 960 \cdot 1,45 + 579,6 = 1971,6 \text{ kg}$$

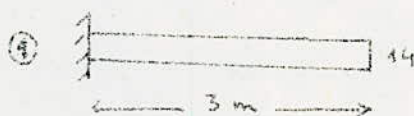
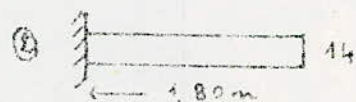
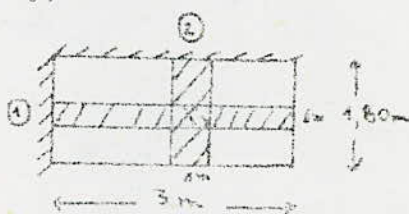
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1971,6}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 12} = 1,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ vérifié

donc il est inutile de disposer des armatures transversales. On prévoit des armatures constructives. 4T6/ml.

2/ Le 2^e type.



On prend la même charge que le plancher courant, soit $G = 540 \text{ kg/m}^2$

Surcharge majorée $1,2 \cdot 350 = 420 \text{ kg/m}^2$ d'où $q = 960 \text{ kg/m}$

$F =$ force due aux poids du mur

$$F = 1400 \cdot 0,15 \cdot 1 \cdot 2,76 = 579,6 \text{ kg}$$

Diagramme des moments



$$M(x) = q \frac{x^2}{2} + Fx$$

$$M_{max} = q \frac{l^2}{2} + Fl$$



$$M_{max} = 6058,8 \text{ kgm}$$

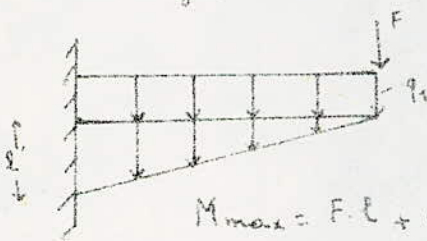
$$\mu = \frac{15 \cdot 6058,8 \cdot 10^4}{2800 \cdot 100 \cdot 12^4} = 0,2254 \rightarrow \begin{cases} k = 14,2 \\ \epsilon = 0,8288 \end{cases}$$

$$A = \frac{6058,8 \cdot 10^4}{2800 \cdot 0,8288 \cdot 12} = 21,75 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 20T12 \text{ (} 22,6 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{14,2} = 197,18 > 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

Donc le béton comprimé ne peut pas résister, alors il faut soit augmenter la section du béton au niveau de l'encastrement, soit mettre des aciers comprimés. Comme l'épaisseur de la dalle est faible alors il faut mieux la section du béton.

Soit $h'_2 = 30 \text{ cm}$

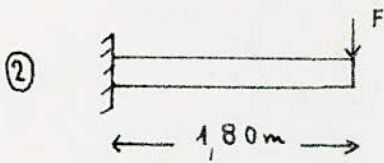


$$M_{max} = F \cdot l + q \frac{l^2}{2} + \left(\frac{l \cdot q'}{2} \cdot 2500 \right) \cdot \frac{l}{3}$$

$$M_{max} = 6058,8 + \left(\frac{0,16 \cdot 3}{2} \cdot 2500 \right) \cdot \frac{3}{3} = 6658,8 \text{ kgm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 6658,8 \cdot 10^4}{2800 \cdot 100 \cdot 28^4} = 0,0455 \rightarrow \begin{cases} k = 40,5 \\ \epsilon = 0,9099 \end{cases}$$

$$A = \frac{6658,8 \cdot 10^4}{2800 \cdot 0,9099 \cdot 28} = 9,33 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 10T12 / ml \text{ (} 11,31 \text{ cm}^2 \text{)}$$



$$q = 960 \text{ kg/ml}$$

$$F = 579,6 \text{ kg}$$

$$M = q \frac{l^2}{2} + F \cdot l = 2598,4 \text{ kgm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 2598,4 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,0966 \rightarrow \begin{cases} k = 29,3 \\ \epsilon = 0,8759 \end{cases}$$

$$A = \frac{2598,4 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8759 \cdot 12} = 8,83 \text{ cm}^2$$

Soit 8 T 12 / ml (9,04 cm²)

Armatures transversales

$$T = q l + F = 960 \cdot 1,8 + 579,6 = 2307,6 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2307,6}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 12} = 2,19 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

les armatures transversales sont donc inutile

CALCUL DE LA DALLE

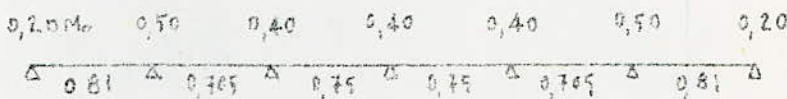
I/ Plancher terrasse

La dalle sera considérée comme des poutres reposant sur des appuis. Elle sera calculée par la méthode forfaitaire.

La dalle sera divisée comme suit :

. poutre à 6 travées } on travaille par ml.
 . " à 7 " }

a/ Poutre à 6 travées



$h = 100 \text{ mm}$ $h_f = 14 \text{ mm}$

$M_0 = q \ell^2 / 8$ $q = G + 1,2 P$

Charge supportée par la poutre

. poids propre :	721 · 1	721 kg/ml
. surcharge	1,2 · 100 · 1	120 —
		841 kg/ml

d'où $q = 841 \text{ kg/ml}$

$M_0 = 841 \cdot \frac{2,75^2}{8} = 795 \text{ kgm}$

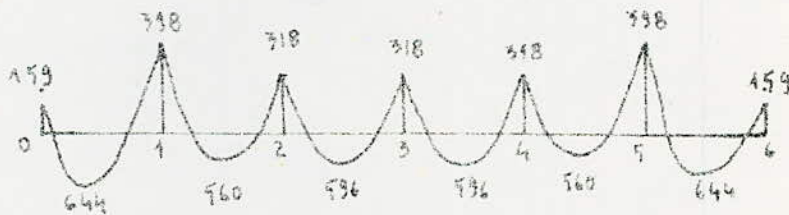


Diagramme de l'effort tranchant

travée (0,1)

$$M = q \frac{\ell}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M_0 + \frac{M_1 - M_0}{\ell} x$$

$$T = \frac{dM}{dx} = q \frac{\ell}{2} - q x + \frac{M_1 - M_0}{\ell}$$

$$T_0(x=0) = q \frac{\ell}{2} + \frac{M_1 - M_0}{\ell}$$

$$T_0 = 841 \cdot \frac{2,75}{2} + \frac{798 - 159}{2,75} = 1243 \text{ kg}$$

$$T_y(x=l=2,75) = -q \frac{l}{2} + \frac{M_1 - M_0}{l}$$

$$T_y = -841 \frac{2,75}{2} + \frac{398 - 199}{2,75} = -1070 \text{ kg}$$

2^e travée (1-2)

$$T_0 = 1127 \text{ kg}$$

$$T_y = -1185 -$$

3^e travée (2-3)

$$T_0 = 1156 \text{ kg}$$

$$T_y = -1156 -$$

4^e travée (3-4)

$$T_0 = -T_y = 1156 \text{ kg}$$

5^e travée (4-5)

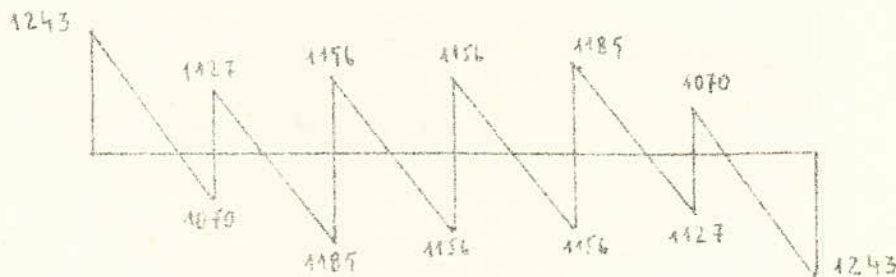
$$T_0 = 1185 \text{ kg}$$

$$T_y = -1127 \text{ kg}$$

6^e travée (5-6)

$$T_0 = 1070 \text{ kg}$$

$$T_y = -1243 -$$



Calcul des armatures longitudinales

1) En travée

$$\mu = \frac{15 \cdot 844 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,0239 \rightarrow \begin{cases} k = 59,5 \\ \xi = 0,3329 \end{cases}$$

$$\sigma'_s = \frac{2800}{59,5} = 47,05 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

Armatures de répartition : soit 3T6/ml.

$$A = \frac{644 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,3329 \cdot 12} = 2,05 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 8T6/ml}$$

Vérification de la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,26}{2100,2} = 0,0056$$

$$\phi = 6 \text{ mm} \quad \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_1 = 2263 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 3656 \text{ —}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification à l'adhérence (art 29)

On vérifie que $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

$$\tau_d = \frac{T}{n p z}$$

n: nbre de barres isolées

$$T = T_{max} = 1243 \text{ kg}$$

$$z = (7/8) \cdot 12 = 10,5 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_d = 2,4 \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{1243}{8 \cdot 3,14 \cdot 0,6 \cdot 10,5} = 7,85 < \bar{\tau}_d \text{ vérifié}$$

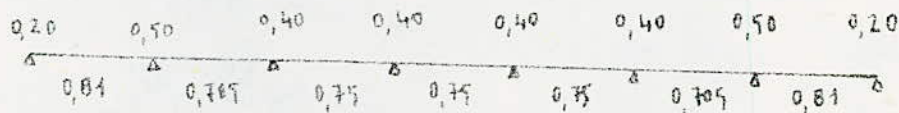
Armatures transversales

Si $\tau_b \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$ et il n'y a pas (reprise) discontinuité de bétonnage, on ne prévoit pas d'armatures transversales

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b z} = \frac{1243}{100 \cdot 10,5} = 1,18 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

On ne prévoit pas d'armatures transversales

b) Poutre à 7 travées



Le calcul est identique que précédemment

II) Plancher courant

charge supportée par la dalle

• poids propre		540 kg/ml
----------------	--	-----------

• surcharge	1,2 · 200 · 1	240 —
-------------	---------------	-------

soit $q = 780 \text{ kg/ml}$

$$M_0 = q \cdot \frac{l^3}{8} = 780 \cdot \frac{2,75^3}{8} = 738 \text{ kgm}$$

a) Poutre à 6 travées : diagramme des moments

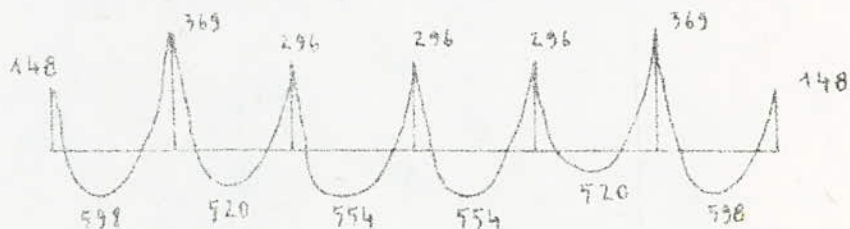


Diagramme de l'effort tranchant

1^{ère} travée (0-1)

$$T_0 = 1153 \text{ kg}$$

$$T_1 = -992 -$$

2^e travée (1-2)

$$T_0 = 1046 \text{ kg}$$

$$T_1 = -1099 -$$

3^e travée (2-3)

$$T_0 = 1073 \text{ kg}$$

$$T_1 = -1073 \text{ kg}$$

4^e travée (3-4)

$$T_0 = -T_1 = -1073 \text{ kg}$$

5^e travée (4-5)

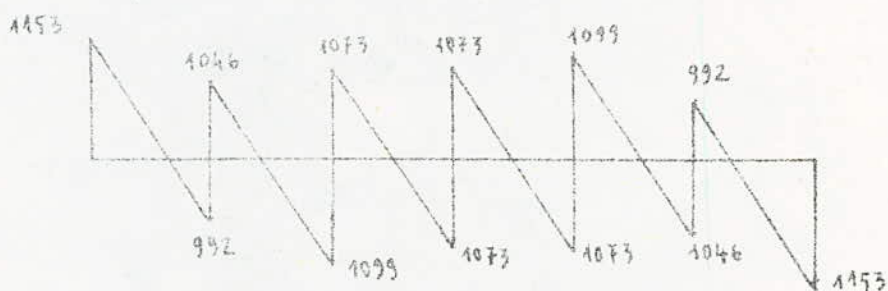
$$T_0 = 1099 \text{ kg}$$

$$T_1 = -1046 -$$

6^e travée (5-6)

$$T_0 = 992 \text{ kg}$$

$$T_1 = -1153 -$$



Calcul des armatures longitudinales

1°) En travée

$$\mu = \frac{15.598 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,0222 \longrightarrow \begin{cases} K = 61,5 \\ \varepsilon = 0,9346 \end{cases}$$

$$\bar{K} = \frac{2800}{137,7} = 20,3 < 61,5 \Rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont nécessaires}$$

$$A = \frac{598 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9346 \cdot 12} = 1,90 \text{ m}^2 \quad \text{Soit 7T6 / ml. (1,98 m}^2\text{)}$$

Armatures de répartition : 3T6 / ml.

2°) Aux appuis

$$\mu = \frac{15.369 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,0137 \longrightarrow \begin{cases} K = 81 \\ \varepsilon = 0,9479 \end{cases}$$

$$\bar{K} = 20,3 < 81 \Rightarrow \text{armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$A = \frac{369 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9479 \cdot 12} = 1,15 \text{ m}^2 \quad \text{Soit 7T6 / ml.}$$

Armatures de répartition : 3T6 / ml.

Vérification des contraintes

a) En travée

$$w = \frac{100 \cdot 1,98}{100 \cdot 12} = 0,165 \longrightarrow \begin{cases} K = 60 \\ \varepsilon = 0,9334 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{598 \cdot 10^2}{1,98 \cdot 0,9334 \cdot 12} = 2696 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

b) Aux appuis

$$w = \frac{100 \cdot 1,15}{100 \cdot 12} = 0,165$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{369 \cdot 10^2}{1,15 \cdot 0,9334 \cdot 12} = 1663 < 2800 \text{ vérifié}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{1663}{60} = 27,7 < 137,7 \text{ vérifié}$$

Condition de non-fragilité

$$A \geq b \cdot h \cdot \psi_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{f_{tk}}{h} \right)^2 = 1,85$$

$$A_t = A_a = 1,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la fissuration

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,98}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,00495$$

$$\bar{\sigma}_1 = 2263 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 3656 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 \\ \bar{\sigma}_2 \end{array} \right. \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification de l'adhérence

$$\tau_d = \frac{T}{n p z} = \frac{1193}{7,3 \cdot 14 \cdot 0,6 \cdot 10,5} = 7,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

} vérifié

Armatures transversales

Si $\tau_b \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$ et s'il n'y a pas reprise de bétonnage, on ne prévoit pas d'armatures transversales

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b z} = \frac{1193}{100 \cdot 10,5} = 1,098 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78$$

donc pas d'armatures transversales

β) Poutre à 3 travées

$q = 780 \text{ kg/m}$

$M_0 = q l^2 / 8 = 738 \text{ kgm}$

diagramme des moments

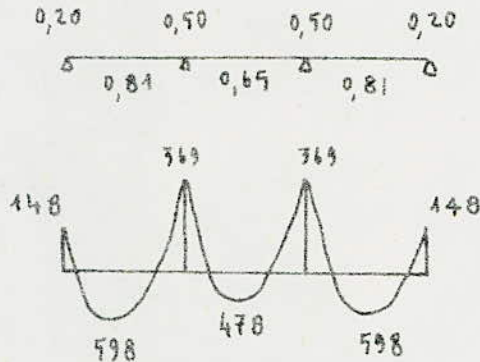


diagramme de l'effort tranchant

travée (0-1)

$T_0 = 1153 \text{ kg}$

$T_1 = -992$

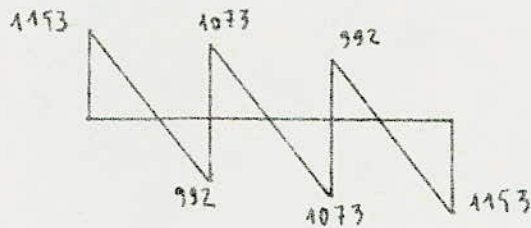
travée (1-2)

$T_1 - T_0 = -1073 \text{ kg}$

travée (2-3)

$T_2 = 992 \text{ kg}$

$T_3 = -1153$



Calcul des armatures

1°) En travée

$M_{max} = 598 \text{ kgm}$ donc même armatures que la poutre à 6 travées

2°) Aux appuis

$M_{max} = 369 \text{ kgm}$ donc même ferrailage que la poutre à 6 travées

γ) Poutre à 2 travées

$$q = 780 \text{ kg/m}$$

$$M_0 = 738 \text{ kgm.}$$

diagramme des moments

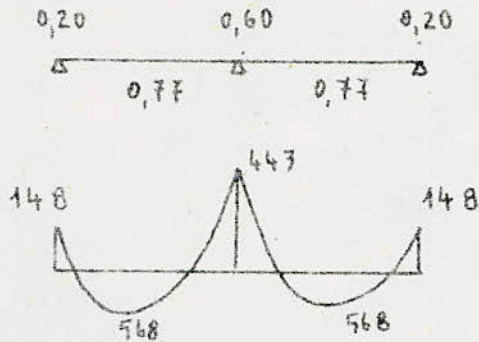


diagramme de l'effort tranchant

travée (0-1)

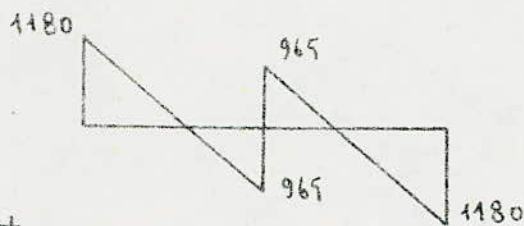
$$T_0 = 1180 \text{ kg}$$

$$T_1 = -965$$

travée (1-2)

$$T_0 = 965 \text{ kg}$$

$$T_1 = -1180$$



Calcul des armatures

a) en travée

$$\mu = \frac{15 \cdot 568 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,0211 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 63,5 \\ \epsilon = 0,9363 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{568 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9363 \cdot 12} = 1,80 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 7T6/\text{ml} \quad (1,98 \text{ cm}^2)$$

Armatures de répartition : soit 3T6/ml.

b) sur appui

$$\mu = \frac{15 \cdot 443 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,0164 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 73,25 \\ \epsilon = 0,9433 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{443 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9334} = 1,39 \text{ m}^2 \quad \text{Soit } 776 \text{ / ml}$$

Armatures de répartition : 376 / ml

Vérification des contraintes

* En travée

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot 1,98}{100 \cdot 12} = 0,165 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} K = 60 \\ \varepsilon = 0,9334 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{568 \cdot 10^2}{1,98 \cdot 0,9334 \cdot 12} = 2561 < 2800 \quad \text{vérifié}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2561}{60} = 42,68 < 137,7 \quad \text{vérifié}$$

* Aux appuis

$$\bar{\omega} = 0,165$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{443 \cdot 10^2}{1,98 \cdot 0,9334 \cdot 12} = 1997 < 2800 \quad \text{vérifié}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{1997}{60} = 33,29 < 137,7 \quad \text{vérifié}$$

Condition de non-fragilité

$$A \geq b \cdot h \cdot \Psi_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_e}{h} \right)^2 = 1,85$$

$$A_t = A_a = 1,98 \text{ m}^2 > 1,85 \text{ m}^2 \quad \text{vérifié}$$

Vérification de la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{1,98}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 4,95 \cdot 10^{-3}$$

On trouve $\sigma_1 = 2263 \text{ bars}$

$\sigma_2 = 3656 \text{ —}$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \\ \sigma_2 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg / cm}^2$$

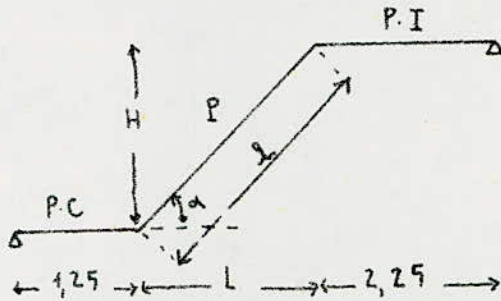
Vérification de l'adhérence

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot z} = \frac{1180}{7 \cdot 3,14 \cdot 0,6 \cdot 10,5} = 8,52 \text{ kg / cm}^2 < \bar{\tau}_a = 2 \Psi_a \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg / cm}^2$$

vérifié

ETUDE DES ESCALIERS

On a un seul type d'escalier qui comporte 2 paliers et une paillasse



$n = \text{nbre de marche} = 30$

$h = \text{hauteur d'une contre-marche} = 18 \text{ et } 18,5$

$g = \text{largeur d'une marche} = 30 \text{ cm.}$

$L = 8 \cdot 30 = 2,40 \text{ m}$

$H = 7 \cdot 18 + 18,5 = 144,5 \text{ cm}$

$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{144,5}{240} = 0,602 \quad \text{d'où } \alpha = 31^{\circ} 05'$

$l = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{144,5^2 + 240^2} = 268,4 \text{ cm.}$

Prédimensionnement de l'épaisseur de la paillasse

$\frac{l'}{30} \leq e \leq \frac{l'}{20} \quad \text{avec } l' = 5,90 \text{ m} \quad \text{donc } 19,6 \leq e \leq 29,5 \text{ cm}$

Soit $e = 20 \text{ cm.}$

Evaluation des charges et surcharges:

* Palier courant et intermédiaire

- poids propre	0,2 · 2500	500 kg/m ²
- carrelage	0,02 · 2200	44 -
- mortier de pose		44 -
- isolation phonique		10 -
- enduit plâtre		17 -

$G_1 = 615 \text{ kg/m}^2$

Surcharge majorée $P_1 = 1,2 \cdot 400 = 480 \text{ kg/m}^2$

$q_1 = G_1 + P_1 = 1095 \text{ kg/m}^2$

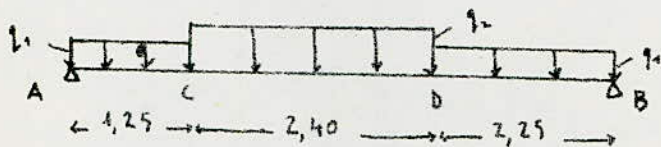
* Charges et surcharges de la paillasse

- poids propre	$0,20 \cdot 2500$	500 kg/m^2
- p.p. des marches ($7 \frac{0,18 \cdot 0,30}{2}$)	$\frac{2500}{1,2,684}$	176 —
- mortier de pose		44 —
- carrelage		44 —
- enduit		17 —
		<hr/>
		$G_2 = 781 \text{ kg/m}^2$

Surcharge majorée $P_2 = 1,2 \cdot 400 = 480 \text{ kg/m}^2$

$$q_2 = \frac{1}{\cos \alpha} G_2 + P_2 = \frac{781}{\cos 31,05} + 480 = 1392 \text{ kg/m}^2$$

Schema statique des escaliers



Nous considérons une bande de 1 m de largeur

Calcul des moments

$$\sum M/B = R_A \cdot 5,90 - q_1 \cdot 1,25 \cdot 5,275 - q_2 \cdot 2,40 \cdot 3,45 - q_1 \cdot \frac{2,25^2}{2} = 0$$

Soit $R_A = 3647 \text{ kg}$

$R_B = 3526 -$

Moment entre (A-C)

$0 < x < 1,25 \quad M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot \frac{x^2}{2}$

Moment entre (C-D)

$0 < x < 2,40 \quad M(x) = R_A (x+1,25) - q_1 \cdot 1,25 (x+1,25) - q_2 \cdot \frac{x^2}{2}$

Moment entre (B-D)

$0 < x < 2,25 \quad M(x) = R_B \cdot x - q_2 \cdot \frac{x^2}{2}$

$\frac{dM}{dx} = R_A - q_1 \cdot 1,25 - q_2 \cdot x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_1 \cdot 1,25}{q_2} = 1,63 \text{ m}$

$M_{max} = 5592 \text{ kgm} = M_0 =$ moment correspondant à la poutre isostatique

On doit tenir compte des encastremets aux appuis, alors les

moments seront :

* aux appuis : $M_a = 0,30 M_0 = 1677,6 \text{ kgm}$

* en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 4753 \text{ —}$

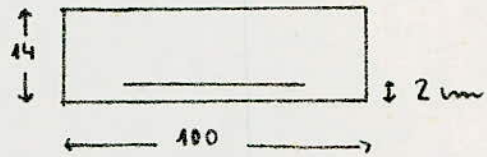
Détermination des armatures

a) en travée

$$\mu = \frac{15 \cdot 4753 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 18^2} = 0,0785 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 28,9 \\ \varepsilon = 0,8861 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{28,9} = 96,8 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{4753 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8861 \cdot 18} = 10,64 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7T14/\text{ml.}$$



Armatures de répartition : 5T8/ml.

b) Aux appuis

$$\mu = \frac{15 \cdot 1677,6 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 18^2} = 0,0277 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 54,5 \\ \varepsilon = 0,9281 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{54,5} = 51,3 < 137,7$$

$$A = \frac{1677,6 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9281 \cdot 18} = 3,58 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8T8/\text{ml}$$

Armatures de répartition : 5T8/ml.

VERIFICATIONS

* Condition de non-fragilité

La section d'armatures doit être suffisante pour équilibrer l'effort qui entraîne la fissuration du béton

$$A \gg 0,69 \cdot b h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{\text{ben}}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 12 \frac{5,9}{4200} = 1,16 \text{ cm}^2$$

. En travée $A = 10,78 \text{ cm}^2 > 1,16 \text{ cm}^2$ vérifié

. Aux appuis $A = 4,02 \text{ cm}^2 > 1,16 \text{ cm}^2$ vérifié

* vérification de la flèche

$$\frac{A}{b h} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{\text{ben}}} \Rightarrow A \leq b h \frac{43}{\bar{\sigma}_{\text{ben}}} = 100 \cdot 18 \cdot \frac{43}{4200} = 18,42 \text{ cm}^2$$

En travée $A = 10,78 \text{ cm}^2 < 18,42 \text{ cm}^2$ vérifié

Sur appui $A = 4,02 \text{ cm}^2 < 18,42 \text{ cm}^2$ vérifié

Contrainte de cisaillement

$$z_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{3647}{100 \cdot (7/8) \cdot 18} = 2,31 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

des armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais on dispose des armatures constructives

Vérification de l'effort tranchant à l'appui

$$T + \frac{M}{z} = 3647 - \frac{1677,6 \cdot 10^2}{(7/8) \cdot 18} < 0$$

donc pas d'armatures inférieures

ETUDE SISMIQUE

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de la gravité ($9,8 \text{ m/s}^2$)
 Les effets qui en résultent peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque. On peut concevoir deux composantes, l'une verticale, l'autre horizontale

des forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher

Recommandations de conception générale des bâtiments

- . Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments et surtout le rapport de cette hauteur à la longueur.
- . Éviter les grandes ouvertures
- . Éviter les ensembles mal équilibrés
- . Éviter des éléments de construction mal liés à l'ossature
- . Établir des fondations profondes et soigneusement chaînées afin de s'opposer aux efforts de soulèvement

Pour la superstructure

- . Abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction
- . Réaliser des nœuds rigides

Pour les poteaux:

Les crochets sont interdits aux extrémités et aux recouvrements
 Dans les poteaux, les recouvrements des barres en attente devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre des barres

Calcul sismique

La vérification de la stabilité d'un bâtiment vis à vis de l'action sismique se fait en substituant aux effets dynamiques réels des sollicitations statiques et en considérant aussi des systèmes de forme fictifs (ou systèmes équivalents)

Les systèmes équivalents résultent de la combinaison :

- d'un système de forces élémentaires verticales ascendantes ou descendantes (S.I.v)

Détermination des coefficients sismiques (PS 69 art 3,112-1)

$$\sigma_x = \alpha \beta \gamma S$$

α : coefficient d'intensité dépendant de l'intensité nominale i_N

Comme notre bâtiment sera implanté à Bourra zone de moyenne sismicité. $i_N = 8 \Rightarrow \alpha = 1$

β : coefficient de réponse qui caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence, il dépend:

* de la période T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée.

* du degré d'amortissement de l'ouvrage.

* de la nature de la fondation

a) Évaluation de la période du mode fondamental

$$T = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{L_x}} \quad \text{Le contreventement est assuré par une ossature en béton armé}$$

H = hauteur du bâtiment = 11,92 m

L_x = longueur du portique

portique longitudinal (II-II) $L = 18,25$ m

portique transversal (I-I) $L = 9,90$ m

dans le sens longitudinal $T = 0,251$

portique transversal $T = 0,297$

b) Amortissement normal

Notre bâtiment est à usage d'habitation, l'amortissement est considéré comme normal.

Pour un amortissement normal $\beta = \frac{0,065}{\sqrt{T}}$
avec $0,05 < \beta \leq 0,1$

sens longitudinal $\beta = 0,103$

sens transversal $\beta = 0,097$

γ : coefficient de distribution (PS 69 art 3,112-14)

Il dépend de la structure et caractérise le comportement de la masse à laquelle il se rapporte

Pour les bâtiments d'habitation composés d'étage pouvant être considérés comme identiques.

γ est donné par:
$$\gamma = \frac{3n}{2n+1}$$

n: rang du plancher considéré compte à partir de la base
 n: nbre du plancher dans notre cas n=5

n=5	n	5	4	3	2	1
	γ _n	1,363	1,091	0,818	0,545	0,272

δ: coefficient de fondation

Il est indépendant des propriétés dynamiques de la construction
 Il tient compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage. Dans notre cas δ=1,15.

terrain de consistance moyenne

semelles superficielles

Coefficient sismique horizontal
longitudinalement

$$\sigma_L = \alpha \beta_L \gamma_n \delta = 1 \cdot 0,103 \cdot 1,15 \cdot \gamma_n = 0,1184 \gamma_n$$

transversalement

$$\sigma_T = \alpha \beta_T \gamma_n \delta = 1 \cdot 0,097 \cdot 1,15 \cdot \gamma_n = 0,1115 \gamma_n$$

Coefficient sismique vertical

$$\sigma_V = \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \sigma_H \text{ avec } \sigma_H = \max(\sigma_L, \sigma_T)$$

Tableau donnant les coefficients sismiques

niveaux	5	4	3	2	1
σ _L	0,1613	0,1291	0,0968	0,0645	0,0322
σ _T	0,1519	0,1216	0,0912	0,0607	0,0303
σ _V	0,1613	0,1291	0,0968	0,0645	0,0322

Etude du portique longitudinal (II-II)

Surface revenant à ce portique $S = 99,56 \text{ m}^2$

• niveau 5: terrasse

$G = 721 \text{ kg/m}^2$ $P = 100 \text{ kg/m}^2$

Charges permanentes

- plancher	$721 \cdot 99,56$	71783 kg
- Arotère	$125 (21,25 + 9,9)$	3894 -
- poutres transv.	$0,45 \cdot 0,25 (9,9 \cdot 3 + 8,10) 2500$	10631 -
- poutres longit.	$0,45 \cdot 0,25 \cdot 18,25 \cdot 2500$	5133 -
- 1/2 poteau	$\frac{1}{2} \cdot 0,25 \cdot 0,35 \cdot 2,69 \cdot 2500 \cdot 11$	3236 -
- 1/2 voile	$\frac{1}{2} \cdot 0,15 \cdot 5,65 \cdot 2,69 \cdot 2500$	2850 -
- 1/2 mur	$\frac{1}{2} \cdot 385 (21,25 + 9,9) 2,69$	16130 -
		<hr/>
		$G = 113657 \text{ kg}$

Surcharge : $100 \cdot 99,56 = 9956 \text{ kg}$

$W = G + P/S = 115648 \text{ kg}$

• niveau (1, 2, 3, 4)

$G = 540 \text{ kg/m}^2$ $P = 200 \text{ kg/m}^2$

Charges permanentes

- plancher	$540 \cdot 99,56$	53762 kg
- poutres transv.	$0,25 \cdot 0,45 (9,9 \cdot 3 + 8,10) 2500$	10631 -
- poutres longit.		5133 -
- poteaux	$0,25 \cdot 0,35 \cdot 2,69 \cdot 2500 \cdot 11$	6472 -
- Murs	$(21,25 + 9,9) \cdot 385 \cdot 2,69$	32260 -
- Balcons	$540 \cdot 3 \cdot 1,65 \cdot 3$	6682 -
- voile	$0,15 \cdot 5,65 \cdot 2,69 \cdot 2500$	5700 -
		<hr/>
		$G = 120640 \text{ kg}$

Surcharge $200 \cdot 99,56 = 19912 \text{ kg}$

d'où $W = 124622 \text{ kg}$

Etude du portique transversal (I-I)Surface lui revenant $S = 3,9,90 = 29,7 \text{ m}^2$ niveau 5

$G = 721 \text{ kg/m}^2$

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

Charges permanentes

- plancher	$721 \cdot 29,7$	21414 kg
- Arrière	$125 \cdot 3,2$	$750 -$
- poutres transv	$0,45 \cdot 0,25 \cdot 9,9 \cdot 2500$	$2784 -$
- poutres longit	$0,45 \cdot 0,25 \cdot 3 \cdot 2500 \cdot 2$	$1754 -$
- 1/2 poteau	$1/2 \cdot 0,25 \cdot 0,35 \cdot 2,69 \cdot 2500 \cdot 3$	$883 -$
- 1/2 Mur	$1/2 \cdot 385 \cdot 3 \cdot 2,69 \cdot 2$	$3107 -$

$G = 28316 \text{ kg}$

Surcharge : $100 \cdot 29,7 = 2970 \text{ kg}$ d'où $W = 31286 \text{ kg}$ niveau (1,2,3,4)

$G = 540 \text{ kg/m}^2$

$P = 200 \text{ kg/m}^2$

Charges permanentes

- plancher	$540 \cdot 29,7$	16038 kg
- poutres transv	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 9,9 \cdot 2500$	$2784 -$
- poutres longit	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 3 \cdot 2500 \cdot 2$	$1754 -$
- poteaux	$0,25 \cdot 0,35 \cdot 2,69 \cdot 2500 \cdot 3$	$1765 -$
- Mur	$2 \cdot 3 \cdot 385 \cdot 2,69$	$6214 -$

$G = 28555 \text{ kg}$

Surcharge : $200 \cdot 29,7 = 5940 \text{ kg}$ d'où : $W = 29743 \text{ kg}$ Evaluation des forces sismiques horizontales

$F_H = W \cdot \sigma_x$

. dans le sens longitudinal : $F_L = W \cdot \sigma_L$ avec $\sigma_L = \alpha \beta_L \gamma_R \cdot \delta$. dans le sens transversal : $F_T = W \cdot \sigma_T$ avec $\sigma_T = \alpha \beta_T \gamma_R \cdot \delta$

	niveaux	W_L (kg)	G_L	F_L (t)	Forces cumulées
portique longit II-II 10,25m	5	115648	0,1613	18,332	18,332
	4	124622	0,1291	16,088	34,42
	3	"	0,0968	12,063	46,483
	2	"	0,0645	8,038	54,52
	1	"	0,0322	4,013	58,53
portique transvers I-I 9,90m	5	31286	0,1519	4,752	4,75
	4	29743	0,1216	3,616	8,37
	3	"	0,0912	2,712	11,08
	2	"	0,0607	1,805	12,88
	1	"	0,0303	0,901	13,78

Evaluation des forces sismiques verticales

$$F_v = W \cdot G_v$$

	niveaux	W	G_v	F_v	
				t	±1ml
portique (II-II)	5	115648	0,1613	18,332	1,004
	4	124622	0,1291	16,088	0,881
	3	"	0,0968	12,063	0,660
	2	"	0,0645	8,038	0,440
	1	"	0,0322	4,013	0,219
portique (I-I)	5	31286	0,1613	5,046	0,51
	4	29743	0,1291	3,84	0,38
	3	"	0,0968	2,88	0,29
	2	"	0,0645	1,92	0,19
	1	"	0,0322	0,96	0,09

EFFORTS DANS LES PORTIQUES

A - Sous les forces horizontales

Exposé de la méthode de Bowman

Le calcul des portiques sous les forces horizontales sera fait avec la méthode de Bowman.

Cette méthode permet d'obtenir des résultats très voisins de ceux obtenus par la méthode exacte.

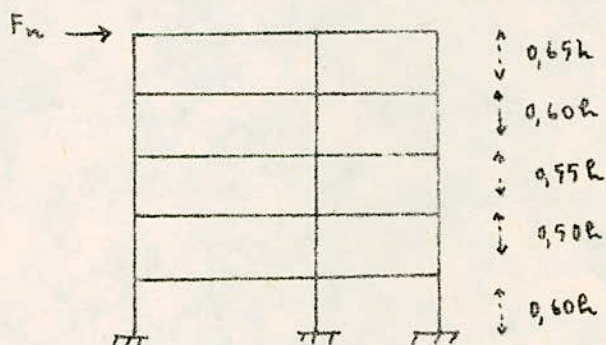
La force sismique horizontale F obtenue à chaque niveau se partage proportionnellement aux inerties des poteaux suivant les formules :

$$F_i = \frac{F \cdot I_i}{0,8I_1 + I_2 + \dots + I_{n-1} + 0,8I_n} \quad \text{pour un poteau à intermédiaire}$$

$$F_j = \frac{F \cdot 0,8I_j}{0,8I_1 + I_2 + \dots + I_{n-1} + 0,8I_n} \quad \text{pour un poteau de rive} \\ (j=1 \text{ ou } j=n)$$

Les points de moments nuls dans les poteaux de hauteur h se situent à :

- $0,65h$ de la partie supérieure du poteau au dernier niveau
- $0,60h$ " " " à l'avant dernier niveau
- $0,55h$ " " " au niveau directement en dessous.
- $0,50h$ dans tous les niveaux sauf au premier
- $0,60h$ à partir de la base du poteau au 1^{er} niveau



Hypothèses de calcul

- Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs des différentes travées des poutres parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont toutes supérieures au 5^e de la raideur du poteau le plus raide

On admet que :

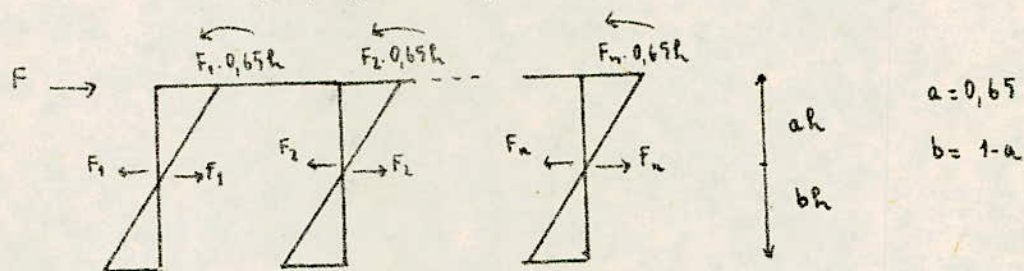
- les forces horizontales agissant se répartissent proportionnellement aux inerties dans les poteaux.
- Les moments d'inertie des poteaux de rive sont toutefois affectés du coefficient 0,8
- Les poteaux des étages courants sont encastrés au niveau de chacun des planchers et articulés aux hauteurs définies suivant Bowman.

Procédé de calcul

a) Pour un seul niveau $F = F_1 + F_2 + \dots + F_n$

où $F_1 = \frac{F \cdot 0,8 I_1}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + I_{n-1} + 0,8 I_n}$ de même pour F_n

$F_2 = \frac{F \cdot I_2}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + I_{n-1} + 0,8 I_n}$ de même pour $F_3 \dots F_{n-1}$



* Moments

- dans les poteaux : a coefficient déterminant la position du point d'inflexion

- à la tête du poteau : $M_t = a h F_1$
- à la base du poteau : $M_b = b h F_1$

- dans les poutres : le partage des moments dans les travées sera effectué proportionnellement aux raideurs des poutres situées à gauche et à droite du nœud considéré. Les moments dans les poutres doivent équilibrer les moments fléchissants du poteau appartenant à ce nœud.

Pour un nœud i de la file j, on aura :

• à gauche $M = F_i a h \frac{K_{gi}}{K_{di} + K_{gi}}$ avec $K_{gi} = I_{gi} / l_{gi}$

• à droite $M = F_i a h \frac{K_d i}{K_d i + K_g i}$ avec $K_d i = I_d i / l_d i$

b) Pour plusieurs niveaux

Pour un étage intermédiaire, au niveau i , on a : $F = \sum_{j=i+1}^n F_j$

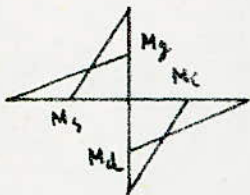
à l'étage de rang $(i+1)$ nous savons que l'effort

$\sum F_j$ crée en pied des poteaux supportant le plancher de rang $(i+1)$, des moments calculés à partir de ce qui a été exposé ci-dessus. Soit par exemple pour le poteau 3 de l'étage $(i-1)$

$$M = F_3 a h \text{ avec } F_3 = \sum_{j=i+1}^n F_j \left(\frac{I_3}{0,8I_1 + I_2 + \dots + 0,8I_n} \right)$$

Au droit des nœuds, il sera possible de calculer les moments dans les travées aboutissant à ce nœud en fonction des moments M_s et M_i obtenus dans les poteaux supérieurs et inférieurs correspondant à ce nœud

Pour un nœud intermédiaire



$$M_g = - (M_s + M_i) \frac{K_g}{K_d + K_g}$$

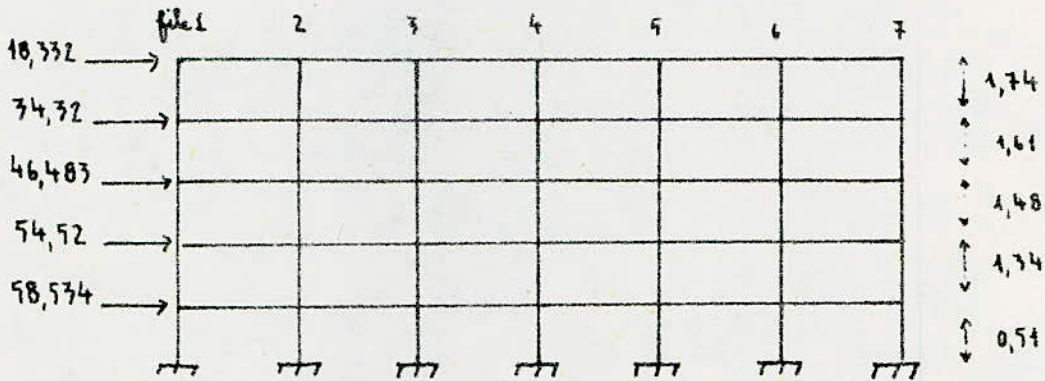
$$M_d = - (M_s + M_i) \frac{K_d}{K_d + K_g}$$

Pour un nœud de rive

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

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

Etude du portique longitudinal (II-II)



Détermination des forces F_i

$F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6$ F étant la force totale par plancher

L'inertie des poteaux est constante

$I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = I_5 = I_6 = I_7$

$F_1 = F_7 = \frac{F \cdot 0,8I_1}{0,8I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 + I_6 + 0,8I_7} = \frac{0,8F}{6,6}$

$F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = F_6 = \frac{F \cdot I}{6,6I} = \frac{F}{6,6}$

Niveau	$a = \alpha h$ (m)	$b = \beta h$ (m)	$F_1 = F_7$ (t)	$F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = F_6$ (t)
5	1,75	0,94	2,222	2,777
4	1,61	1,08	4,16	5,2
3	1,48	1,21	5,634	7,042
2	1,34	1,35	6,608	8,260
1	0,51	0,35	7,095	8,868

Moments à la tête et à la base des poteaux

. Moment à la tête: $M_i = F \cdot \alpha h$

. Moment à la base: $M_s = F \cdot \beta h$

niveau 5

. tête $M_{i_1} = M_{i_7} = 2,222 \cdot 1,75 = 3,888 \text{ tm}$

$M_{i_2} = M_{i_3} = M_{i_4} = M_{i_5} = M_{i_6} = 2,777 \cdot 1,75 = 4,859 \text{ tm}$

. base

$M_{s_1} = M_{s_7} = 2,22 \cdot 0,94 = 2,088 \text{ tm}$

$M_{s_2} = M_{s_3} = M_{s_4} = M_{s_5} = M_{s_6} = 2,777 \cdot 0,94 = 2,610 \text{ tm}$

niveau	en tête		à la base	
	$M_{i_1} = M_{i_7}$	$M_{i_2} = M_{i_3} = M_{i_4} = M_{i_5} = M_{i_6}$	$M_{s_1} = M_{s_7}$	$M_{s_2} = M_{s_3} = M_{s_4} = M_{s_5} = M_{s_6}$
5	3,888	4,859	2,088	2,610
4	6,697	8,372	4,492	5,616
3	8,338	10,422	6,817	8,520
2	8,854	11,068	8,920	11,151
1	3,618	4,522	2,483	3,103

Moments dans les traverses

. niveau 5

- file ① $M_{1d} = -(M_{s_1} + M_{i_1}) = -M_{i_1} = -3,888 \text{ tm}$

- file ② $M_{2d} = -(M_{s_2} + M_{i_2}) \frac{K_d}{K_d + K_g}$ avec $K_d = \frac{I_d}{l_d}$

comme $I_d = I_g$ donc $\frac{K_d}{K_d + K_g} = \frac{l_g}{l_g + l_d}$

On a $l_d = l_g = 2,75 \text{ m}$

donc $\frac{l_d}{l_d + l_g} = \frac{l_g}{l_g + l_d} = 0,5$

Alors $M_{2d} = M_{2g} = -2,429 \text{ tm}$

. file ③

$$M_{3d} = M_{3g} = -(M_{i3} + M_{s3}) \cdot 0,5 = -M_{i3} \cdot 0,5 = -2,429 \text{ tm}$$

. file ④

$$M_{4d} = M_{4g} = -2,429 \text{ tm}$$

. file ⑤

$$M_{5d} = M_{5g} = -2,429 \text{ tm}$$

. file ⑥

$$M_{6d} = M_{6g} = -2,429 \text{ tm}$$

. file ⑦

$$M_{7d} = M_{7g} = M_{1d} = -1,432 \text{ tm}$$

Niveau 4

. file ①

$$M_{1d} = -(M_{s1} + M_{i1}) = -(3,366 + 2,258) = -5,624 \text{ tm}$$

. file ②

$$M_{2d} = -(M_{s2} + M_{i2}) \cdot 0,5 = -(4,208 + 2,823) \cdot 0,5 = -3,515 \text{ tm} = M_{2g}$$

. file ③

$$M_{3d} = M_{3g} = -3,515 \text{ tm}$$

. file ④

$$M_{4d} = M_{4g} = -3,515 \text{ tm}$$

. file ⑤

$$M_{5d} = M_{5g} = -3,515 \text{ tm}$$

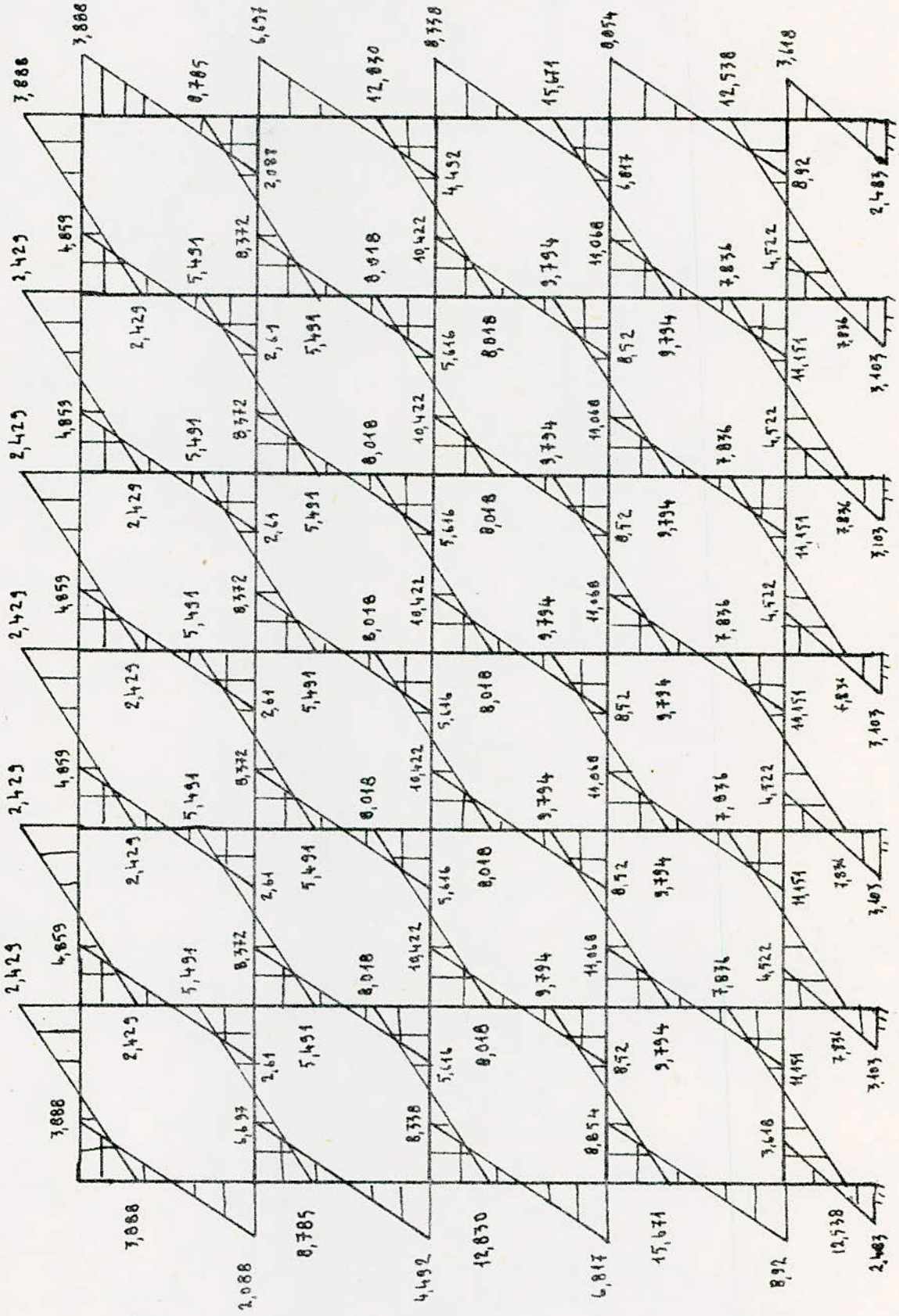
. file ⑥

$$M_{6d} = M_{6g} = -3,515 \text{ tm}$$

. file ⑦

$$M_{7d} = M_{7g} = M_{1d} = -5,624 \text{ tm}$$

Diagramme des moments sous les charges horizontales du pontique (II-II)



Détermination des efforts tranchants

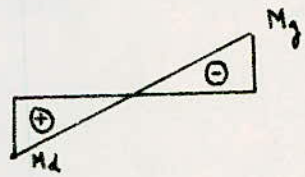
l'expression du moment est: $M(x) = ax + b$

On peut donc déduire l'effort tranchant en dérivant $M(x)$

- Sous $\overrightarrow{SI_H}$ (de gauche à droite)

$$M(x) = ax + b$$

$$\text{pour } \begin{cases} x=0 \rightarrow M(0) = b = M_d \\ x=l \rightarrow M(l) = al + b = -M_g \end{cases}$$



$$\Rightarrow a = \frac{(M_g - M_d)}{l} \quad \Rightarrow M(x) = -\frac{(M_g + M_d)}{l}x + M_d$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = -\frac{M_g + M_d}{l} \text{ d'où}$$

$$T = -\frac{M_g + M_d}{l}$$

- Sous $\overleftarrow{SI_H}$ (de la droite vers la gauche)

de la même manière on obtient :

$$T(x) = \frac{M_g + M_d}{l}$$

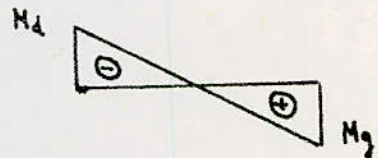
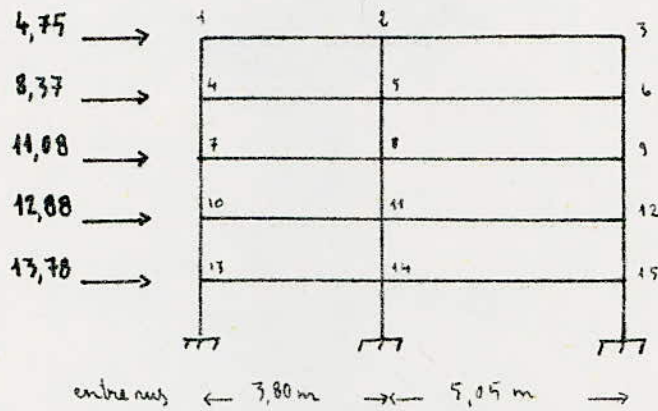


Tableau des efforts tranchants

niveau	Travées	l (m)	Md (tm)	Mg (tm)	T _{max} $\vec{S} \rightarrow$ (t)	T _{max} \overleftarrow{S} (t)
5	1-2	2,75	3,888	2,429	-2,297	2,297
	2-3	"	2,429	"	-1,766	1,766
	3-4	"	"	"	"	"
	4-5	"	"	"	"	"
	5-6	"	"	"	"	"
	6-7	"	"	3,888	-2,297	2,297
4	8-9	"	8,785	5,491	-5,918	5,918
	9-10	"	5,491	"	-3,993	3,993
	10-11	"	"	"	"	"
	11-12	"	"	"	"	"
	12-13	"	"	"	"	"
	13-14	"	"	8,785	-5,918	5,918
3	15-16	"	12,830	8,018	-7,581	7,581
	16-17	"	8,018	"	-5,831	5,831
	17-18	"	"	"	"	"
	18-19	"	"	"	"	"
	19-20	"	"	"	"	"
	20-21	"	"	12,830	-7,581	7,581
2	22-23	"	15,671	9,794	-9,260	9,260
	23-24	"	9,794	"	-7,122	7,122
	24-25	"	"	"	"	"
	25-26	"	"	"	"	"
	26-27	"	"	"	"	"
	27-28	"	"	15,671	-9,260	9,260
1	29-30	"	12,538	7,836	-7,408	7,408
	30-31	"	7,836	"	-5,698	5,698
	31-32	"	"	"	"	"
	32-33	"	"	"	"	"
	33-34	"	"	"	"	"
	34-35	"	"	12,538	-7,408	7,408

Etude du portique transversal (I-I)



Tous les poteaux ont la même inertie : $I_1 = I_2 = I_3 = I$

Détermination des forces

F : force totale par plancher

$$F = F_1 + F_2 + F_3$$

$$F_1 = F_3 = \frac{F \cdot 0,8 I_1}{0,8 I_1 + I_2 + 0,8 I_3} = \frac{0,8 F}{2,6}$$

$$F_2 = \frac{F \cdot I}{2,6 I} = \frac{F}{2,6}$$

niveau	αR	βR	F	$F_1 = F_3$	F_2
5	1,74	0,95	4,75	1,46	1,82
4	1,61	1,08	8,37	2,57	3,22
3	1,48	1,21	11,08	3,41	4,26
2	1,34	1,35	12,88	3,96	4,95
1	0,51	0,35	13,78	4,24	5,30

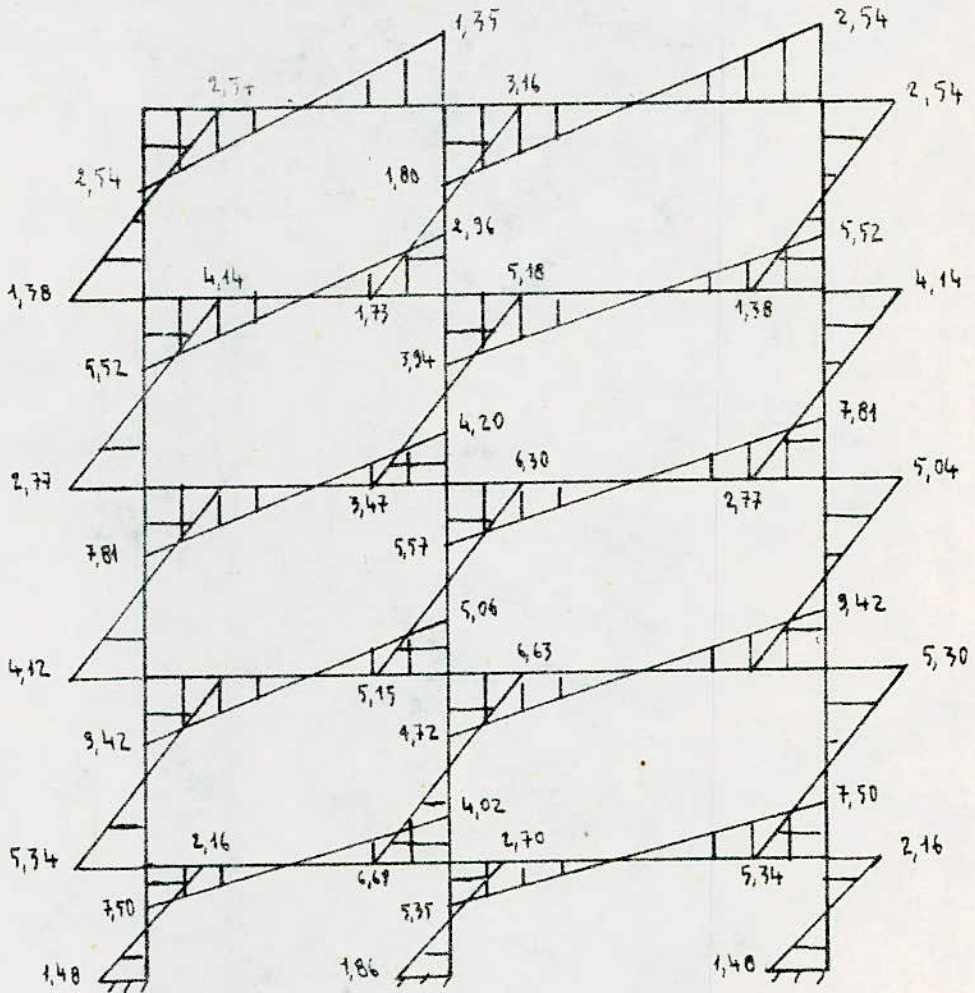
Moment en tête et à la base des poteaux

niveau	$F_1 = F_3$	F_2	αh	βh	en tête		à la base	
					$M_{i1} = M_{i3}$	M_{i2}	$M_{b1} = M_{b3}$	M_{b2}
5	1,46	1,82	1,74	0,95	2,54	3,16	1,38	1,73
4	2,57	3,22	1,61	1,08	4,14	5,18	2,77	3,47
3	3,41	4,26	1,48	1,21	5,04	6,30	4,12	5,15
2	3,96	4,95	1,34	1,35	5,30	6,63	5,34	6,68
1	4,24	5,30	0,51	0,35	2,16	2,70	1,48	1,86

Moment dans les traverses

niveau	file 1 M_{1d}	file 2		file 3 M_{3g}
		M_{2d}	M_{2g}	
5	-2,54	-1,35	-1,80	-2,54
4	-5,52	-2,96	-3,94	-5,52
3	-7,81	-4,20	-5,57	-7,81
2	-9,42	-5,06	-6,72	-9,42
1	-7,50	-4,02	-5,35	-7,50

Diagramme des moments sous les charges horizontales du portique (I-I)



Calcul des efforts tranchants pour les traverses

niveau	travées	$l(m)$	$M_d (tm)$	$M_g (tm)$	$T_{trms} \overrightarrow{SI_H}$ (t)	$T_{trms} \overleftarrow{SI_H}$ (t)
5	1-2	3,80	2,54	1,35	-1,023	1,023
	2-3	5,05	1,80	2,54	-0,859	0,859
4	4-5	3,80	5,52	2,96	-2,231	2,231
	5-6	5,05	3,94	5,52	-1,873	1,873
3	7-8	3,80	7,81	4,20	-3,160	3,160
	8-9	5,05	5,57	7,81	-2,649	2,649
2	10-11	3,80	9,42	5,06	-3,810	3,810
	11-12	5,05	6,72	9,42	-3,196	3,196
1	13-14	3,80	7,50	4,02	-3,031	3,031
	14-15	5,05	5,35	7,50	-2,544	2,544

B- Sous les charges verticales

Le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de CAQUOT exposée à l'annexe A du CCBA 68.

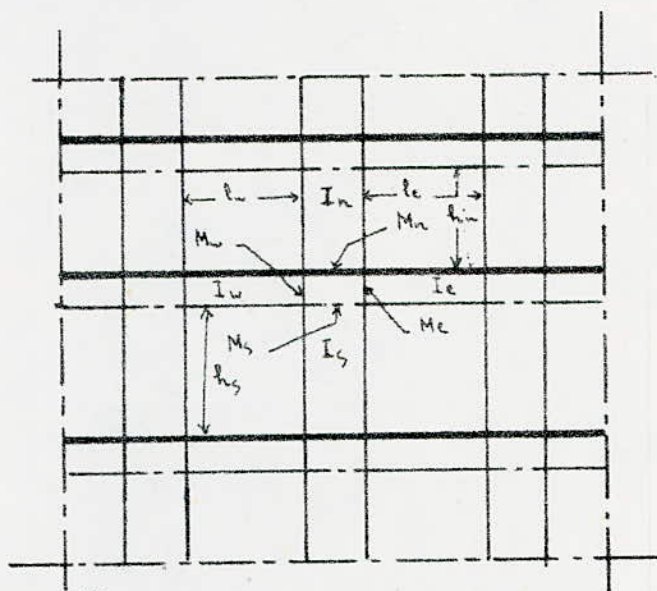
Les portiques sont soumis à :

- leur poids propre
- aux poids propres des planchers qu'ils supportent
- aux surcharges transmises par les planchers
- aux surcharges sismiques verticales.

Pour chaque élément, on prend la sollicitation la plus défavorable résultant de la combinaison :

- de la sollicitation normale due aux surcharges et charges
- de la sollicitation d'origine sismique

Exposé de la méthode



On considère :

• Poteaux de hauteurs fictives

$h'_n = 0,9 h_n$ si le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher

$h'_n = 0,8 h_n$ pour les autres cas

$h'_s = 0,8 h_s$ dans tous les cas sauf si les poteaux sont articulés sur leurs fondations

Poutres de longueurs fictives

- travée intermédiaire

$$l'_w = 0,8l_w \text{ et } l'_e = 0,8l_e$$

l_w et l_e sont les portées libres

Soient:

q_w (respectivement q_e) charge uniformément répartie par ml sur la travée Ouest (respect. Est)

Q_w (respectivement Q_e) charge concentrée sur la travée Ouest (respectivement Est)

a_w (respectivement a_e) distance de la charge Q_w au nœud de l'appui (respectivement Q_e).

On pose:

$$\begin{cases} M'_w = q_w \frac{l_w^2}{8,5} + l'_w \sum k_w Q_w \\ M'_e = q_e \frac{l_e^2}{8,5} + l'_e \sum k_e Q_e \end{cases}$$

Les coefficients K_e et K_w seront donnés par l'échelle fonctionnelle (CCBA 68 p. 141) en fonction du rapport $\frac{a_w}{l_w}$ et $\frac{a_e}{l_e}$

Les moments se distribuent aux poutres et aux poteaux suivant le rapport de leurs raideurs ainsi définis par:

$$k_w = \frac{I_w}{l_w} ; k_e = \frac{I_e}{l_e} ; k_n = \frac{I_n}{h_n} ; k_s = \frac{I_s}{h_s}$$

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

Les moments dans les sections dangereuses (nœuds des appuis) sont en valeur absolue.

$$\bullet M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

$$\bullet M_e = M'_w \frac{K_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right)$$

$$\bullet M_n = \frac{K_n}{D} (M'_e - M'_w)$$

$$\bullet M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w)$$

Noeud voisin de rive de gauche

$$l'w_2 = \chi_1 l w_2 \text{ avec } \begin{cases} \chi = 0,8 & \text{si } K_{s_1} + K_{n_1} \geq 1,5 K_{e_1} \\ \chi = 1 - \frac{K_{s_1} + K_{n_1}}{7,5 K_{e_1}} & \text{sinon} \end{cases}$$

Noeud voisin de rive de droite

$$l'e = \chi_6 l e_5 \text{ avec } \begin{cases} \chi = 0,8 & \text{si } K_{s_6} + K_{n_6} \geq 1,5 K_{w_6} \\ \chi = 1 - \frac{K_{s_6} + K_{n_6}}{7,5 K_{w_6}} & \text{si } K_{s_6} + K_{n_6} < 1,5 K_{w_6} \end{cases}$$

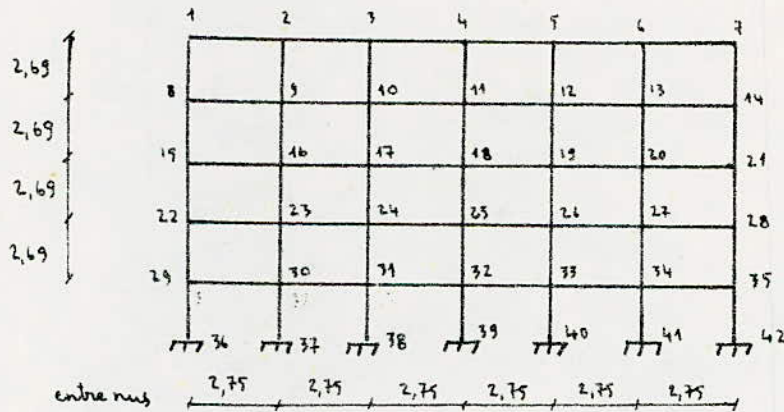
Dans notre cas $Q_e = Q_w = 0$

Etude du portique longitudinal (II-II)

Les charges verticales sont données dans le tableau suivant

niveau	G (t/ml)	P (t/ml)	SI _v (t/ml)
5	6,277	0,545	1,004
4	6,640	1,091	0,881
3	"	"	0,660
2	"	"	0,440
1	"	"	0,219

Schema du portique (II-II)



CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PORTIQUE (I-I)

niveau	Niveau	l_w (m)	l_e (m)	l_m (m)	l_s (m)	I_{x1} 10^4	I_{x2} 10^4	l'_w	l'_e	l'_m	l'_s	k_w 10^4	k_e 10^4	k_m 10^4	k_s 10^4	D 10^{-4}
5	1	/	3,80	/	2,69	19	9	/	3,04	/	2,15	/	6,25	/	4,18	10,43
	2	3,80	5,05	/	"	"	"	3,46	4,45	/	"	2,60	4,26	/	"	11,04
	3	5,05	/	/	"	"	"	4,04	/	/	"	4,70	/	/	"	10,88
4	4	/	3,80	2,69	"	"	"	/	3,04	2,42	"	/	6,25	3,72	"	14,45
	5	3,80	5,05	"	"	"	"	3,15	4,04	"	"	2,85	4,70	"	"	15,45
	6	5,05	/	"	"	"	"	4,04	/	"	"	4,70	/	"	"	12,6
3	7	/	3,80	"	"	"	"	/	3,04	2,15	"	/	6,25	4,18	"	14,45
	8	3,80	5,05	"	"	"	"	3,15	4,04	"	"	2,85	4,70	"	"	15,95
	9	5,05	/	"	"	"	"	4,04	/	"	"	4,70	/	"	"	13,06
2	10	/	3,80	"	"	"	"	/	3,04	"	"	/	6,25	"	"	11,64
	11	3,80	5,05	"	"	"	"	3,15	4,04	"	"	2,85	4,70	"	"	15,95
	12	5,05	/	"	"	"	"	4,04	/	"	"	4,70	/	"	"	13,06
1	13	/	3,80	"	0,86	"	"	/	3,04	"	0,69	/	6,25	"	13,04	23,47
	14	3,80	5,05	"	"	"	"	2,44	4,04	"	"	3,74	4,70	"	"	25,66
	15	5,05	/	"	"	"	"	4,04	/	"	"	4,70	/	"	"	24,52
	16	/	3,80	0,86	/	"	"	/	3,04	0,69	/	/	6,25	13,04	/	19,29
	17	3,80	5,05	"	/	"	"	3,04	4,04	"	/	2,96	4,70	"	/	20,7
	18	5,05	/	"	/	"	"	4,04	/	"	/	2,23	/	"	/	15,27

Moments sous G du pontique transversal (I-2)

niveau	noeud	q_e (t/m)	q_w	$M'e$ tm	$M'w$	M_e	M_w	M_n	M_s
5	1	2,860	/	3,109	/	1,245	/	/	1,245
	2	"	2,860	6,665	4,028	5,647	4,634	/	0,998
	3	/	"	/	5,491	/	4,124	/	-1,275
4	4	2,884	/	3,135	/	1,750	/	0,824	0,926
	5	"	2,884	5,537	3,366	4,876	3,766	0,522	0,587
	6	/	"	/	5,537	/	3,471	-1,634	-1,836
3	7	2,884	/	3,135	/	1,793	/	0,897	0,897
	8	"	2,884	5,537	3,366	4,895	3,754	0,57	0,57
	9	/	"	/	5,537	/	3,544	-1,772	-1,772
2	10	2,884	/	3,135	/	1,793	/	0,896	0,896
	11	"	2,884	5,537	3,366	4,895	3,754	0,57	0,57
	12	/	"	/	5,537	/	3,544	-1,772	-1,772
1	13	2,884	/	3,135	/	2,30	/	0,558	1,741
	14	"	2,884	5,537	1,910	4,881	2,481	0,582	0,508
	15	/	"	/	5,537	/	4,187	-1,055	3,293

Moments sous P du portique transversal (I-I)

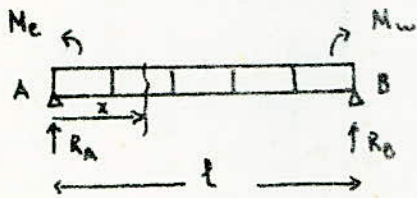
niveau	nœud	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
5	1	0,30	/	0,326	/	0,130	/	/	0,130
	2	"	0,30	0,649	0,422	0,592	0,322	/	0,109
	3	/	"	/	0,576	/	0,432	/	-0,127
4	4	0,60	/	0,652	/	0,364	/	0,171	0,192
	5	"	0,60	1,152	0,70	1,014	0,783	0,108	0,122
	6	/	"	/	1,152	/	0,722	-0,340	-0,382
3	7	0,60	/	0,652	/	0,373	/	0,186	0,186
	8	"	0,60	1,152	0,687	1,015	-0,771	0,121	0,121
	9	/	"	/	1,152	/	0,737	-0,368	-0,368
2	10	0,60	/	0,652	/	0,373	/	0,186	0,186
	11	"	0,60	1,152	0,687	1,015	-0,771	0,121	0,121
	12	/	"	/	1,152	/	0,737	-0,368	-0,368
1	13	0,60	/	0,652	/	0,478	/	0,116	0,209
	14	"	0,60	1,152	0,42	0,075	0,524	0,119	0,371
	15	/	"	/	1,152	/	0,904	-0,219	-0,685

Moments sous SIV du portique transversal (I-I)

niveau	nœud	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
5	1	0,51	/	0,954	/	0,222	/	/	0,222
	2	"	0,51	1,188	0,718	1,006	0,828	/	0,178
	3	/	"	/	0,979	/	0,735	/	-0,216
4	4	0,38	/	0,413	/	0,230	/	0,108	0,122
	5	"	0,38	0,729	0,443	0,642	0,495	0,068	0,077
	6	/	"	/	0,729	/	0,457	-0,215	-0,241
3	7	0,29	/	0,315	/	0,180	/	0,090	0,090
	8	"	0,29	0,556	0,338	0,491	0,377	0,057	0,057
	9	/	"	/	0,556	/	0,356	-0,178	-0,178
2	10	0,19	/	0,206	/	0,117	/	0,059	0,059
	11	"	0,19	0,364	0,221	0,321	0,246	0,037	0,037
	12	/	"	/	0,364	/	0,233	-0,116	-0,116
1	13	0,09	/	0,097	/	0,071	/	0,047	0,053
	14	"	0,09	0,172	0,061	0,151	0,077	0,018	0,056
	15	/	"	/	0,170	/	0,135	-0,032	-0,102

Calcul des efforts tranchants dans les poutres

On détermine l'expression de l'effort tranchant en considérant la travée indépendante avec les moments de continuité et la charge (Annexe A du CCBA 68).



$$\sum M|_B = R_A \cdot l - M_e + M_w - q \frac{l^2}{2} = 0$$

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

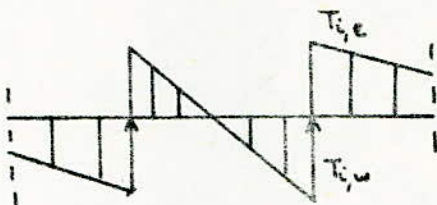
$$T = R_A - qx \quad \text{Soit}$$

$$T = q \frac{l}{2} - qx + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$x = 0 \rightarrow T = q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$x = l \rightarrow T = -q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

Efforts normaux apportés par les poutres sur les poteaux



$$N_i = T_{i,e} - T_{i,w}$$

Efforts tranchants sous G du portique transversal (I-I)

niveau	travée	q (t/ml)	M _e (tm)	M _w (tm)	T(x=0) (t)	T(x=l) (t)
5	1-2	2,860	1,245	4,634	4,542	-6,325
	2-3	"	5,647	4,124	7,523	-6,92
4	4-5	2,884	1,750	3,766	4,949	-6,01
	5-6	"	4,876	3,471	7,560	-7,003
3	7-8	"	1,793	3,754	4,963	-5,995
	8-9	"	4,895	3,544	7,549	-7,014
2	10-11	"	1,793	3,754	4,963	-5,995
	11-12	"	4,895	3,544	7,549	-7,014
1	13-14	"	2,30	2,481	5,431	-5,527
	14-15	"	4,881	1,187	8,013	-6,55

Efforts tranchants sous P du portique transversal (I-I)

niveau	travée	$q(t/m)$	$M_e(t)$	$M_w(tm)$	$T(x=0)$ (t)	$T(x=l)$ (t)
5	1-2	0,30	0,130	0,322	0,519	-0,62
	2-3	"	0,592	0,432	0,789	-0,725
4	4-5	0,60	0,364	0,783	1,029	-1,25
	5-6	"	1,014	0,722	1,572	-1,457
3	7-8	"	0,373	0,771	1,035	-1,244
	8-9	"	1,015	0,737	1,57	-1,469
2	10-11	"	0,373	0,771	1,035	-1,244
	11-12	"	1,015	0,737	1,57	-1,46
1	13-14	"	0,478	0,526	1,127	-1,152
	14-15	"	0,076	0,904	1,351	-1,678

Efforts tranchants sous SIV de portique transversal (I-I)

niveau	travée	q	Me	Mw	T(x=0)	T(x=l)
5	1-2	0,51	0,222	0,828	0,809	-1,128
	2-3	"	1,006	0,735	1,341	-1,234
4	4-5	0,38	0,230	0,495	0,652	-0,791
	5-6	"	0,642	0,457	+0,996	-0,922
3	7-8	0,29	0,180	0,377	0,499	-0,602
	8-9	"	0,491	0,356	0,758	-0,705
2	10-11	0,19	0,117	0,246	0,327	-0,394
	11-12	"	0,321	0,233	0,497	-0,462
1	13-14	0,09	0,071	0,077	0,169	-0,172
	14-15	"	0,151	0,135	0,230	-0,224

Caracteristiques géométriques du portique Long. (II.II)

NIVE	Nœud	l_w (m)	l_e (m)	h_n (m)	h_s (m)	$I_e = I_s$ 10^{-4}	$I_n = I_s$ 10^{-4}	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	K_w 10^{-4}	K_e 10^{-4}	K_n 10^{-4}	K_s 10^{-4}	D 10^{-6}
5	1	/	2,75	/	2,69	19	9	/	2,2	/	2,14	/	8,63	/	4,2	12,83
	2	2,75	2,75	/	2,69	19	9	2,57	2,2	/	2,14	7,39	8,63	/	4,2	20,22
	3	2,75	2,75	/	2,69	19	9	2,2	2,2	/	2,14	8,63	8,63	/	4,2	21,46
	4	2,75	2,75	/	2,69	19	9	2,2	2,2	/	2,14	8,63	8,63	/	4,2	21,46
	5	2,75	2,75	/	2,69	19	9	2,2	2,2	/	2,14	8,63	8,63	/	4,2	23,46
	6	2,75	2,75	/	2,69	19	9	2,2	2,57	/	2,14	8,63	7,39	/	4,2	29,22
	7	2,75	/	/	2,69	19	9	2,2	/	/	2,14	8,63	/	/	4,2	12,83
4	8	/	2,75	2,69	2,69	19	9	/	2,42	2,14	/	8,63	3,72	4,2	16,55	
	9	2,75	2,75	2,69	2,69	19	9	2,41	2,2	2,42	2,14	7,88	8,63	3,72	4,2	24,43
	10	2,75	2,75	2,69	2,69	19	9	2,2	2,2	2,42	2,14	8,63	8,63	3,72	4,2	25,19
	11	2,75	2,75	2,69	2,69	19	9	2,2	2,2	2,42	2,14	8,63	8,63	3,72	4,2	25,18
	12	2,75	2,75	2,69	2,69	19	9	2,2	2,2	2,42	2,14	8,63	8,63	3,72	4,2	25,18
	13	2,75	2,75	2,69	2,69	19	9	2,2	2,41	2,42	2,14	8,63	7,88	3,72	4,2	24,43
	14	2,75	/	2,69	2,69	19	9	2,2	/	2,42	2,14	8,63	/	3,72	4,2	16,55
3	15	/	2,75	2,69	2,69	19	9	/	2,2	2,13	2,14	/	8,63	4,2	4,2	17,03
	16	2,75	2,75	2,69	2,69	19	9	2,39	2,2	2,13	2,14	7,94	8,63	4,2	4,2	24,97
	17	2,75	2,75	2,69	2,69	19	9	2,2	2,2	2,13	2,14	8,63	8,63	4,2	4,2	25,66
	18	2,75	2,75	2,69	2,69	19	9	2,2	2,2	2,13	2,14	8,63	8,63	4,2	4,2	25,66
	19	2,75	2,75	2,69	2,69	19	9	2,2	2,2	2,13	2,14	8,63	8,63	4,2	4,2	25,66
	20	2,75	2,75	2,69	2,69	19	9	2,2	2,39	2,13	2,14	8,63	7,94	4,2	4,2	24,97
	21	2,75	/	2,69	2,69	19	9	2,2	/	2,13	2,14	8,63	/	4,2	4,2	17,03
2	22	/	2,75	2,69	2,69	19	9	/	2,2	2,13	2,14	/	8,63	4,2	4,2	17,03
	23	2,75	2,75	2,69	2,69	19	9	2,39	2,2	2,13	2,14	7,94	8,63	4,2	4,2	24,97
	24	2,75	2,75	2,69	2,69	19	9	2,2	2,2	2,13	2,14	8,63	8,63	4,2	4,2	25,66
	25	2,75	2,75	2,69	2,69	19	9	2,2	2,2	2,13	2,14	8,63	8,63	4,2	4,2	25,66
	26	2,75	2,75	2,69	2,69	19	9	2,2	2,2	2,13	2,14	8,63	8,63	4,2	4,2	25,66
	27	2,75	2,75	2,69	2,69	19	9	2,2	2,39	2,13	2,14	8,63	7,94	4,2	4,2	24,97
	28	2,75	/	2,69	2,69	19	9	2,2	/	2,13	2,14	8,63	/	4,2	4,2	17,03
1	29	/	2,75	2,69	0,86	19	9	/	2,2	2,13	0,69	/	8,63	4,2	13,04	25,87
	30	2,75	2,75	2,69	0,86	19	9	2,2	2,2	2,13	0,69	8,63	8,63	4,2	13,04	34,5
	31	2,75	2,75	2,69	0,86	19	9	2,2	2,2	2,13	0,69	8,63	8,63	4,2	13,04	34,5
	32	2,75	2,75	2,69	0,86	19	9	2,2	2,2	2,13	0,69	8,63	8,63	4,2	13,04	34,5
	33	2,75	2,75	2,69	0,86	19	9	2,2	2,2	2,13	0,69	8,63	8,63	4,2	13,04	34,5
	34	2,75	2,75	2,69	0,86	19	9	2,2	2,2	2,13	0,69	8,63	8,63	4,2	13,04	34,5
	35	2,75	/	2,69	0,86	19	9	2,2	/	2,13	0,69	8,63	/	4,2	13,04	25,87

Moments Sous P du portique longitudinal (II-II)

niveau	nœud	q_w t/m	q_e t/m	M_e t.m	M_w t.m	M_e t.m	M_w t.m	M_n t.m	M_s t.m
5	1	/	0,545	0,310	/	0,101	/	/	0,101
	2	0,545	//	//	0,423	0,358	0,381	/	-0,023
	3	//	//	//	0,310	0,310	0,310	/	0
	4	//	//	//	//	//	//	/	0
	5	//	//	//	//	//	//	/	0
	6	//	//	0,423	//	0,381	0,358	/	0,023
	7	//	/	/	//	/	0,101	/	-0,101
4	8	/	1,091	0,621	/	0,297	/	0,140	0,157
	9	1,091	//	//	0,745	0,665	0,705	-0,018	-0,021
	10	//	//	//	0,621	0,621	0,621	0	0
	11	//	//	//	//	//	//	0	0
	12	//	//	//	//	//	//	0	0
	13	//	//	0,745	//	0,705	0,665	0,018	0,021
	14	//	/	/	//	/	0,297	-0,140	-0,157
3	15	/	1,091	0,621	/	0,306	/	0,153	0,153
	16	1,091	//	//	0,733	0,659	0,697	-0,018	-0,018
	17	//	//	//	0,621	0,621	0,621	0	0
	18	//	//	//	//	//	//	0	0
	19	//	//	//	//	//	//	0	0
	20	//	//	0,733	//	0,697	0,659	0,018	0,018
	21	//	/	/	//	/	0,306	-0,153	-0,153
2	22	/	1,091	0,621	/	0,306	/	0,153	0,153
	23	1,091	//	//	0,733	0,659	0,697	-0,018	-0,018
	24	//	//	//	0,621	0,621	0,621	0	0
	25	//	//	//	//	//	//	0	0
	26	//	//	//	//	//	//	0	0
	27	//	//	0,733	//	0,697	0,659	0,018	0,018
	28	//	/	/	//	/	0,306	-0,153	-0,153
1	29	/	1,091	0,621	/	0,414	/	0,101	0,313
	30	1,091	//	//	0,621	0,621	0,621	0	0
	31	//	//	//	//	//	//	0	0
	32	//	//	//	//	//	//	0	0
	33	//	//	//	//	//	//	0	0
	34	//	//	//	//	//	//	0	0
	35	//	/	/	//	/	0,414	-0,101	-0,313

Moments Sous S_{IV} du portique longitudinal (II. II)

nive	PROFIL	q_w t/m	q_e t/m	M_e E.M	M_w E.M	M_e E.M	M_w E.M	M_n E.M	M_s E.M
5	1	/	1,004	0,571	/	0,187	/	/	0,187
	2	1,004	"	"	0,780	0,660	0,703	/	-0,043
	3	"	"	"	0,571	0,571	0,571	/	0
	4	"	"	"	"	"	"	/	0
	5	"	"	"	"	"	"	/	0
	6	"	"	0,780	"	0,703	0,660	/	0,043
	7	"	/	/	"	/	0,187	/	-0,187
4	8	/	0,881	0,501	/	0,240	/	0,112	0,127
	9	0,881	"	"	0,602	0,536	0,569	-0,015	-0,017
	10	"	"	"	0,501	0,501	0,501	0	0
	11	"	"	"	"	"	"	0	0
	12	"	"	"	"	"	"	0	0
	13	"	"	0,602	"	0,569	0,536	0,015	0,017
	14	"	/	/	"	/	0,240	-0,112	-0,127
3	15	/	0,660	0,376	/	0,185	/	0,093	0,093
	16	0,660	"	"	0,443	0,399	0,421	-0,113	-0,113
	17	"	"	"	0,376	0,376	0,376	0	0
	18	"	"	"	"	"	"	0	0
	19	"	"	"	"	"	"	0	0
	20	"	"	0,443	"	0,421	0,399	0,113	0,113
	21	"	/	/	"	/	0,185	-0,093	-0,093
2	22	/	0,440	0,250	/	0,123	/	0,061	0,061
	23	0,440	"	"	0,295	0,265	0,280	-0,0075	-0,0075
	24	"	"	"	0,250	0,250	0,250	0	0
	25	"	"	"	"	"	"	0	0
	26	"	"	"	"	"	"	0	0
	27	"	"	0,295	"	0,280	0,265	0,0075	0,0075
	28	"	/	/	"	/	0,123	-0,061	-0,061
1	29	/	0,219	0,125	/	0,083	/	0,020	0,063
	30	0,219	"	"	0,125	0,125	0,125	0	0
	31	"	"	"	"	"	"	0	0
	32	"	"	"	"	"	"	0	0
	33	"	"	"	"	"	"	0	0
	34	"	"	"	"	"	"	0	0
	35	"	/	/	"	/	0,083	-0,020	-0,063

Efforts tranchants sous G du pontique longitudinal (A-II)

niveau	travées	q	M _e	M _w	T(x=0)	T(x=l)
5	1-2	6,277	1,170	4,40	7,456	-9,805
	2-3	"	4,130	3,974	8,833	-8,428
	3-4	"	3,974	"	8,630	-8,630
	4-5	"	"	"	"	"
	5-6	"	"	4,130	8,428	-8,833
	6-7	"	"	4,40	1,170	9,805
4	8-9	6,610	1,801	4,273	8,189	-9,987
	9-10	"	4,03	3,795	9,174	-9,003
	10-11	"	3,795	"	9,088	-9,088
	11-12	"	"	"	"	"
	12-13	"	"	4,03	9,003	-9,174
	13-14	"	"	4,273	1,801	9,987
3	15-16	"	1,856	4,226	8,226	-9,950
	16-17	"	3,998	3,764	9,173	-9,003
	17-18	"	3,764	"	9,088	-9,088
	18-19	"	"	"	"	"
	19-20	"	"	3,998	9,003	-9,173
	20-21	"	"	4,226	1,856	9,950
2	22-23	"	1,856	4,226	8,226	-9,950
	23-24	"	3,998	3,764	9,173	-9,003
	24-25	"	3,764	"	9,088	-9,088
	25-26	"	"	"	"	"
	26-27	"	"	3,998	9,003	-9,173
	27-28	"	"	4,226	1,856	9,950
1	29-30	"	2,508	3,764	8,632	-9,545
	30-31	"	3,764	"	9,088	-9,088
	31-32	"	"	"	"	"
	32-33	"	"	"	"	"
	33-34	"	"	"	"	"
	34-35	"	"	"	2,508	9,545

Efforts tranchants sous P du portique longitudinal (II-II)

niveau	travée	q	Me	Mw	T(x=0)	T(x=l)
5	1-2	0,545	0,1015	0,381	0,647	-0,851
	2-3	"	0,358	0,310	0,766	-0,731
	3-4	"	0,310	"	0,749	-0,749
	4-5	"	"	"	"	"
	5-6	"	"	0,358	0,731	-0,766
	6-7	"	"	0,381	0,1015	0,851
4	8-9	1,091	0,297	0,705	1,351	-1,648
	9-10	"	0,665	0,621	1,516	-1,484
	10-11	"	0,621	"	1,50	-1,50
	11-12	"	"	"	"	"
	12-13	"	"	0,665	1,484	-1,516
	13-14	"	"	0,705	0,297	1,648
3	15-16	"	0,306	0,697	1,357	-1,642
	16-17	"	0,659	0,621	1,513	-1,486
	17-18	"	0,621	"	1,50	-1,50
	18-19	"	"	"	"	"
	19-20	"	"	0,659	1,486	-1,513
	20-21	"	"	0,697	0,306	1,642
2	22-23	"	0,306	0,697	1,357	-1,642
	23-24	"	0,659	0,621	1,513	-1,486
	24-25	"	0,621	"	1,50	-1,50
	25-26	"	"	"	"	"
	26-27	"	"	0,659	1,486	-1,513
	27-28	"	"	0,697	0,306	1,642
1	29-30	"	0,414	0,621	1,424	-1,575
	30-31	"	0,621	"	0,853	-0,853
	31-32	"	"	"	"	"
	32-33	"	"	"	"	"
	33-34	"	"	"	"	"
	34-35	"	"	0,414	1,575	-1,424

Efforts tranchants Sous Siv du portique (II-1)

niveaux	travées	q (t/ml)	Me (t.m)	Mw (t.m)	T(x=0)	T(x=l)
5	1-2	1,004	0,187	0,703	1,192	-1,568
	2-3	"	0,660	0,571	1,412	-1,348
	3-4	"	0,571	"	1,380	-1,380
	4-5	"	"	"	"	- "
	5-6	"	"	0,660	1,348	-1,412
	6-7	"	0,703	0,187	1,568	-1,192
4	8-9	0,881	0,240	0,569	1,091	-1,331
	9-10	"	0,536	0,501	1,224	-
	10-11	"	0,501	"	1,211	-1,211
	11-12	"	"	"	"	"
	12-13	"	"	0,536	1,198	-1,224
	13-14	"	0,569	0,240	1,331	-1,091
3	1-16	0,660	0,185	0,421	0,821	-0,993
	16-17	"	0,399	0,376	0,916	-0,899
	17-18	"	0,376	"	0,907	-0,907
	18-19	"	"	"	"	"
	19-20	"	"	0,339	0,899	-0,916
	20-21	"	0,421	0,185	0,993	-0,821
2	22-23	0,440	0,123	0,280	0,548	-0,662
	23-24	"	0,265	0,250	0,610	-0,599
	24-25	"	0,250	"	0,605	-0,605
	25-26	"	"	"	"	"
	26-27	"	"	0,265	0,599	-0,610
	27-28	"	0,280	0,123	0,662	-0,548
1	29-30	0,219	0,083	0,125	0,285	-0,316
	30-31	"	0,125	"	0,301	-0,301
	31-32	"	"	"	"	"
	32-33	"	"	"	"	"
	33-34	"	"	"	"	"
	34-35	"	"	0,083	0,316	-0,285

Superposition des sollicitations

La sollicitation totale pondérée du 1^{er} genre à considérer est: $G+1,2P$

La sollicitation totale pondérée du 2^e genre est: $G+P+SI_V$

Les effets horizontal et vertical du séisme seront considérés simultanément. Les combinaisons à prendre sont:

- pour les poutres

$$\begin{cases} G+1,2P \\ G+P+SI_V+SI_H \end{cases}$$

- pour les poteaux

$$\begin{cases} G+1,2P \\ G+P/5+SI_V+SI_H \\ G+P+SI_V+SI_H \end{cases}$$

Moments en travée des poutres (CCBA 68 Annexe A12)

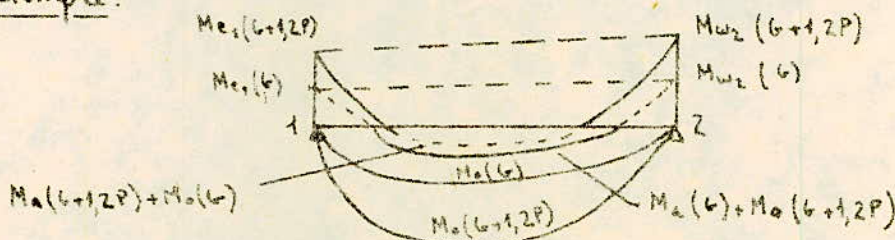
Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée l (et non l') avec les charges permanentes, puis avec les charges permanentes et les surcharges.

On prend comme ligne de fermeture:

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue.
- pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue.

Dans chaque cas de charge, en supposant que les surcharges peuvent être indépendante les unes des autres.

Exemple:



On veut calculer le moment en travée sous $G+1,2P$; on calcule le moment isostatique M_0 sous $G+1,2P$

Le moment en travée sera:

$$M_t = M_0(G+1,2P) - \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2}$$

Le moment en appui sera

$$M_a = M_a(G) + M_a(1,2P)$$

Moment en travée sous SIH

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

Moment en travée sous les différentes combinaisons de pontique (I-I)

niveau	travée	$\frac{M_c + M_w}{2}$	G + 1,2.P			G + P + SIV		
			q	M ₀	M _t	q	M ₀	M _t
5	1-2	2,939	3,22	5,812	2,873	3,67	6,624	3,685
	2-3	4,885		10,264	5,379		11,70	6,814
4	4-5	2,758	3,604	6,505	3,747	3,864	6,974	4,216
	5-6	4,173		11,489	7,316		12,317	7,964
3	7-8	2,773	3,604	6,505	3,732	3,774	6,812	4,039
	8-9	4,219		11,489	7,27		12,03	7,811
2	10-11	2,773	3,604	6,505	3,732	3,674	6,631	3,858
	11-12	4,219		11,489	7,27		11,712	7,493
1	13-14	2,390	3,604	6,505	4,115	3,574	6,451	4,061
	14-15	3,034		11,489	8,455		11,393	8,359

Moments en travées sous les différentes Combinaisons

~ portique (II.II) ~

niveaux	travée	$\frac{M_e + M_w}{2}$	G + 1,2 P			G + P + S _{IV}		
			q (t)	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	q (t)	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)
5	1-2	2,785	6,931	6,551	3,766	7,826	7,398	4,613
	2-3	3,852	"	"	2,699	"	"	3,546
	3-4	3,572	"	"	2,977	"	"	3,824
	4-5	3,572	"	"	2,977	"	"	3,824
	5-6	3,852	"	"	2,699	"	"	3,546
	6-7	2,785	"	"	3,766	"	"	4,613
4	8-9	3,037	7,919	7,485	4,448	8,582	8,112	5,075
	9-10	3,912	"	"	3,573	"	"	4,20
	10-11	3,795	"	"	3,690	"	"	4,317
	11-12	3,795	"	"	3,690	"	"	4,317
	12-13	3,912	"	"	3,573	"	"	4,20
	13-14	3,037	"	"	4,448	"	"	5,075
3	15-16	3,041	7,919	"	4,444	8,361	7,903	4,862
	16-17	3,881	"	"	3,604	"	"	4,022
	17-18	3,764	"	"	3,721	"	"	4,139
	18-19	3,764	"	"	3,721	"	"	4,139
	19-20	3,881	"	"	3,604	"	"	4,022
	20-21	3,041	"	"	4,444	"	"	4,862
2	22-23	3,041	7,919	"	4,444	8,141	7,695	4,654
	23-24	3,881	"	"	3,604	"	"	3,814
	24-25	3,764	"	"	3,721	"	"	3,931
	25-26	3,764	"	"	3,721	"	"	3,931
	26-27	3,881	"	"	3,604	"	"	3,814
	27-28	3,041	"	"	4,444	"	"	4,654
1	29-30	3,136	7,919	"	4,343	7,92	7,846	4,710
	30-31	3,764	"	"	3,721	"	"	4,082
	31-32	3,764	"	"	"	"	"	"
	32-33	3,764	"	"	"	"	"	"
	33-34	3,764	"	"	"	"	"	"
	34-35	3,136	"	"	4,349	"	"	4,710

Moments en travée sous SI_H du portique (I-I)

niveau	travée	M_e	M_w	M_t
5	1-2	2,54	1,35	0,595
	2-3	1,80	2,54	0,370
4	4-5	5,52	2,96	1,28
	5-6	3,94	5,52	1,58
3	7-8	7,81	4,20	1,805
	8-9	5,57	7,81	1,12
2	10-11	9,42	5,06	2,18
	11-12	6,72	9,42	1,35
1	13-14	7,50	4,02	1,74
	14-15	5,35	7,50	1,075

Moments en travée sous $S I_H$ des portiques (II-II)

niveau	travée	M_e	M_{av}	M_t
5	1-2	3,888	2,429	0,729
	2-3	2,429	"	/
	3-4	"	"	/
	4-5	"	"	/
	5-6	"	"	/
	6-7	"	3,888	-0,729
4	8-9	8,785	5,491	1,647
	9-10	5,491	"	/
	10-11	"	"	/
	11-12	"	"	/
	12-13	"	"	/
	13-14	"	8,785	-1,647
3	15-16	12,83	8,048	2,406
	16-17	8,048	"	/
	17-18	"	"	/
	18-19	"	"	/
	19-20	"	"	/
	20-21	"	12,83	-2,406
2	22-23	15,671	9,794	2,938
	23-24	9,794	"	/
	24-25	"	"	/
	25-26	"	"	/
	26-27	"	"	/
	27-28	"	15,671	-2,938
1	29-30	12,538	7,836	2,351
	30-31	7,836	"	/
	31-32	"	"	/
	32-33	"	"	/
	33-34	"	"	/
	34-35	"	12,538	-2,351

Efforts tranchants dans Les poutres du portique transversal (I-I)

NIVEAU	Travées	G		P		S _{IV} ↓		S _{IV} ↑		S _{IH} ←		S _{IH} →		G + P + S _{IV} + S _{IH}		G + P + S _{IV} + S _{IH}		G + P + S _{IV} + S _{IH}		G + P + S _{IV} + S _{IH}		
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	
5	1-2	4,54	19,33	0,819	0,30	0,108	0,108	0,108	0,108	1,023	1,023	1,023	1,023	4,947	9,054	6,993	4,051	3,229	6,481	4,225	11,455	
	2-3	7,52	9,92	0,789	0,789	1,254	1,254	1,254	1,254	0,659	0,659	0,659	0,659	9,064	9,338	10,182	4,166	6,382	6,91	4,10	5,192	
4	4-5	19,49	6,01	1,023	1,023	0,652	0,652	0,652	0,652	2,183	2,183	2,183	2,183	4,359	10,282	8,161	5,182	9,095	6,20	4,552	11,238	
	5-6	7,56	7,103	1,572	1,572	0,986	0,986	0,986	0,986	1,873	1,873	1,873	1,873	8,255	11,255	12,100	4,509	6,263	9,411	10,1	5,665	
3	7-8	19,63	5,39	1,035	1,244	1,439	1,439	1,439	1,439	3,160	3,160	3,160	3,160	3,372	11,000	9,967	4,188	2,372	9,732	8,699	5,441	5,441
	8-9	7,549	7,014	1,57	1,469	0,753	0,753	0,753	0,753	2,640	2,640	2,640	2,640	4,288	11,832	12,322	6,539	5,712	10,422	11,01	5,129	5,129
2	10-11	19,65	5,99	1,035	1,444	0,722	0,722	0,722	0,722	3,810	3,810	3,810	3,810	2,512	11,442	10,145	5,282	1,961	10,655	4,416	5,012	5,012
	11-12	7,549	7,014	1,57	1,46	0,494	0,494	0,494	0,494	3,196	3,196	3,196	3,196	6,142	11,212	10,818	5,715	5,426	11,208	11,111	8,188	8,188
1	13-14	5,431	5,52	1,127	1,152	0,169	0,169	0,169	0,169	3,031	3,031	3,031	3,031	2,699	9,899	8,372	5,182	8,532	8,532	9,14	9,14	9,14
	14-15	8,013	6,55	1,351	1,378	0,230	0,230	0,230	0,230	2,544	2,544	2,544	2,544	4,012	10,101	10,138	5,908	6,519	10,548	11,111	8,188	8,188

moments flechissants et efforts normaux dans les poteaux du portique transversal (I-I)

files	L'oum	G			P			Siv (Siv)			S _{IIH} · (S _{IIH})			G + P/5 + Siv + S _{IIH}			G + P + Siv + S _{IIH} + S _{IIH}			G + 1,2 P							
		Mn	Ms	N	Mn	Ms	N	Mn	Ms	N	Mn	Ms	N	Mn	Ms	N	Mn	Ms	N	Mn	Ms	N	Mn	Ms	N		
A	1-4	0,882	-1,845	4,523	0,171	-0,130	0,519	0,108	-0,082	0,909	1,888	-2,15	4,023	2,130	-3,578	4,369	4,757	1,029	-1,404	5,02	1,029	-1,404	5,02	1,029	-1,404	5,02	
	4-7	0,892	-0,926	4,919	0,186	-0,192	4,029	0,09	-0,182	0,652	2,720	-4,14	2,921	3,614	-4,982	6,33	4,359	4,12	-1,56	6,183	4,12	-1,56	6,183	4,12	-1,56	6,183	
	7-10	0,886	-0,892	4,963	0,186	-0,186	4,025	0,059	-0,09	0,499	4,12	-5,04	3,16	4,594	-5,874	3,831	3,332	4,119	-1,2	6,205	4,119	-1,2	6,205	4,119	-1,2	6,205	
	10-13	0,578	-0,896	4,963	0,116	-0,188	4,035	0,072	-0,059	0,322	5,34	-5,30	3,81	5,904	-6,174	8,653	2,515	5,00	0,697	-4,419	6,809	0,697	-4,419	6,809	0,697	-4,419	6,809
B	13-16	1,741	-1,741	5,431	0,108	-0,202	4,727	0,053	-0,053	0,169	1,48	-2,16	3,03	1,48	-3,89	8,56	3,698	1,820	0,651	-1,199	15,574	0,651	-1,199	15,574	0,651	-1,199	15,574
	2-5	0,529	-0,998	13,819	0,108	-0,104	4,09	0,058	-0,172	2,489	1,73	-3,16	3,16	2,607	-5,214	11,492	12,953	1,880	-1,032	12,953	1,880	-1,032	12,953	1,880	-1,032	12,953	
	5-8	0,570	-0,570	13,57	0,121	-0,122	2,822	0,057	-0,057	1,482	3,42	-5,18	3,42	5,707	-6,84	10,23	15,38	4,394	-2,702	15,38	4,394	-2,702	15,38	4,394	-2,702	15,38	
	8-11	0,570	-0,570	13,574	0,121	-0,121	2,814	0,057	-0,057	1,436	5,15	-6,30	5,15	5,707	-6,84	10,23	15,38	5,552	-4,40	15,38	5,552	-4,40	15,38	5,552	-4,40	15,38	
C	11-14	0,582	-0,570	13,574	0,119	-0,121	2,814	0,018	-0,057	0,891	6,68	-2,72	6,68	1,86	-3,22	12,15	16,128	5,902	-5,961	16,128	5,902	-5,961	16,128	5,902	-5,961	16,128	
	14-17	0,508	-0,508	13,574	0,121	-0,121	2,503	0,057	-0,057	0,402	3,86	-2,72	3,86	1,86	-3,22	13,15	16,128	4,97	-1,860	16,128	4,97	-1,860	16,128	4,97	-1,860	16,128	
	3-6	1,634	-1,215	6,92	0,340	-0,127	0,725	0,215	-0,016	1,234	13,8	-4,14	13,8	0,102	-0,816	4,97	7,27	0,809	-0,809	7,27	0,809	-0,809	7,27	0,809	-0,809	7,27	
	5-9	1,772	-1,836	4,003	0,368	-0,157	0,725	0,178	-0,016	1,234	2,72	-4,14	2,72	0,102	-0,816	4,97	7,27	0,809	-0,809	7,27	0,809	-0,809	7,27	0,809	-0,809	7,27	
9-12	1,772	-1,772	4,014	0,368	-0,157	0,725	0,178	-0,016	1,234	2,72	-4,14	2,72	0,102	-0,816	4,97	7,27	0,809	-0,809	7,27	0,809	-0,809	7,27	0,809	-0,809	7,27		
12-15	1,055	-1,172	4,014	0,219	-0,149	0,668	0,116	-0,032	0,462	5,34	-5,30	5,30	6,40	-7,03	3,64	4,02	4,034	4,034	-4,034	4,02	4,034	-4,034	4,02	4,034	-4,034	4,02	
15-18	1,055	-1,172	4,014	0,219	-0,149	0,668	0,116	-0,032	0,462	5,34	-5,30	5,30	6,40	-7,03	3,64	4,02	4,034	4,034	-4,034	4,02	4,034	-4,034	4,02	4,034	-4,034	4,02	
18-21	1,055	-1,172	4,014	0,219	-0,149	0,668	0,116	-0,032	0,462	5,34	-5,30	5,30	6,40	-7,03	3,64	4,02	4,034	4,034	-4,034	4,02	4,034	-4,034	4,02	4,034	-4,034	4,02	
21-24	1,055	-1,172	4,014	0,219	-0,149	0,668	0,116	-0,032	0,462	5,34	-5,30	5,30	6,40	-7,03	3,64	4,02	4,034	4,034	-4,034	4,02	4,034	-4,034	4,02	4,034	-4,034	4,02	
24-27	1,055	-1,172	4,014	0,219	-0,149	0,668	0,116	-0,032	0,462	5,34	-5,30	5,30	6,40	-7,03	3,64	4,02	4,034	4,034	-4,034	4,02	4,034	-4,034	4,02	4,034	-4,034	4,02	
27-30	1,055	-1,172	4,014	0,219	-0,149	0,668	0,116	-0,032	0,462	5,34	-5,30	5,30	6,40	-7,03	3,64	4,02	4,034	4,034	-4,034	4,02	4,034	-4,034	4,02	4,034	-4,034	4,02	

Moments flexionnants dans les poutres de portique longitudinal (II. II): [M] = t.m

niveau	Travées	G		P		S ₁ ↓		S ₁ ↑		S _{1H} ↓		S _{1H} ↑		G + 1/2 P		G + P + S ₁ ↓ + S _{1H} ↓		G + P + S ₁ ↑ + S _{1H} ↑		G + P + S ₁ ↓ + S _{1H} ↑		G + P + S ₁ ↑ + S _{1H} ↓						
		Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw			
1	1-2	-1,17	-4,40	-0,10	-0,38	-0,18	-0,70	0,18	0,70	0,18	0,70	3,88	-2,42	-3,88	2,42	-1,29	3,76	-4,85	2,42	5,34	-7,90	-5,34	3,99	-3,06	2,79	-6,49	-4,96	-1,65
	2-3	-4,30	-3,57	-0,35	-0,31	-0,66	-0,51	0,66	0,57	2,42	-2,42	2,42	-4,42	-4,60	2,70	-3,94	-2,89	3,54	-6,87	-7,73	3,54	-2,09	-1,57	-5,73	-6,41	-0,99		
	3-4	-3,57	"	-0,31	"	-0,57	"	0,57	0,57	"	"	"	"	-3,94	2,98	"	-2,03	3,92	-6,87	-6,87	3,92	"	"	"	-0,89	"	"	
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	0,57	0,57	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	"	-4,13	"	"	"	"	-0,66	0,57	-0,66	"	"	"	"	2,70	-4,56	"	"	3,54	-7,56	"	"	3,54	-2,72	"	-6,24	"	-1,14
2	6-7	-4,40	-4,17	-0,98	-0,10	-0,70	-0,18	0,70	0,18	"	"	3,88	-3,98	"	"	-4,85	3,76	-1,29	-3,06	3,88	-5,33	-7,9	5,34	-2,43	-1,66	-4,91	-6,5	2,79
	8-9	-1,80	-4,22	-0,29	-0,70	-0,24	-0,56	0,24	0,56	8,78	-5,49	-8,78	5,49	-2,16	4,45	-5,12	6,45	6,72	-11,02	-11,11	3,42	-0,04	6,93	-9,9	-10,6	1,08		
	9-10	-4,03	-3,79	-0,66	-0,62	-0,53	-0,50	0,53	0,50	5,49	-5,49	"	"	-4,83	4,27	-4,54	0,27	5,84	-10,4	-10,71	5,84	0,58	1,33	-9,4	-9,65	4,58		
	10-11	-3,79	"	-0,62	"	-0,50	"	0,50	0,50	"	"	"	"	-4,54	4,31	"	0,58	5,96	"	-10,4	-10,71	5,96	"	1,58	"	-9,4	"	
	11-12	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3	12-13	"	-4,03	"	-0,66	"	-0,53	"	0,53	"	"	"	"	"	4,27	-4,28	"	"	5,94	-10,71	"	"	5,84	1,27	"	-9,45	"	1,33
	13-14	-4,27	-1,70	-0,70	-0,29	-0,56	-0,74	0,56	0,24	"	"	8,78	-8,78	"	4,45	-5,12	-0,04	3,42	-11,11	-11,02	6,72	6,45	4,09	-10,6	-9,9	6,93		
	15-16	-1,85	-4,22	-0,30	-0,69	-0,18	-0,42	0,18	0,42	12,85	-8,02	8,02	-12,85	-2,82	4,44	-5,06	10,5	9,22	-13,35	-15,16	2,45	2,69	10,86	-12,5	-14,8	3,53		
	16-17	-3,99	-3,76	-0,65	-0,62	-0,39	-0,37	0,39	0,37	8,02	"	"	-8,02	-4,78	3,60	-4,51	2,99	4,02	-12,71	-13,05	4,02	3,27	-12,08	-12,71	4,01			
	17-18	-3,76	"	-0,62	"	-0,39	"	0,39	"	"	"	"	"	-4,51	3,72	"	3,27	4,14	"	-12,71	-12,71	4,14	3,27	"	-12,03	"		
4	18-19	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	19-20	"	-3,99	"	-0,65	"	-0,39	"	0,39	"	"	"	"	"	3,60	-4,78	"	"	4,02	-13,05	"	"	4,02	2,99	"	-12,97	"	3,77
	20-21	-4,22	-1,88	-0,69	-0,30	-0,42	-0,18	0,42	0,18	"	"	12,85	-12,85	"	4,44	-2,82	2,68	2,45	-15,16	-13,36	7,26	10,5	3,52	-14,8	-12,52	10,96		
	22-23	-1,85	-4,22	-0,30	-0,69	-0,12	-0,28	0,12	0,28	15,67	-9,80	9,80	-15,67	-2,82	"	-5,05	12,9	7,59	-14,99	-13,94	1,71	4,61	13,14	-14,4	-18,2	5,17		
	23-24	-3,99	-3,76	-0,65	-0,62	-0,25	-0,25	0,25	0,25	9,80	"	"	-9,80	-4,78	3,60	-4,50	4,9	3,81	-14,43	-14,7	3,81	5,17	5,42	-13,93	-14,19	5,67		
5	24-25	3,76	"	-0,62	"	-0,25	"	0,25	"	"	"	"	"	-4,51	3,72	-4,50	5,17	3,93	"	-14,4	-14,4	3,93	"	"	"	-13,93	"	
	26-27	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	27-28	"	-3,99	"	-0,65	"	-0,25	"	0,25	"	"	"	"	"	3,60	-4,77	"	"	3,81	-14,17	"	"	3,81	5,43	"	-13,64	"	5,96
	28-29	-4,22	-1,85	-0,69	-0,30	-0,28	-0,23	0,28	0,23	"	"	15,67	-15,67	"	4,44	-2,81	4,61	1,71	-17,9	-14,9	7,59	13,4	5,17	-17,6	-14,63	13,65		
	29-30	-2,50	-3,76	-0,41	-0,12	-0,08	-0,12	0,08	0,12	12,53	-7,83	7,83	-12,53	-3,00	4,34	-4,50	9,54	7,06	-12,3	-15,52	2,35	3,33	9,7	-12,09	-15,36	3,57		
1	30-31	-3,76	"	-0,62	"	-0,12	"	0,12	"	7,83	"	-7,83	"	-4,51	3,72	"	3,33	4,08	"	-14,33	-14,33	4,08	"	3,57	"	-12,09	"	
	31-32	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	32-33	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
1	33-34	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	34-35	"	-2,50	"	-0,41	"	0,08	"	0,08	"	-12,5	12,53	"	4,43	-2,99	"	2,35	-15,36	"	7,06	9,7	"	-15,36	"	9,86			

Efforts Tranchants dans les poutres du portique longitudinal : (II - II)

niveaux	Travées	G		P		Siv ↓		Siv ↑		S _{int} →		S _{int} ←		G + J2P		G + P + S _{int} ↓ + S _{int} ↑		G + P + S _{int} ↓ + S _{int} ↑		G + P + S _{int} ↑ + S _{int} ↓		G + P + S _{int} ↑ + S _{int} ↓	
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
5	1-2	7,54	-9,80	0,64	-0,85	4,19	-1,56	-1,19	4,56	-2,89	-2,89	2,29	2,29	8,32	-10,82	7,09	-14,51	14,67	-9,93	4,71	-11,39	9,29	-6,91
	2-3	8,83	-8,02	0,76	-0,73	1,41	-1,34	-1,41	1,34	-1,76	-1,76	1,76	1,76	9,75	-9,30	9,89	-12,51	12,87	-8,74	6,63	-9,58	10,05	-6,06
	3-4	8,63	-8,63	0,74	-0,74	1,38	-1,38	-1,38	1,38	"	"	"	"	9,58	-9,52	8,90	-12,52	12,22	-9,00	6,04	-9,76	9,56	-6,24
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	8,42	-8,83	0,73	-0,72	1,34	-1,41	-1,34	1,41	"	"	"	"	9,30	-9,75	8,74	-12,72	12,26	-9,25	6,06	-9,95	9,58	-6,43
	6-7	9,80	-7,45	0,95	-0,64	1,56	-1,19	-1,56	1,19	-2,28	-2,28	2,28	2,28	10,82	-8,23	9,93	-14,58	14,51	-7,00	6,81	-9,2	14,39	-4,62
	8-9	8,19	-9,98	1,35	-1,64	1,09	-1,33	-1,09	1,33	-5,91	-5,91	5,91	5,91	9,81	-11,96	4,72	-18,77	16,54	-7,05	2,54	-16,24	14,36	-4,39
	9-10	9,17	-9,10	1,51	-1,48	1,28	-1,19	-1,22	1,19	-3,99	-3,99	3,99	3,99	10,99	-10,78	7,92	-15,67	15,90	-7,69	5,48	-13,28	13,46	-5,31
	10-11	9,08	-9,08	1,50	-1,50	1,21	-1,21	-1,21	1,21	"	"	"	"	10,98	-10,98	7,80	-14,78	15,78	-7,80	5,38	-13,36	13,36	-5,38
	11-12	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
4	12-13	9,00	-9,17	1,48	-1,51	1,19	-1,22	-1,19	1,22	"	"	"	"	10,78	-10,99	7,69	-15,90	15,47	-7,92	5,31	-13,46	13,29	-5,48
	13-14	9,98	-8,18	1,64	-1,35	1,33	-1,09	-1,33	1,09	-5,91	-5,91	5,91	5,91	11,96	-9,81	7,05	-16,54	18,97	-4,72	4,39	-14,36	16,21	-2,54
	15-16	8,22	-9,95	1,35	-1,64	0,82	-0,99	-0,82	0,99	-7,58	-7,58	7,58	7,58	9,58	-11,92	2,82	-20,16	17,98	-5,00	4,18	-18,18	16,34	-3,02
	16-17	9,17	-9,00	1,51	-1,48	0,91	-0,89	-0,91	0,89	-5,73	-5,73	5,73	5,73	10,97	-10,78	5,77	-17,21	17,43	-5,55	3,95	-15,43	15,61	-3,77
	17-18	9,08	-9,00	1,5	-1,50	0,90	-0,90	-0,90	0,90	"	"	"	"	10,78	-10,78	5,66	-17,24	17,32	-5,58	3,96	-15,44	15,52	-3,78
	18-19	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	19-20	9,00	-9,17	1,48	-1,51	0,89	-0,91	-0,89	0,91	"	"	"	"	10,78	-10,98	5,55	-17,45	17,21	-5,77	3,77	-15,61	15,43	-3,95
	20-21	9,95	-8,22	1,64	-1,35	0,99	-0,82	-0,99	0,82	-5,91	-5,91	5,91	5,91	11,92	-9,85	6,67	-16,31	18,49	-4,49	4,69	-14,67	16,51	-2,85
	22-23	8,22	-9,95	1,35	-1,64	0,54	-0,66	-0,54	0,66	-9,26	-9,26	9,26	9,26	9,85	-11,92	0,87	-20,51	19,39	-2,99	0,21	-20,19	18,31	-1,67
	23-24	9,17	-9,00	1,51	-1,48	0,61	-0,59	-0,61	0,59	-7,12	-7,12	7,12	7,12	10,99	-10,78	4,17	-18,20	18,41	-3,96	2,95	-17,00	17,19	-2,76
3	24-25	9,08	-9,08	1,50	-1,50	0,60	-0,60	-0,60	0,60	"	"	"	"	10,78	-10,78	4,07	-18,31	18,31	-4,07	2,97	-17,11	17,11	-2,87
	25-26	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	26-27	9,00	-9,17	1,48	-1,51	0,59	-0,61	-0,59	0,61	"	"	"	"	10,78	-10,98	3,96	-18,41	18,20	-4,17	2,78	-17,19	17,02	-2,95
	27-28	9,95	-8,22	1,64	-1,35	0,66	-0,54	-0,66	0,54	-9,26	-9,26	9,26	9,26	11,92	-9,85	2,99	-19,39	21,51	-0,87	1,67	-18,31	20,19	-0,21
	29-30	8,63	-9,54	1,42	-1,57	0,28	-0,31	-0,28	0,31	-7,40	-7,40	7,40	7,40	10,34	-11,43	2,94	-18,83	17,74	-4,03	2,38	-18,19	17,18	-3,95
	30-31	9,08	-9,08	1,5	-1,5	0,30	-0,30	-0,30	0,30	-5,69	-5,69	5,69	5,69	10,11	-10,11	4,55	-15,93	15,93	-4,55	3,95	-15,33	15,33	"
	31-32	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	32-33	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	33-34	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	34-35	9,54	-8,63	1,57	-1,42	0,31	-0,28	-0,31	0,28	-7,40	-7,40	7,40	7,40	11,43	-10,34	4,03	-17,74	18,83	-2,94	3,41	-17,18	18,21	-2,94

1

2

3

4

5

Moments flechissants et Efforts normaux dans les poteaux du portique longitudinal : (II, II)

Poteau	G			P			S ₁₀ ↓ (S ₁₀ ↑)			S ₁₀ ↑ (S ₁₀ ↓)			G + P/5 + S ₁₀ ↑ + S ₁₀ ↓			G + P + S ₁₀ ↓ + S ₁₀ ↑			G + 1, 2 P						
	M _s	M _n	N _(G)	M _s	M _n	N _(P)	M _s	M _n	N _(S₁₀ ↓)	M _s	M _n	N _(S₁₀ ↑)	M _s	M _n	N _(G+P/5)	M _s	M _n	N _(G+P+S₁₀ ↓)	M _s	M _n	N _(G+P+S₁₀ ↑)	M _s	M _n	N _(G+1,2P)	N _(cum)
1-8	4,17	-0,846	7,54	0,101	-0,14	0,64	0,197	-0,112	1,19	-3,89	2,088	2,29	-2,97	4,64	8,768	1,768	5,33	-3,18	6,68	6,68	4,29	-1,01	8,30	8,30	
8-15	0,955	-0,928	8,18	0,157	-0,153	1,35	0,127	-0,095	1,09	-6,69	4,50	5,91	-5,83	3,62	13,24	22,04	7,93	-5,66	4,71	11,39	1,14	-1,11	9,8	18,1	
15-22	0,928	-0,928	8,22	0,153	-0,153	1,35	0,093	-0,061	0,82	-9,33	6,817	7,58	-7,47	5,92	15,25	37,3	9,51	-7,96	2,81	14,2	1,11	-1,11	9,84	27,94	
22-29	0,928	-0,611	8,22	0,153	-0,101	1,35	0,061	-0,02	0,54	-8,85	6,920	9,26	-7,95	8,30	17,21	54,49	9,99	-9,65	0,85	15,02	1,11	-0,73	9,84	37,78	
29-36	1,891	/	8,63	0,313	/	1,42	0,063	/	0,28	-3,61	2,083	7,40	-1,72	2,48	16,03	70,53	5,89	-2,48	2,93	19,95	2,52	/	10,33	48,11	
2-9	-0,227	0,114	18,63	0,023	0,019	1,61	0,053	0,015	2,91	-4,86	2,610	-0,53	-5,09	2,71	16,74	16,74	4,52	-2,46	23,74	23,74	-0,31	0,13	22,56	22,56	
9-16	-0,129	0,114	19,15	0,021	0,019	3,15	0,017	0,011	2,55	-8,37	5,616	-1,92	-8,48	5,72	15,31	32,05	8,21	-5,47	26,77	50,51	-0,17	0,13	22,92	43,49	
16-23	-0,114	0,114	19,12	0,019	0,019	3,15	0,011	0,008	1,90	-10,42	8,320	-1,75	-10,52	8,63	16,10	48,15	10,27	-8,38	25,92	76,43	-0,15	0,13	22,9	66,39	
23-30	-0,114	/	19,12	-0,019	/	3,15	0,008	/	1,36	-11,07	11,151	-2,14	-11,17	11,15	16,85	64,4	10,92	-11,15	25,77	102,2	-0,15	/	22,9	89,29	
30-37	/	/	18,63	/	/	2,42	/	/	0,61	-4,52	5,103	-1,71	-4,52	3,10	16,78	81,18	4,52	-3,10	23,36	125,56	/	/	21,52	149,81	
3-10	/	/	17,05	/	/	1,47	/	/	2,72	-4,86	2,610	/	-4,85	4,61	14,62	14,62	4,85	-2,61	21,24	21,24	/	/	18,81	18,81	
10-17	/	/	18,08	/	/	2,98	/	/	2,4	-8,37	5,616	/	-8,37	5,61	16,27	30,9	8,37	-5,61	23,46	44,7	/	/	21,65	40,46	
17-24	/	/	19,08	/	/	2,98	/	/	1,75	-10,42	9,52	/	-10,42	8,52	16,88	47,78	10,42	-8,52	22,85	67,55	/	/	21,65	62,11	
24-31	/	/	19,08	/	/	2,98	/	/	1,19	-11,07	11,151	/	-11,06	11,15	17,48	65,27	11,06	-11,15	22,25	89,8	/	/	21,61	83,76	
31-38	/	/	18,16	/	/	1,70	/	/	0,60	-4,52	3,103	/	-4,52	3,10	17,9	83,17	4,52	-3,10	22,46	109,86	/	/	22,20	103,86	
4-11	/	/	17,26	/	/	1,48	/	/	2,76	-4,86	2,610	/	-4,85	2,610	14,79	14,79	4,85	-2,61	21,50	21,50	/	/	19,03	19,03	
11-18	/	/	18,16	/	/	3,00	/	/	2,42	-8,37	5,616	/	-8,37	5,61	16,34	31,13	8,37	-5,16	23,58	45,08	/	/	21,76	40,79	
18-25	/	/	18,08	/	/	3,00	/	/	1,80	-10,42	8,52	/	-10,42	8,52	16,88	48,01	10,42	-8,52	22,88	67,96	/	/	21,68	62,42	
25-32	/	/	18,16	/	/	3,00	/	/	1,20	-11,07	11,151	/	-11,06	11,15	17,56	65,77	11,06	-11,15	22,36	90,32	/	/	21,76	84,23	
32-39	/	/	18,16	/	/	1,70	/	/	0,60	-4,52	3,103	/	-4,52	3,10	17,90	83,17	4,52	-3,10	22,46	110,8	/	/	22,20	104,13	

Suite

Files	G						P						Siv [↑] (Siv [↑])						S _H [→] (S _H [←])						G + P/5 + Siv [↑] + S _H [→]						G + P + Siv [↑] + S _H [←]						G + 1, 2 P					
	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N						
5-12	/	/	1105	/	/	147	/	/	272	-4,86	2,60	/	-4,86	2,60	/	-4,86	2,60	/	-4,86	2,60	14,62	14,62	14,62	4,95	-2,60	21,24	21,24	/	/	46,81	18,81											
12-19	/	/	18,08	/	/	2,98	/	/	2,40	-8,33	5,616	/	-8,33	5,616	/	-8,33	5,616	/	-8,33	5,616	16,24	30,90	8,33	-5,61	23,46	44,7	/	/	21,65	62,03												
19-26	/	/	16,00	/	/	2,99	/	/	1,79	10,42	8,52	/	-19,42	8,52	16,80	47,7	10,42	-8,52	22,77	67,47	/	/	21,57	62,03	/	/	21,57	62,03														
26-33	/	/	18,08	/	/	2,98	/	/	1,19	-11,07	11,151	/	-11,06	11,15	17,48	65,19	10,06	-11,51	22,25	89,72	/	/	21,65	83,68	/	/	21,65	83,68														
33-40	/	/	18,16	/	/	1,70	/	/	0,60	-4,52	3,103	/	4,52	3,10	17,90	83,09	4,52	-3,10	20,46	110,1	/	/	20,20	103,98	/	/	20,20	103,98														
6-15	0,27	-0,114	18,63	0,023	-0,019	1,61	0,043	-0,015	2,97	-4,86	2,60	0,53	-4,86	2,49	16,57	16,57	5,19	-2,74	22,68	22,68	0,31	-0,13	20,56	20,56	/	/	20,56	20,56														
13-20	0,129	-0,114	19,15	0,021	-0,019	3,15	0,017	-0,011	2,55	-8,33	5,616	1,92	-8,25	5,51	19,15	35,66	8,53	-5,76	22,93	45,81	0,17	-	22,93	43,49	/	/	22,93	43,49														
20-27	0,114	-0,114	19,12	0,019	-0,019	3,15	0,011	-0,007	1,90	-10,42	8,52	0,08	-10,31	8,41	17,93	53,59	10,51	-9,66	24,07	69,7	0,15	-	22,9	66,39	/	/	22,9	66,39														
27-34	0,114	/	19,12	0,019	/	3,15	0,007	/	1,27	-11,07	11,151	2,14	-10,9	11,15	20,62	74,21	11,20	-11,15	21,40	91,10	0,15	/	22,9	89,29	/	/	22,9	89,29														
34-41	/	/	18,62	/	/	2,42	/	/	0,61	-4,52	3,103	1,71	-4,52	3,10	20,20	94,4	4,52	-3,10	19,94	114,0	/	/	21,52	110,81	/	/	21,52	110,81														
7-14	-1,17	0,748	7,54	-1,101	0,114	0,64	-0,187	0,112	4,79	-3,88	2,088	2,29	-4,88	2,85	4,188	4,188	2,42	-0,99	11,66	14,66	1,29	1,01	8,30	8,30	/	/	8,30	8,30														
14-21	-0,95	0,92	8,18	-0,157	0,153	1,35	-0,127	0,093	1,09	-6,69	4,49	-5,91	-7,55	5,35	1,45	5,63	5,45	-3,31	16,53	28,19	1,240	1,11	9,80	19,1	/	/	9,80	19,1														
21-28	-0,92	0,92	8,22	-0,153	0,153	1,35	0,093	0,061	0,92	-8,33	6,812	-5,91	-9,20	7,71	1,71	7,39	7,16	-5,67	16,3	44,5	1,11	1,11	9,84	27,94	/	/	9,84	27,94														
28-35	-0,92	0,611	8,22	-0,153	0,101	1,35	-0,061	0,02	0,54	-8,54	8,92	-9,26	-9,75	9,53	-1,31	6,088	7,67	-8,19	19,37	64,12	1,11	0,73	9,84	27,78	/	/	9,84	27,78														
35-42	-1,89	/	8,63	-0,313	/	1,42	-0,065	/	0,28	-3,61	2,48	-4,40	-5,51	2,48	1,23	7,32	1,34	-2,48	19,73	81,95	2,52	/	10,33	48,11	/	/	10,33	48,11														

Ferraillage des poutres

Conformément à l'article A15 du CCBA 68, il ne sera pas tenu compte des efforts normaux dans les poutres. Les poutres seront donc ferraillées en flexion simple.

Les tableaux précédents regroupent les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants nécessaires pour le calcul.

Les efforts ont été déterminés d'après les combinaisons suivantes :

. Sollicitation du 1^{er} genre

$$G+1,2P \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

. Sollicitation du 2^e genre

$$G+P+SI_V+SI_H \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 206,5 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Les sections d'aciers seront déterminées sous la sollicitation du 1^{er} genre et sous la plus défavorable des sollicitations du 2^e genre.

La méthode de détermination des armatures est celle de P. Charon.

Portique transversal (I-I)

Pour déterminer les armatures longitudinales, on compare les deux sollicitations $1,5(SP_1)$ et (SP_2) , deux cas peuvent se présenter :

- Si $1,5(SP_1) > (SP_2)$ dans ce cas, on détermine les armatures sous (SP_1)
- Si $1,5(SP_1) < (SP_2)$ dans ce cas, on détermine les armatures sous (SP_2)

Niveau 5

Moment sous (SP_1)

$$\begin{array}{ccccccc} 1,401 & & 6,357 & & 4,642 & & \\ & (2) & & (4) & & & \\ \hline & & 2,873 & & 5,379 & & \\ & (1) & & (3) & & & (5) \end{array}$$

Moment sous max (SP_2)

$$\begin{array}{ccccccc} 4,412 & & 8,936 & & 7,751 & & \\ & & & & & & \\ \hline & & 4,28 & & 7,184 & & 3,991 \\ & & & & & & \\ \hline 1,762 & & & & & & \end{array}$$

Armatures longitudinales

Section en travée

$$1,5(SP_1) = 1,5 \cdot 5,379 = 8,068 > 7,184$$

On prend $M = 5,379 \text{ km}$ (SP_1).

$$\mu = \frac{15 \cdot 5,379 \cdot 10^5}{2800 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,072 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} K = 30,5 \\ \varepsilon = 0,8901 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{30,5} = 91,8 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$A = \frac{5,379 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8901 \cdot 40} = 5,39 \text{ cm}^2$$

Soit 6T12 ($6,78 \text{ cm}^2$)

Section en appui de rive

$$1,5 \cdot 4,642 = 6,963 < 7,751$$

Soit $M = 7,751 \text{ km}$ (SP_2)

$$\mu = \frac{15 \cdot 7,751 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,0692 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} K = 31,3 \\ \varepsilon = 0,8920 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{31,3} = 134,18 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{7,751 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,892 \cdot 40} = 5,17 \text{ cm}^2$$

Soit 6T12

Section en appui intermédiaire

$$1,5 \cdot 6,357 = 9,53 > 8,936$$

Soit $M = 6,357 \text{ tm}$ (SP_1)

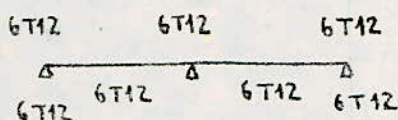
$$\mu = \frac{15 \cdot 6,357 \cdot 10^5}{2800 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,0851 \longrightarrow \begin{cases} K = 27,5 \\ \epsilon = 0,8824 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{27,5} = 101,8 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{6,357 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8824 \cdot 40} = 6,43 \text{ cm}^2$$

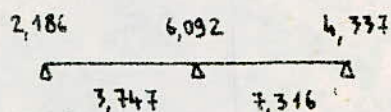
Soit 6T12

Sections adoptées

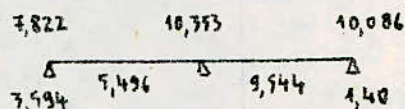


Niveau 4

moment sous (SP_1)



moment sous max (SP_2)



Armatures longitudinales

. Section en travée

$$1,5 \cdot 7,316 = 10,974 > 9,544$$

Soit $M = 10,974 \text{ tm}$ (SP_1)

$$\mu = \frac{15 \cdot 10,974 \cdot 10^5}{2800 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,0979 \longrightarrow \begin{cases} K = 25,1 \\ \epsilon = 0,8753 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{25,1} = 111,55 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{10,974 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8753 \cdot 40} = 7,46 \text{ cm}^2$$

Soit 5T14 ($7,69 \text{ cm}^2$)

. Section en appui de rive

$$1,5 \cdot 4,337 = 6,505 < 10,086$$

Soit $M = 10,086 \text{ tm}$ (SP_2)

$$\mu = \frac{15 \cdot 10,086 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,090 \longrightarrow \begin{cases} K = 26,5 \\ \epsilon = 0,8795 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{26,5} = 158,5 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{10,086 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8795 \cdot 40} = 6,82 \text{ m}^2 \quad \text{Soit 5T14}$$

Section en appui intermediaire

$$1,5 \cdot 6,092 = 9,138 < 10,353$$

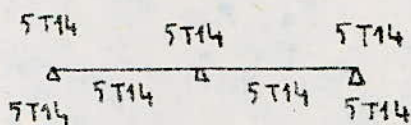
$$\text{Soit } M = 10,353 \text{ tm (SP}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 10,353 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,0924 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} K = 26 \\ \epsilon = 0,878 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{26} = 161,5 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

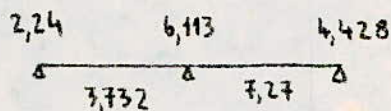
$$A = \frac{10,353 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,878 \cdot 40} = 7,018 \text{ m}^2 \quad \text{Soit 5T14}$$

Sections adoptees

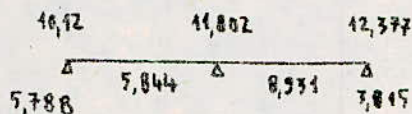


Niveau 3

moment sous (SP₁)



moment sous max (SP₂)



Armatures longitudinales

Section en travée

$$1,5 \cdot 7,27 = 10,905 > 8,931$$

$$\text{Soit } M = 7,27 \text{ tm (SP}_1\text{)}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 7,27 \cdot 10^5}{2800 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,0973 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} K = 25,2 \\ \epsilon = 0,8756 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{25,2} = 111,12 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{7,27 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8756 \cdot 40} = 7,41 \text{ m}^2 \quad \text{Soit 6T14 (9,23 m}^2\text{)}$$

Section en appui de rive

$$1,5 \cdot 4,428 = 6,642 < 12,377$$

Soit $M = 12,377 \text{ tm}$ (SP_2)

$$\mu = \frac{15 \cdot 12,377 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,1105 \longrightarrow \begin{cases} K = 23,2 \\ E = 0,8691 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{23,2} = 181,03 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{12,377 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8691 \cdot 40} = 8,47 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 6T14$$

Section en appui intermédiaire

$$1,5 \cdot 6,113 = 9,169 < 11,802$$

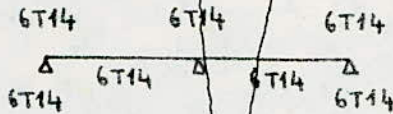
Soit $M = 11,802 \text{ tm}$ (SP_2)

$$\mu = \frac{15 \cdot 11,802 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,1053 \longrightarrow \begin{cases} K = 23,9 \\ E = 0,8715 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{23,9} = 157,7 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

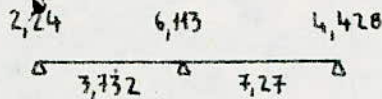
$$A = \frac{11,802 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8715 \cdot 40} = 8,06 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 6T14$$

Sections adoptées

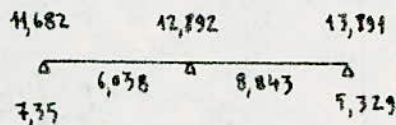


Niveau 2

moment sous (SP_1)



moment sous max (SP_2)



Armatures longitudinales

Section en travée

$$1,5 \cdot 7,27 = 10,905 > 8,843 \quad \text{Soit } M = 7,27 \text{ tm} \quad (SP_1)$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 7,27 \cdot 10^5}{2800 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,0973 \longrightarrow \begin{cases} K = 25,2 \\ E = 0,8756 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{25,2} = 111,12 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{7,27 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8756 \cdot 40} = 7,473 \text{ m}^2 \quad \text{Soit FT12 (7,92 m}^2\text{)}$$

Section en appui de rive

$$1,5 \cdot 4,428 = 6,642 < 13,891 \quad \text{Soit } M = 13,891 \text{ t m (SP}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 13,891 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,124 \quad \rightarrow \begin{cases} K = 21,45 \\ E = 0,8628 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{21,45} = 195,8 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{13,891 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8628 \cdot 40} = 9,58 \text{ m}^2 \quad \text{Soit FT14 (10,77 m}^2\text{)}$$

Section en appui intermédiaire

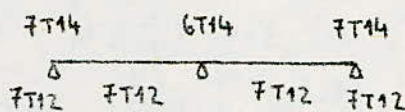
$$1,5 \cdot 6,113 = 9,169 < 12,892 \quad \text{Soit } M = 12,892 \text{ t m (SP}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 12,892 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,115 \quad \rightarrow \begin{cases} K = 22,55 \\ E = 0,8669 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{22,55} = 186,25 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{12,892 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8669 \cdot 40} = 8,85 \text{ m}^2 \quad \text{Soit 6T14 (9,23 m}^2\text{)}$$

Sections adoptées



Niveau 1

moment sous (SP₁)

$$\begin{array}{ccc} 2,873 & 4,932 & 2,271 \\ \Delta & 4,115 & \Delta & 8,455 & \Delta \end{array}$$

moment sous max (SP₂)

$$\begin{array}{ccc} 10,339 & 10,437 & 9,707 \\ \Delta & 5,801 & \Delta & 9,434 & \Delta & 5,525 \\ 4,783 & & & & & \end{array}$$

Armatures longitudinales

Section en travée

$$1,5 \cdot 8,455 = 12,683 > 9,434 \quad \text{Soit } M = 8,455 \text{ t m (SP}_1\text{)}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 8,455 \cdot 10^5}{2800 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,1132 \quad \rightarrow \begin{cases} K = 23,8 \\ E = 0,8677 \end{cases}$$

$$A = \frac{7,27 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8756 \cdot 40} = 7,473 \text{ m}^2 \quad \text{Soit FT12 (7,92 m}^2\text{)}$$

Section en appui de rive

$$1,5 \cdot 4,428 = 6,642 < 13,891 \quad \text{Soit } M = 13,891 \text{ tm (SP}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 13,891 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,124 \quad \rightarrow \begin{cases} k = 21,45 \\ \epsilon = 0,8628 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{21,45} = 195,8 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{13,891 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8628 \cdot 40} = 9,58 \text{ m}^2 \quad \text{Soit FT14 (10,77 m}^2\text{)}$$

Section en appui intermédiaire

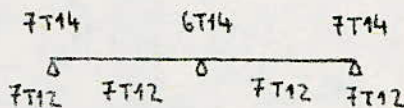
$$1,5 \cdot 6,113 = 9,169 < 12,892 \quad \text{Soit } M = 12,892 \text{ tm (SP}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 12,892 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,115 \quad \rightarrow \begin{cases} k = 22,55 \\ \epsilon = 0,8669 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{22,55} = 186,25 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

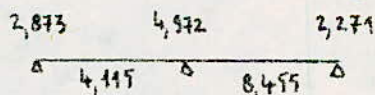
$$A = \frac{12,892 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8669 \cdot 40} = 8,85 \text{ m}^2 \quad \text{Soit 6T14 (9,23 m}^2\text{)}$$

Sections adoptées



Niveau 1

moment sous (SP₁)



moment sous max (SP₂)



Armatures longitudinales

Section en travée

$$1,5 \cdot 8,455 = 12,682 > 9,434 \quad \text{Soit } M = 8,455 \text{ tm (SP}_1\text{)}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 8,455 \cdot 10^5}{2800 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,1132 \quad \rightarrow \begin{cases} k = 23,8 \\ \epsilon = 0,8677 \end{cases}$$

$$A = \frac{8,455 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8677 \cdot 40} = 8,70 \text{ m}^2$$

Soit FT14

Section en appui de rive

$$1,5 \cdot 2,873 = 4,304 < 10,339 \quad \text{Soit } M = 10,339 \text{ tm (SP}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 10,339 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,0923 \quad \longrightarrow \begin{cases} K = 26,05 \\ \varepsilon = 0,87815 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{26,05} = 161,2 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{10,339 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,87815 \cdot 40} = 7,008 \text{ m}^2 \quad \text{Soit FT12}$$

Section en appui intermédiaire

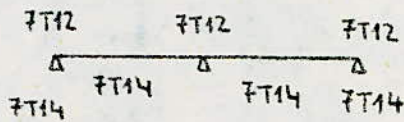
$$1,5 \cdot 4,972 = 7,458 < 10,347 \quad \text{Soit } M = 10,347 \text{ tm (SP}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 10,347 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,09318 \quad \longrightarrow \begin{cases} K = 25,9 \\ \varepsilon = 0,8777 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{25,9} = 162,16 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{10,347 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8777 \cdot 40} = 7,078 \text{ m}^2 \quad \text{Soit FT12}$$

Sections adoptées



VERIFICATIONS

- . Condition de non fragilité : il faut que la section d'armatures tendues soit supérieure à une valeur limite

$$A > 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b h \quad \text{avec } b = 25 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$A > 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} 25 \cdot 40 = 0,969 \quad \text{vérifié pour toutes les sections d'armatures}$$

- . Condition de la flèche (art 61, CCBA 68)

$$A \leq b_0 h \frac{43}{\sigma_{en}}$$

$$A < 25 \cdot 40 \frac{43}{4200} = 10,238 \quad \text{vérifié pour toutes les sections en travée}$$

- . Condition de non-entraînement (art 29, CCBA 68)

elle est vérifiée pour les aciers tendus et dans les endroits critiques.
On la vérifie en général dans la section où l'effort tranchant est maximum.

On prend la plus défavorable parmi les sollicitations (SP_1 , max SP_2)

si $1,5 T(SP_1) > T(SP_2)$ on prend $T(SP_1)$

si $1,5 T(SP_1) < T(SP_2)$ on prend $T(SP_2)$

$$\bar{\tau}_d = 2 \Psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \Psi_d = 1,5 \text{ (acier HA)}$$

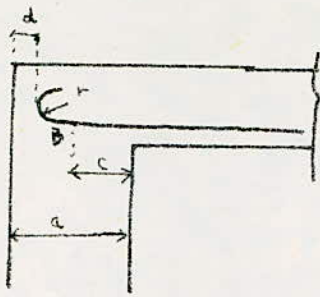
$$\tau_d = \frac{T}{n p z} \quad T = T_{\max} \quad z = \frac{7}{8} 40 = 35 \text{ cm}$$

$$p = \pi \phi$$

niveau	5	4	3	2	1
$T_{\max}(t)$	8,469	9,446	9,433	9,433	9,634
$\tau_d(\text{kg/cm}^2)$	9,17	12,27	10,218	10,218	10,435

donc la condition de non-entraînement est vérifiée pour tous les niveaux

Condition aux appuis



Béton : cette vérification se fait pour les appuis de rive. On doit avoir :

$$C \geq C_0 = \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}}$$

C : distance du nu de l'appui au point B où commence l'armage de l'armature inférieure

$C = a - (d + r)$ $a = 25 \text{ cm}$ $d = 2,5 \text{ cm}$ On prend $r = 5\phi$

niveau	5		4		3		2		1	
Section	④	⑤	④	⑤	④	⑤	④	⑤	④	⑤
T (t)	5,164 SP ₂	7,79 SP ₁	6,483 SP ₁	8,751 SP ₁	9,697 SP ₂	8,776 SP ₁	10,135 SP ₂	8,766 SP ₁	6,783 SP ₁	8,563 SP ₁
C (cm)	28,5	28,5	29,5	29,5	29,5	29,5	29,5	29,5	28,5	28,5
C ₀ (cm)	5,98	9,03	7,46	10,14	7,49	10,17	7,83	10,17	7,86	9,92

On a toujours $C > C_0$

Aciers : on examine l'influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures

Au niveau des appuis, l'effort tranchant et le moment fléchissant provoquent un effort de traction sur les armatures inférieures.

La relation à vérifier est : $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$

M : moment dans la section d'appui pris avec z son signe

N.B : pour faciliter l'exécution, on prolonge quelques barres de la travée et on vérifie si ces armatures suffisent.

niveau	5		4		3		2		1	
section	④	⑤	④	⑤	④	⑤	④	⑤	④	⑤
M (tm)	4,362	3,901	3,594	1,40	5,788	3,845	7,35	5,329	4,783	5,525
T (t)	3,229 <small>SP₂</small>	5,192 <small>SP₂</small>	3,095 <small>SP₂</small>	5,645 <small>SP₂</small>	2,379 <small>SP₂</small>	5,129 <small>SP₂</small>	1,861 <small>SP₂</small>	4,816 <small>SP₂</small>	3,358 <small>SP₂</small>	5,46 <small>SP₂</small>
A (m ²)	6,78	6,78	7,69	7,69	7,69	7,69	7,92	7,92	10,77	10,77
$\frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{\gamma \sigma_a}$	0,778	1,209	0,761	1,358	0,605	1,247	0,493	1,182	0,832	1,337

les armatures prolongées de la travée suffisent largement.

Verification des contraintes des pontique transversal (I-I)

niveau	Section →	①	②	③	④	⑤
5	M (cm)	7,751	5,379	6,357	7,379	7,751
	A	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78
	$\bar{\omega}$	0,678	0,678	0,678	0,678	0,678
	E	0,8798	0,8798	0,8798	0,8798	0,8798
	K	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6
	G _a	3248,9	2254,3	2664,2	2254,3	3248,9
	G _b	122,12	84,74	100,15	84,74	122,12
4	M	10,086	7,316	10,753	7,316	10,086
	A	7,69	7,69	7,69	7,69	7,69
	$\bar{\omega}$	0,769	0,769	0,769	0,769	0,769
	E	0,8737	0,8737	0,8737	0,8737	0,8737
	K	24,6	24,6	24,6	24,6	24,6
	G _a	3752,5	2722,2	3852,5	2722,2	3752,5
	G _b	192,54	140,65	156,6	140,65	192,54
3	M	12,377	7,27	11,802	7,27	12,377
	A	9,23	7,69	9,23	7,69	9,23
	$\bar{\omega}$	0,923	0,769	0,923	0,769	0,923
	E	0,8647	0,8737	0,8647	0,8737	0,8647
	K	21,95	24,6	21,95	24,6	21,95
	G _a	3876,9	2705,11	3696,82	2705,11	3876,9
	G _b	176,62	109,96	168,42	109,96	176,62
2	M	13,891	7,27	12,892	7,27	13,891
	A	10,77	7,92	9,23	7,92	10,77
	$\bar{\omega}$	1,077	0,792	0,923	0,792	1,077
	E	0,8567	0,8725	0,8647	0,8725	0,8567
	K	19,9	24,2	21,95	24,2	19,9
	G _a	3763,8	2630,16	4038,25	2630,16	3763,8
	G _b	189,13	106,68	183,97	106,68	189,13
1	M	10,359	8,455	10,437	8,455	10,359
	A	7,92	10,78	7,92	10,78	7,92
	$\bar{\omega}$	0,792	1,078	0,792	1,078	0,792
	E	0,8725	0,8567	0,8725	0,8567	0,8725
	K	24,2	19,9	24,2	19,9	24,2
	G _a	3740,48	2288,79	3775,93	2288,79	3740,48
	G _b	154,56	115,01	156,03	115,01	154,56

Toutes les contraintes sont vérifiées

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{bR}$$

$$G_a = \frac{M}{AER}$$

$$G_b = \frac{G_a}{K}$$

$$SP_1 \begin{cases} G_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ G_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$SP_2 \begin{cases} G_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ G_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Vérification à la fissuration

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

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

$$k = 1,9 \cdot 10^6$$

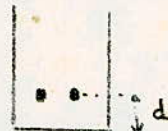
$$\bar{\sigma}_b = 9,8 \text{ bars}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (acier HA)}$$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$$

$$B_f = 2 b d$$

A = section d'armatures tendues



la valeur de $\bar{\sigma}_a$ est déjà calculée dans la page précédente
la vérification se fait où on a le maximum d'aciers

niveau	A	B _f	\bar{w}_f	σ_1	σ_2	$\bar{\sigma}_a$	σ_a	Section de l'acier utilisé
5	6,78	2.250 = 250	0,0271	4264,35	2110,02	4200	3248,5	(1) S _{P2}
4	7,69	250	0,0307	4024,66	1955,69	"	3752,5	(1) S _{P2}
3	9,23	250	0,0369	4620,68	"	"	3876,9	(1) S _{P2}
2	10,77	250	0,0430	5154,84	"	"	3763,8	(1) S _{P2}
1	10,77	250	0,0430	"	"	2800	2288,7	(4) S _{P1}

Pas de risque de fissuration

Armatures transversales

pour utiliser des étriers et cadres perpendiculaires à la ligne moyenne, il faut que la contrainte de cisaillement τ_b tel que $\tau_b = \frac{T}{b z}$ soit inférieure aux valeurs:

$$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

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

$\bar{\sigma}'_b$: contrainte maximum de compression du béton dans la section pour laquelle on considère τ_b .

Espacement des cadres et étriers

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

On utilise FeE 24 ($\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$).

$$z = 7/8 \cdot h = 7/8 \cdot 40 = 35 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho \bar{\sigma}_{en}$$

On suppose qu'il y'a reprise de bétonnage donc $\rho = 2/3$

Alors $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$.

Cet espacement doit être inférieure à la valeur limite \bar{t} tel que:

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

N.B.: les armatures transversales ne peuvent être espacées d'une distance supérieure à h .

En effet, si l'effort tranchant est nul, on a $\tau_b = 0$ donc $\bar{t} = h$

Pour les dispositions des armatures transversales, on utilise la suite de Caquot.

niveau	T_{max}	$\bar{\sigma}'_b (\text{kg/cm}^2)$	$\tau_b (\text{kg/cm}^2)$	$\left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \bar{t}$	A_t	t	\bar{t}
5	8,469	100,15	9,67	17,98	2,51	14	20
4	9,446	156,6	10,795	17,62	2,51	14	18
3	9,433	168,42	10,78	16,94	2,51	14	18
2	9,433	183,97	10,78	16,06	2,51	14	18
1	9,643	156,03	11,02	17,65	2,51	14	17

Portique longitudinal (II-II)

Niveau 5

moment sous SP_1	1,29	4,85	3,94	3,94	3,94	4,85	1,29
	Δ 3,76	Δ 2,70	Δ 2,98	Δ 2,98	Δ 2,70	Δ 3,76	Δ
moment sous max SP_2	5,34	7,90	6,87	6,87	6,87	7,90	5,34
	Δ 2,79	Δ 5,34	Δ 3,94	Δ 3,82	Δ 3,82	Δ 3,94	Δ 5,34
							Δ 2,73

Armatures longitudinales

Section en travée

$1,5 \cdot 3,76 = 5,64 > 5,34$ Soit $M = 3,76 \text{ tm}$ (SP_1)

$\mu = \frac{15 \cdot 3,76 \cdot 10^5}{2800 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,07596 \rightarrow \begin{cases} K = 46,6 \\ \epsilon = 0,9188 \end{cases}$

$\sigma'_b = \frac{2800}{46,6} = 60,08 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$

$A = \frac{3,76 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9188 \cdot 40} = 3,65 \text{ cm}^2$ Soit 4 T12 (4,52 cm²)

Section en appui de rive

$1,5 \cdot 1,29 = 1,93 < 5,34$ Soit $M = 5,34 \text{ tm}$ (SP_2)

$\mu = \frac{15 \cdot 5,34 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,0476 \rightarrow \begin{cases} K = 39,4 \\ \epsilon = 0,9081 \end{cases}$

$\sigma'_b = \frac{4200}{39,4} = 106,5 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$

$A = \frac{5,34 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9081 \cdot 40} = 3,50 \text{ cm}^2$ Soit 4 T12

Section en appui intermédiaire

$1,5 \cdot 4,85 = 7,27 < 7,90$ Soit $M = 7,90 \text{ tm}$ (SP_2)

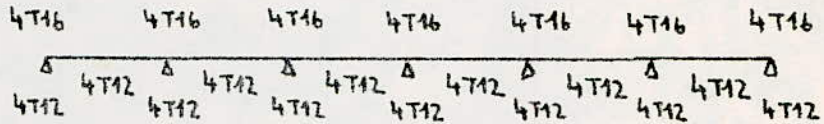
$\mu = \frac{15 \cdot 7,90 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,07053 \rightarrow \begin{cases} K = 30,95 \\ \epsilon = 0,8912 \end{cases}$

$\sigma'_b = \frac{4200}{30,95} = 135,7 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$

$A = \frac{7,90 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8912 \cdot 40} = 5,27 \text{ cm}^2$ Soit 4 T14 (6,15 cm²)

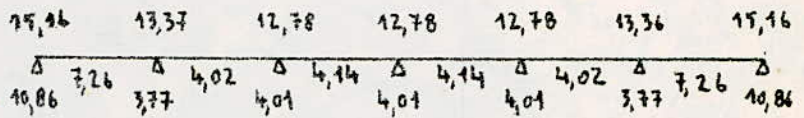
$$A = \frac{11,02 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,875 \cdot 40} = 7,51 \text{ m}^2 \quad \text{Soit } 4T16$$

Sections adoptées

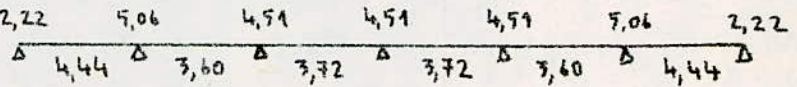


Niveau 3

moment sous SP_2



moment sous SP_4



Armatures longitudinales

. Section en travée

$$1,5 \cdot 4,44 = 6,66 < 7,26 \quad \text{Soit } M = 7,26 \text{ tm (SP}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 7,26 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,0648 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} K = 32,6 \\ \varepsilon = 0,895 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{32,6} = 128,8 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{7,26 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,895 \cdot 40} = 4,82 \text{ m}^2 \quad \text{Soit } 4T14 (6,15 \text{ m}^2)$$

. Section en appui de rive

$$1,5 \cdot 2,2 = 3,3 < 15,16 \quad \text{Soit } M = 15,16 \text{ tm (SP}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 15,16 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,1353 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} K = 20,25 \\ \varepsilon = 0,8582 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{20,25} = 207,4 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{15,16 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8582 \cdot 40} = 10,51 \text{ m}^2 \quad \text{Soit } 4T20 (12,56 \text{ m}^2)$$

. Section en appui intermédiaire

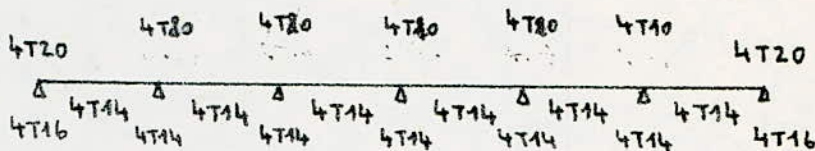
$$1,5 \cdot 5,06 = 7,59 < 13,37 \quad \text{Soit } M = 13,37 \text{ tm (SP}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 13,37 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,1193 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} K = 22 \\ \varepsilon = 0,8649 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{22} = 190,9 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

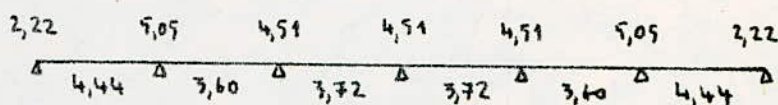
$$A = \frac{13,37 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8649 \cdot 40} = 9,20 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4 \text{ T}20 \quad (12,57 \text{ cm}^2)$$

Sections adoptées

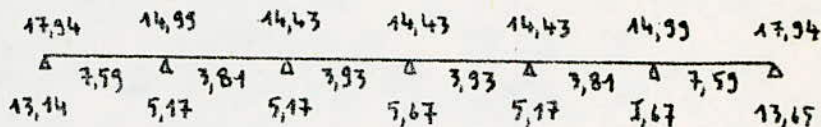


Niveau 2

moment sous SP₁



moment sous max SP₂



Armatures longitudinales

Section en travée

$$1,5 \cdot 4,44 = 6,66 < 7,59 \quad \text{Soit } M = 7,59 \text{ tm (SP}_2)$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 7,59 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,0677 \rightarrow \begin{cases} K = 31,75 \\ \epsilon = 0,89305 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{31,75} = 132,28 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{7,59 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,89305 \cdot 40} = 5,05 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4 \text{ T}14$$

Section en appui de rive

$$1,5 \cdot 2,22 = 3,33 < 17,94 \quad \text{Soit } M = 17,94 \text{ tm (SP}_2)$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 17,94 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,1601 \rightarrow \begin{cases} K = 18,75 \\ \epsilon = 0,8487 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{18,75} = 224,00 > 206,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{les armatures comprimées sont nécessaires}$$

$$K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{4200}{206,5} = 20,3 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,4249 \\ \mu' = 0,1824 \\ \bar{\omega} = 1,046 \end{cases}$$

$$\text{Soit } \sigma_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \delta' = d'/h$$

$$\sigma'_a = \frac{15(a-d) \bar{\sigma}'_b}{d} = \frac{15(0,4249-0,1)}{0,4249} \cdot 206,5 = 2368,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_0 = \mu \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}'_b = 0,1824 \cdot 25 \cdot 40^2 \cdot 206,5 = 15,06 \text{ tm}$$

$$\Delta M = M - M_0 = 17,94 - 15,06 = 2,88 \text{ tm}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d) \sigma'_a} = \frac{2,88 \cdot 10^5}{(40-4) \cdot 2368,5} = 3,37 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 4 T12}$$

$$A = \frac{\bar{\omega} b h}{100} + \frac{\Delta M}{(h-d) \sigma'_a} = \frac{1,046 \cdot 25 \cdot 40}{100} + \frac{2,88 \cdot 10^5}{36 \cdot 4200} = 12,36 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 4 T20} \quad (14,19 \text{ cm}^2)$$

Section en appui intermédiaire

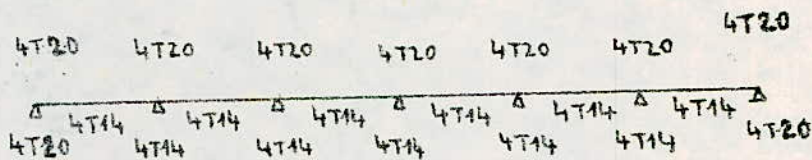
$$1,5 \cdot 9,06 = 13,59 < 14,99 \quad \text{Soit } M = 14,99 \text{ tm (SP}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 14,99 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,1338 \rightarrow \begin{cases} K = 20,4 \\ \epsilon = 0,8588 \end{cases}$$

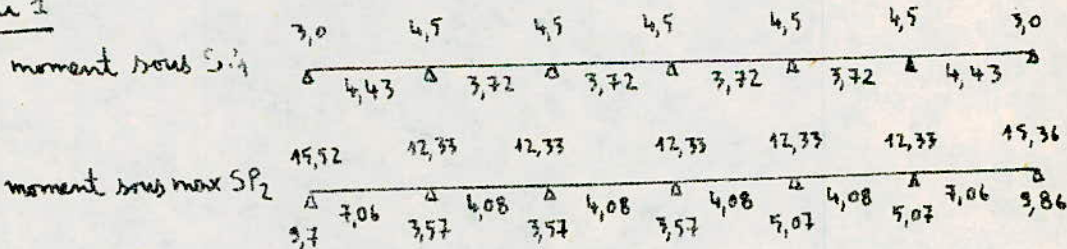
$$\sigma'_b = \frac{4200}{20,4} = 205,8 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{14,99 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8588 \cdot 40} = 10,38 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 4 T20}$$

Sections adoptées



Niveau 1



Armatures longitudinales

Section en travée

$$1,5 \cdot 4,43 = 6,64 < 7,06 \quad \text{Soit } M = 7,06 \text{ tm (SP}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 7,06 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 \cdot 40^2} = 0,06309 \rightarrow \begin{cases} K = 33,2 \\ \epsilon = 0,8963 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{33,2} = 126,5 < 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

VÉRIFICATIONS

Condition de non-fragilité

$$A \geq 0,69 b_e \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 25 \cdot 40 \frac{9,9}{4200} = 0,965 \text{ vérifié pour toutes les sections}$$

Condition de la flèche

$$A \leq b_e \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} = 25 \cdot 40 \frac{43}{4200} = 10,238 \text{ vérifié pour toutes les sections}$$

Condition de non-entraînement

sous SP₁: $\bar{\tau}_d = 24d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 9,9 = 17,7 \text{ kg/m}^2$

$$\tau_d = \frac{T}{n p z} \quad T = T_{\max} \quad z = \frac{3}{8} \cdot 40 = 35 \text{ cm}$$

sous SP₂: $\bar{\tau}_d = 1,5 \cdot 17,7 = 26,55 \text{ kg/m}^2$

niveau	5	4	3	2	1
T _{max} (t)	10,82 SP ₁	18,87 SP ₂	18,49 SP ₂	21,51 SP ₂	18,8 SP ₂
τ _d (kg/m ²)	17,58	26,82	21,03	24,46	21,38

Conclusion: la condition de non-entraînement est donc vérifiée.

Condition aux appuis

• Béton: cette vérification se fait pour les appuis de rive

$$C > C_0 = \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}_{b0}} \quad C = 29 - (2,5 - 5\phi)$$

niveau	5		4		3		2		1	
T (t)	8,32 SP ₁	8,23 SP ₁	16,54 SP ₂	18,87 SP ₂	17,98 SP ₂	16,31 SP ₂	19,35 SP ₂	21,51 SP ₂	17,74 SP ₂	17,74 SP ₂
C	28,5	28,5	30,5	30,5	32,5	32,5	30,5	30,5	32,5	32,5
C ₀	9,64	9,64	13,86	14,58	13,89	12,60	14,98	16,62	13,71	13,71
section	①	⑬	④	⑬	①	⑬	①	⑬	①	⑬

On a toujours C > C₀

Aciers : on examine l'influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures.

La relation à vérifier est : $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\gamma}$

N.B. : pour faciliter l'exécution, on prolonge quelques barres de la travée et on la vérifie si les armatures suffisent.

niveau	5		4		3		2		1	
Section	①	⑬	④	⑬	④	⑬	①	⑬	①	⑬
M (tm)	2,79	2,79	6,45	6,45	10,86	10,86	13,14	13,69	9,7	9,86
T (t)	9,29 SP ₂	9,29 SP ₂	16,54 SP ₂	16,54 SP ₂	16,34 SP ₂	14,67 SP ₂	18,31 SP ₂	18,31 SP ₂	17,18 SP ₂	17,18 SP ₂
A (cm ²)	4,52	4,52	8,04	8,04	12,56	12,56	14,19	14,19	12,56	12,56
$\frac{T}{\gamma} + \frac{M}{\gamma \sigma_a}$	4,10	4,10	7,32	7,32	11,27	11,27	13,29	13,29	10,68	10,68

Vérification à la fissuration

$\eta = 1,6$ (acier HA) $K = 1,5 \cdot 10^6$

$b = 25 \text{ cm}$

$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$ $B_f = 2 \cdot 25 \cdot 5 = 250 \text{ cm}^2$

niveau	A	B _f	\bar{w}_f	σ_1	σ_2	$\bar{\sigma}_a$	σ_a	Section et type de sollicitation
5	4,52	250	0,018	3050,4	2584,4	2800	2316,6	SP ₁ ④
4	4,52	250	0,018	3050,4	2584,4	4200	4140	SP ₂ ②
3	6,15	250	0,0246	2616	2395,9	4200	3332	SP ₂ ②
2	6,15	250	0,0246	2616	2395,9	4200	3483	SP ₂ ②
1	6,15	250	0,0246	2616	2395,9	4200	3240	SP ₂ ②

Conclusion : pas de risque de fissuration

Verification des contraintes du portique (II-II)

niveaux	Sections	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
5	M (tm)	3,34	3,76	3,90	3,76	3,90	3,76	3,90	3,76	3,90	3,76	3,90	3,76	3,34
	A (m ²)	4,52	4,52	6,16	4,72	6,16	4,52	6,16	4,52	6,16	4,52	6,16	4,52	4,52
	$\bar{\omega}$	0,452	0,452	0,616	0,452	0,616	0,452	0,616	0,452	0,616	0,452	0,616	0,452	0,452
	E	0,8977	0,8977	0,8843	0,8977	0,8843	0,8977	0,8843	0,8977	0,8843	0,8977	0,8843	0,8977	0,8977
	K	33,9	33,9	28,2	33,9	28,2	33,9	28,2	33,9	28,2	33,9	28,2	33,9	33,9
	G _a (kg/m ²)	3290	2316,6	3630	2316,6	3630	2316,6	3630	2316,6	3630	2316,6	3630	2316,6	3290
	G _b (kg/m ²)	97,05	68,3	128,7	68,3	128,7	68,3	128,7	68,3	128,7	68,3	128,7	68,3	97,05
4	M	11,11	6,72	11,04	6,72	11,04	6,72	11,04	6,72	11,04	6,72	11,04	6,72	11,11
	A	8,04	4,52	8,04	4,52	8,04	4,52	8,04	4,52	8,04	4,52	8,04	4,52	8,04
	$\bar{\omega}$	0,804	0,452	0,804	0,452	0,804	0,452	0,804	0,452	0,804	0,452	0,804	0,452	0,804
	E	0,8716	0,8977	0,8716	0,8977	0,8716	0,8977	0,8716	0,8977	0,8716	0,8977	0,8716	0,8977	0,8716
	K	23,95	33,9	23,95	33,9	23,95	33,9	23,95	33,9	23,95	33,9	23,95	33,9	23,95
	G _a	3963	4140	3938	4140	3938	4140	3938	4140	3938	4140	3938	4140	3963
	G _b	165,5	122	166,4	122	166,4	122	166,4	122	166,4	122	166,4	122	165,5
3	M	15,16	7,26	13,37	7,26	13,37	7,26	13,37	7,26	13,37	7,26	13,37	7,26	15,16
	A	12,57	6,16	9,3	6,16	9,3	6,16	9,3	6,16	9,3	6,16	9,3	6,16	12,57
	$\bar{\omega}$	1,257	0,616	0,93	0,616	0,93	0,616	0,93	0,616	0,93	0,616	0,93	0,616	1,257
	E	0,8487	0,8843	0,8487	0,8843	0,8487	0,8843	0,8487	0,8843	0,8487	0,8843	0,8487	0,8843	0,8487
	K	18,05	28,2	21,85	28,2	21,85	28,2	21,85	28,2	21,85	28,2	21,85	28,2	18,05
	G _a	3542,6	3332	4158	3332	4158	3332	4158	3332	4158	3332	4158	3332	3542,6
	G _b	196,8	118	190,3	118	190,3	118	190,3	118	190,3	118	190,3	118	196,8
2	M	17,94	7,59	14,99	7,59	14,99	7,59	14,99	7,59	14,99	7,59	14,99	7,59	17,94
	A	14,19	6,16	12,57	6,16	12,57	6,16	12,57	6,16	12,57	6,16	12,57	6,16	14,19
	$\bar{\omega}$	1,419	0,616	1,257	0,616	1,257	0,616	1,257	0,616	1,257	0,616	1,257	0,616	1,419
	E	0,8487	0,8843	0,8487	0,8843	0,8487	0,8843	0,8487	0,8843	0,8487	0,8843	0,8487	0,8843	0,8487
	K	16,7	28,2	18,05	28,2	18,05	28,2	18,05	28,2	18,05	28,2	18,05	28,2	16,7
	G _a	3792	3483	3512	3483	3512	3483	3512	3483	3512	3483	3512	3483	3792
	G _b	224,6	123,5	194,6	123,5	194,6	123,5	194,6	123,5	194,6	123,5	194,6	123,5	224,6
1	M	15,22	7,06	12,33	7,06	12,33	7,06	12,33	7,06	12,33	7,06	12,33	7,06	15,22
	A	12,57	6,16	9,3	6,16	9,3	6,16	9,3	6,16	9,3	6,16	9,3	6,16	12,57
	$\bar{\omega}$	1,257	0,616	0,93	0,616	0,93	0,616	0,93	0,616	0,93	0,616	0,93	0,616	1,257
	E	0,8487	0,8843	0,8487	0,8843	0,8487	0,8843	0,8487	0,8843	0,8487	0,8843	0,8487	0,8843	0,8487
	K	18,05	28,2	21,85	28,2	21,85	28,2	21,85	28,2	21,85	28,2	21,85	28,2	18,05
	G _a	3566,6	3240	3834,9	3240	3834,9	3240	3834,9	3240	3834,9	3240	3834,9	3240	3566,6
	G _b	197,6	114,9	175,5	114,9	175,5	114,9	175,5	114,9	175,5	114,9	175,5	114,9	197,6

Conclusion: toutes les contraintes sont vérifiées

Armatures transversales

niveau	T (k)	σ'_b (kg/cm ²)	τ_b	$14,7 \cdot \frac{\sigma'_b}{\sigma'_b}$	A_t	t
9	10,82	127,7	12,36	19,54	2,01	10
4	10,87	164,4	21,96	25,76	2,01	5
3	10,49	190,3	21,13	23,55	2,01	6
2	21,51	194,6	24,58	23,18	2,01	5
1	10,83	175,5	21,52	24,81	2,01	5

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad z = \frac{7}{8} \cdot 40 = 35 \text{ cm}$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T}$$

N.B.: recommandations par le CTC

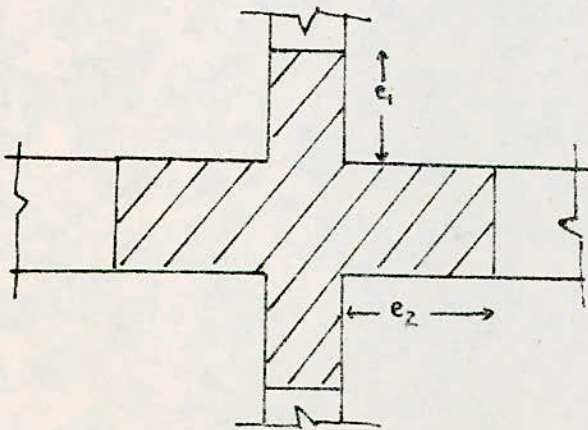
les espacements des armatures transversales doivent vérifier les conditions ci-dessous :

- En zone nodale :

$$t \leq \min \{ 0,3h ; 12 \phi_{l \min} \}$$

- Autres zones :

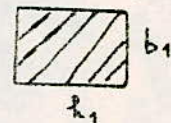
$$t \leq 0,5h$$



$$e_1 = \max \begin{cases} b_1 \\ h_1 \\ h_1/6 \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e_2 = 2h$$

frottement



frottement



Ferraillage des poteaux

Les poteaux seront calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort normal N et à des moments fléchissants en tête et en pied dans le sens longitudinal et dans le sens transversal.

On fera le calcul des poteaux sous la sollicitation du 1^{er} genre : $G+1,2P$ et sous la plus défavorable des sollicitations du 2^e genre.

Exposé de la méthode.

Section rectangulaire partiellement comprimée

Une section rectangulaire partiellement comprimée si :

l'effort normal étant un effort de compression, on a :

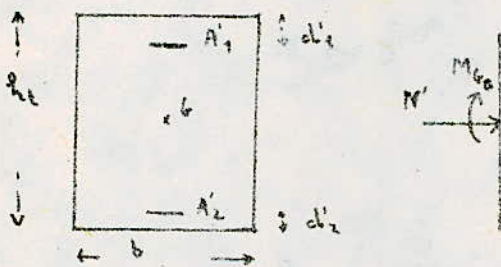
$$e_0 = \frac{M}{N} > \frac{h_t}{6}$$

e : excentricité de la charge

M : moment de flexion / C.G de la section du béton seul.

N : effort normal au centre de gravité du béton seul.

Section rectangulaire entièrement comprimée



M_{b0} : moment de flexion / C.G du béton seul de la section

La section est entièrement comprimée si $e_0 = M/N < h_t/6$

et la section sera armée symétriquement $A_1 = A_2 = A'$

$$\rho = \frac{N}{\sigma_s \cdot b \cdot h_t}$$

$$e = \frac{M_b}{N}$$

$$j = \frac{6 \rho \beta}{h_t}$$

$$C = \frac{1 - \rho - j}{\epsilon}$$

$$E = 12(0,5 - h_t)^2$$

$$\mu = \frac{2nA'}{b \cdot h_t}$$

$\mu = -D + \sqrt{D^2 - C}$, on aura alors

$$A' = \frac{\mu b h_t}{2n}$$

Cas de la compression simple

La section d'armature longitudinale doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\begin{cases} A > \frac{1,25}{10^3} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \\ A > \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}} - B \right) \\ A \leq \frac{B}{20} \end{cases}$$

$$\theta_1 = \begin{cases} 1,8 & \text{poteaux d'angle} \\ 1,4 & \text{poteaux de rive} \\ 1 & \text{autres poteaux} \end{cases}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} l_c : \text{longueur de flambement} \\ a : \text{petite dimension transversale} \\ c : \text{enrobage des armatures longitudinales} \end{array}$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2460}{\bar{\sigma}'_{em}}$$

Contrainte admissible $\bar{\sigma}'_b$ en flexion composée

Sous SP₁: $\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28}$ avec $\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$

$0 < e_0 < 0,50 h_x$ alors $\delta = 0,30 \left(1 + \frac{2e_0}{h_x} \right)$

$e_0 > 0,50 h_x$ alors $\delta = 0,60$

Sous SP₂: la valeur de δ est multipliée par 1,5

Portique transversal (I-I)

Détermination des armatures longitudinales sous SP_1

On compare $e_0 = \frac{M}{N}$ pour tous les poteaux à $e_1 = \frac{h}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ m}$

files	poteaux	M (tm)	N (t)	e_0 (m)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	
A	1-4	1,401	5,07	27,63	137	P.C
	4-7	1,156	11,25	10,27	104,13	
	7-10	1,120	17,46	6,41	92,22	EC
	10-13	1,120	23,66	4,73	85,74	
	13-16	1,990	30,45	6,93	92,68	
B	2-5	1,122	15,54	7,22	95,34	PC
	5-8	0,733	32,49	2,25	76,17	EC
	8-11	0,715	39,41	1,81	74,48	
	11-14	0,724	46,33	1,56	73,51	
	14-17	0,953	62,87	1,51	73,32	
C	3-6	2,042	7,79	26,1	137	PC
	6-9	2,213	16,54	13,37	119,07	
	9-12	2,213	25,31	8,74	101,21	
	12-15	2,213	34,09	6,49	92,93	
	15-18	4,119	42,65	9,64	104,68	

Pourcentage minimal d'armatures (art 3-2-2 CCBA 68)

$$\frac{A}{B} \geq \frac{1,25}{10^3} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

• $\theta_1 = \begin{cases} 1,4 & \text{pour la file A et C} \\ 1 & \text{pour la file B} \end{cases}$

• $\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$ $l_c = 0,7 \cdot 2,69 = 1,883 \text{ m}$
 $l_c = 0,7 \cdot 0,86 = 0,602 \text{ m}$

$$\theta_2 = 1 + \frac{1,883}{4 \cdot 0,25 - 2 \cdot 0,02} = 2,96 \quad (3^\circ, 2^\circ, 1^\circ, \text{RDC})$$

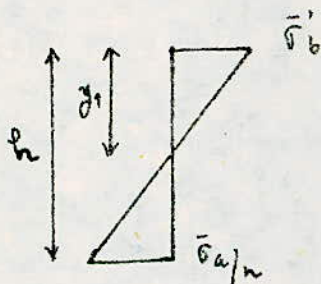
$$\theta_2 = 1,62 \quad (\text{V.S})$$

• $\theta_3 = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,51$

• σ'_m

* pour les sections entièrement comprimées, on a: $\sigma'_m = \frac{N}{B}$
 la relation sera: $A \geq \frac{1,25}{10^3} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}}$

* pour les sections partiellement, on se réfère au diagramme de Navier



$$y_1 = h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a/n}$$

On a donc $B' = b \cdot y_1$ et $\sigma'_m = \frac{N}{B'} = \frac{N}{b y_1}$
 $B = b \cdot h$

$$\frac{A}{B} \geq \frac{1,25}{10^3} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b0}} \quad \text{d'où} \quad A \geq \frac{1,25}{10^3} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N h t}{y_1 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}}$$

Tableau donnant le pourcentage minimal des armatures

files	poteaux	$\bar{\sigma}'_b$	N (t)	γ_1 (mm)	A_e (cm ²)
A	1-4	137	5,07	13,33	1,50
	4-7	107,13	11,25	11,51	3,87
	7-10	92,22	17,46	10,41	6,65
	10-13	85,74	23,66	/	1,53
	13-16	92,68	30,45	10,45	6,32
B	2-5	95,34	15,54	10,65	3,30
	5-8	76,17	32,49	/	2,63
	8-11	74,48	39,41	/	3,19
	11-14	73,51	46,33	/	3,75
	14-17	73,32	62,87	/	2,78
C	3-6	137	7,79	13,33	2,31
	6-9	119,07	16,54	12,26	5,75
	9-12	101,21	25,31	11,07	9,07
	12-15	92,53	34,09	10,44	12,95
	15-18	104,68	42,65	11,31	8,18

Exemple de calcul

. poteau 1-4

$$M = 1,401 \text{ tm}$$

$$N = 5,07 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} M = 1,401 \text{ tm} \\ N = 5,07 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow e_0 = 27,63 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} \text{ donc la section est partiellement comprimée}$$

$$M_{at} : \text{moment par rapport aux aciers tendus}$$

$$M_{at} = M_{fidif} = M + \left(\frac{h_t}{2} - d \right) N = 1,401 + \left(\frac{9,35}{2} - 0,035 \right) 5,07 = 1,749 \text{ tm}$$

On fait le calcul comme étant dans le cas de flexion simple

$$\mu = \frac{n M_{at}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,749 \cdot 10^5}{2800 \cdot 25 \cdot 31,5^2} = 0,0377 \rightarrow \begin{cases} K = 45,2 \\ \varepsilon = 0,9169 \end{cases}$$

$$K'_b = \frac{2800}{45,2} = 61,9 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = \frac{1,749 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9169 \cdot 31,5} = 2,16 \text{ cm}^2$$

La section en flexion composée sera: $A = A_1 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$
 d'où $A = 0,352 \text{ m}^2$.

Détermination des armatures longitudinales du pontique (I-I) sous SP₁

file	prof	M (tm)	N (t)	e ₀ (cm)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	ρ	ν	ϵ	C	D	μ	A _s (cm ²)	A cm ²	A' cm ²	A _{min} cm ²
A	1-4	1,401	5,07	27,63	137	/	/	/	/	/	/	2,46	0,35	/	1,50
	4-7	1,156	11,25	10,27	107,13	/	/	/	/	/	/	3,44	<0	/	3,87
	7-10	1,12	17,46	6,44	92,22	/	/	/	/	/	/	/	4,15	4,15	6,65
	10-13	1,12	23,66	4,73	85,74	/	/	/	/	/	/	/	/	<0	1,53
	13-16	1,99	30,45	6,53	92,68	/	/	/	/	/	/	/	4,49	5,47	6,32
B	2-5	1,122	15,54	7,22	95,34	/	/	/	/	/	/	4,19	<0	/	3,30
	5-8	0,733	32,49	2,25	76,17	2,99	0,38	0,6643	0,354	1,104	<0	/	/	<0	2,63
	8-11	0,715	39,41	1,81	74,48	1,45	0,31	0,285	0,778	0,342	<0	/	/	<0	3,19
	11-14	0,724	46,33	1,56	73,51	1,38	0,217	0,235	0,559	0,420	<0	/	/	<0	3,75
	14-17	0,953	62,87	1,51	73,32	1,02	0,259	0,176	0,279	-0,239	0,668	/	/	5,85	2,78
C	3-6	2,042	7,73	26,21	137	/	/	/	/	/	/	3,97	1,19	/	2,31
	6-9	2,213	16,54	13,37	119,07	/	/	/	/	/	/	5,86	<0	/	5,35
	9-12	2,213	25,31	8,74	101,21	/	/	/	/	/	/	/	4,48	1,00	9,07
	12-15	2,213	34,09	6,49	92,53	/	/	/	/	/	/	/	6,75	8,02	12,95
	15-18	4,115	42,65	9,64	104,68	/	/	/	/	/	/	/	0,77	12,91	8,18

Détermination des armatures longitudinales sous max (SP₂)

1° Sous la combinaison: (M_{max} et N_{max}sp)

files	A					B					C				
potaux	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18
M (tm)	3,583	4,982	5,884	6,174	3,883	4,0	5,314	6,837	7,227	3,226	3,564	5,844	6,707	7,023	5,488
N (t)	4,769	11,502	19,333	27,386	36,554	11,497	23,068	35,30	47,904	61,05	4,972	9,431	13,424	17,073	21,19
e ₀ (cm)	35,25	43,3	30,4	22,06	10,63	34,0	24,7	19,36	17,08	5,28	71,68	61,35	49,96	41,17	25,89
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	206,25	206,25	206,25	206,25	166,06	206,25	206,25	206,25	192,3	134,45	124	206,25	206,25	206,25	206,25
M _{ax} (tm)	4,256	6,592	8,530	10,092	9,006	5,605	8,943	11,779	13,933	/	4,260	7,136	8,586	9,419	8,454
μ	0,0612	0,0949	0,1236	0,1452	0,1296	0,0807	0,1287	0,1695	0,20	/	0,0643	0,1027	0,1236	0,1356	0,1217
K	33,8	25,6	21,5	19,3	20,85	20,4	20,95	17,36	15,44	/	33,8	24,3	21,5	20,2	21,75
\bar{K}	20,36	20,36	20,36	20,36	25,29	20,36	20,36	20,36	21,84	34,23	33,87	20,36	20,36	20,36	20,36
M _{ax} (tm)	/	/	/	2,255	1,228	/	/	1,89	0,520	/	/	/	/	4,656	/
ϵ	0,8975	0,8768	0,8650	0,8541	0,8407	0,8848	0,8109	/	/	/	0,8975	0,8728	0,8630	0,8580	0,8639
μ'_1	/	/	/	0,1972	0,2186	/	/	0,230	0,282	/	/	/	/	0,184	/
μ'_2	/	/	/	0,0440	0,0298	/	/	0,0368	0,0409	/	/	/	/	0,090	/
K	/	/	/	13,5	12	/	/	12,5	10	/	/	/	/	17	/
$\bar{\omega}'$	/	/	/	<0	<0	/	/	0,0776	0,4924	/	/	/	/	<0	/
$\bar{\omega}$	/	/	/	0,4944	0,4935	/	/	0,489	0,396	/	/	/	/	0,662	/
A ₂ (cm ²)	3,58	5,68	7,52	/	/	4,8	7,85	/	/	/	3,58	6,18	7,52	/	7,39
A (cm ²)	2,44	2,94	2,92	3,89	3,57	2,09	2,36	3,85	3,12	/	2,40	3,92	4,32	5,21	2,35
A' (cm ²)	/	/	2,92	<0	<0	2,05	2,36	0,61	3,87	<0	2,40	3,92	4,32	5,21	2,35
A _{min} (cm ²)	0,26	2,28	3,83	5,53	4,51	1,63	3,26	4,98	7,05	4,94	0,98	1,87	2,65	3,37	2,29

2) Sous la combinaison (N_{max} et M_{unresp}).

files	B					C				
	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18
profondeurs	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18
M (km)	1,88	4,394	5,552	5,961	1,86	0,982	1,681	2,722	4,034	1,92
N (t)	12,953	28,334	43,843	59,924	76,052	7,27	16,681	27,108	38,235	48,783
e ₀ (mm)	14,54	15,5	12,66	9,94	2,4	13,5	10,08	10,04	10,55	3,9
\bar{E}_0	188,93	194,8	178	161,98	117,7	182,98	162,74	162,53	165,53	126,5
Mat	3,693	8,360	11,690	14,350	/	1,999	4,016	6,517	9,386	/
μ	0,0531	0,1203	0,1683	0,2066	/	0,0288	0,0578	0,0938	0,1351	/
μ_1	36,9	21,9	17,45	15,1	/	53,1	35	25,8	20,3	/
\bar{K}	22,23	21,56	23,59	25,92	35,68	12,95	25,80	27,84	25,84	33,20
Max	/	/	0,586	2,428	/	/	/	/	1,318	/
E	0,9036	0,8645			/	0,9266	0,900	0,8774		/
μ_1'	/	/	0,2647	0,357	/	/	/	/	0,2286	/
μ_2'	/	/	0,0432	0,060	/	/	/	/	0,0321	/
K	/	/	10,5	12,5	/	/	/	/	12	/
\bar{w}'	/	/	0,2685	1,31	/	/	/	/	0,22	/
\bar{w}	/	/	0,3860	0,69	/	/	/	/	0,475	/
A ₁	3,08	7,31	/	/	/	1,63	3,37	5,6	/	/
A	0,96	1,67	3,03	10,32	/	< 0	< 0	< 0	3,74	/
A'	0,36	1,65	3,03	10,32	0,51	0,98	1,87	2,65	0,175	< 0
A _{min}	1,92	3,31	6,76	7,09	2,78	0,98	1,87	2,65	3,37	2,29

N.B.: la file A est la même que précédemment.

Détermination des armatures longitudinales sous SP₁

File	hauteur	M	N	e ₀	$\bar{\sigma}_b$	\int	ν	ϵ	C	D	μ	A ₁	A	A'	A _{min}
A	1-8	1,29	8,30	15,54	137	/	/	/	/	/	/	3,75	0,392	/	1,79
	8-15	1,14	18,1	6,29	101,46	/	/	/	/	/	/	5,32	<0	/	4,65
	15-22	1,11	27,94	3,97	88,93	0,359	0,342	1,92	0,155	0,491	<0	/	/	<0	2,27
	22-29	1,11	37,78	2,93	73,32	0,518	0,364	"	0,0614	0,406	<0	/	/	<0	3,07
	29-36	2,52	48,11	5,23	95,74	/	DOUBLE	LEMENT	ARR	NE	/	/	/	/	7,03
B	2-9	0,31	20,36	1,50	75,6	0,310	0,111	"	0,301	0,576	<0	/	/	<0	2,34
	9-16	0,17	43,49	0,39	63,6	0,714	0,0668	"	0,114	0,385	<0	/	/	<0	4,36
	16-23	0,15	66,39	0,22	68,68	1,104	0,0582	"	-0,084	0,386	0,097	/	/	2,82	7,57
	23-30	0,15	89,29	0,16	68,36	1,432	0,0572	"	-0,286	-4,583	0,535	/	/	15,6	10,19
	30-37	/	110,81	/	69	/	/	/	/	/	/	/	/	/	6,91
C	3-10	/	16,81	/	"	/	/	/	/	/	/	/	/	<0	2,12
	10-17	/	40,46	/	"	/	/	/	/	/	/	/	/	<0	4,61
	17-24	/	62,11	/	"	/	/	/	/	/	/	/	/	1,67	7,08
	24-31	/	83,76	/	"	/	/	/	/	/	/	/	/	22,5	9,55
	31-38	/	103,96	/	"	/	/	/	/	/	/	/	/	/	6,48
D	4-11	/	19,05	/	"	/	/	/	/	/	/	/	/	<0	2,17
	11-18	/	40,79	/	"	/	/	/	/	/	/	/	/	<0	4,65
	18-25	/	62,47	/	"	/	/	/	/	/	/	/	/	2,92	7,12
	25-32	/	84,23	/	"	/	/	/	/	/	/	/	/	23,04	9,61
	32-39	/	104,43	/	"	/	/	/	/	/	/	/	/	/	6,51
E	5-12	/	18,81	/	"	/	/	/	/	/	/	/	/	<0	2,14
	12-19	/	40,46	/	"	/	/	/	/	/	/	/	/	<0	4,61
	19-26	/	62,03	/	"	/	/	/	/	/	/	/	/	1,59	7,07
	26-33	/	83,68	/	"	/	/	/	/	/	/	/	/	22,5	9,55
	33-40	/	103,88	/	"	/	/	/	/	/	/	/	/	/	6,48
F	6-13	0,31	20,36	1,50	75,6	0,310	0,111	1,92	0,301	0,576	<0	/	/	<0	2,34
	13-20	0,17	43,49	0,39	63,6	0,714	0,0668	"	0,114	0,385	<0	/	/	<0	4,36
	20-27	0,15	66,39	0,22	68,68	1,104	0,0582	"	-0,084	0,386	0,097	/	/	2,82	7,57
	27-34	0,15	89,29	0,16	68,36	1,432	0,0572	"	-0,286	-4,583	0,535	/	/	15,6	10,19
	34-41	/	110,81	/	69	/	/	/	/	/	/	/	/	/	6,91
G	7-14	1,29	8,30	15,54	137	/	/	/	/	/	/	3,75	0,392	/	1,79
	14-21	1,14	18,1	6,29	101,46	/	/	/	/	/	/	5,32	<0	/	4,65
	21-28	1,11	27,94	3,97	88,93	0,359	0,342	1,92	0,155	0,491	<0	/	/	<0	2,27
	28-35	1,11	37,78	2,93	73,32	0,518	0,364	"	0,0614	0,406	<0	/	/	<0	3,07
	35-42	2,52	48,11	5,23	95,74	/	DOUBLE	LEMENT	ARR	NE	/	/	/	/	7,03

2) Sous la combinaison (Nmax et Mmax)

file	A					B					G				
potence	1-8	8-15	15-22	22-29	29-36	2-9	9-16	16-23	23-30	7-14	14-21	21-28	28-35	35-42	
M	4,64	7,83	7,47	8,30	2,48	4,52	8,21	10,27	11,15	2,42	5,45	7,16	8,18	2,48	
N	8,76	22,03	37,28	54,49	70,53	23,74	50,51	76,43	102,2	11,46	28,19	44,49	64,12	81,89	
eo	52,96	26,46	20,03	15,23	3,51	19,03	16,29	13,43	10,9	20,75	19,33	16,09	12,75	3,03	
\bar{e}_b	206,25	206,25	206,25	206,25	88,05	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	85,36	
Mat	5,516	8,033	11,198	13,749	/	6,894	13,261	17,913	21,37	3,586	8,269	11,609	14,592	10,665	
μ	0,1111	/	/	/	/	/	/	/	/	0,0722	/	/	/	/	
K	23,1	/	/	/	/	/	/	/	/	78,45	/	/	/	/	
\bar{K}	20,36	20,36	20,36	20,36	47,7	20,36	20,36	20,36	20,36	20,36	20,36	20,36	20,36	49,20	
Mac	/	3,627	3,742	2,851	/	2,146	3,459	2,627	0,93	/	2,631	2,711	1,768	9,709	
E	/	/	/	/	/	/	/	/	/	0,832	/	/	/	/	
μ^1	/	0,2198	0,3064	0,3762	/	0,4886	0,7628	0,4907	0,5847	/	0,2262	0,3476	0,3992	0,2918	
μ^2	/	0,0992	0,1023	0,078	/	0,0587	0,0864	0,0718	0,0254	/	0,0719	0,0749	0,0483	0,1561	
K	/	16,5	15,5	13,5	/	14	14	12,5	9,5	/	15,5	14	11,5	18,5	
\bar{w}^1	/	0,107	1,011	3,478	/	<0	1,467	2,594	3,213	/	0,206	1,021	1,630	1,049	
\bar{w}	/	0,746	0,829	0,779	/	0,586	0,811	0,806	0,921	/	0,606	0,711	0,669	0,999	
A_1	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
A	6,71	5,87	6,52	6,15	/	4,61	4,38	6,34	7,25	4,26	4,77	8,04	5,26	7,86	
A'	/	1,55	7,96	27,38	14,67	<0	11,55	20,42	25,30	/	1,62	5,59	17,85	8,26	
Amin	0,89	2,32	1,13	1,53	3,51	1,17	2,48	3,78	5,09	3,45	1,06	2,30	3,92	3,56	

N.B : les autres files sont les mêmes que précédemment

Portique transversal (I-I)

files	plateaux	Sous (SB ₁) A=A'	Sous (SB ₂) A=A'	A _{min}	Max (A=A') Section rectang.
A	1-4	0,352	2,44	0,13	2,44
	4-7	< 0	2,94	1,14	2,94
	7-10	4,15	2,92	1,91	4,15
	10-13	< 0	3,89	2,76	3,89
	13-16	6,49	3,57	2,25	6,49
B	2-5	< 0	2,05	0,96	2,05
	5-8	< 0	2,36	1,63	2,36
	8-11	< 0	3,85	2,49	3,85
	11-14	< 0	5,50	3,53	5,50
	14-17	5,86	0,92	2,47	5,86
C	3-6	1,19	2,40	0,49	2,40
	6-9	< 0	3,92	0,95	3,92
	9-12	4,48	4,32	4,53	4,48
	12-15	8,02	5,22	4,68	8,02
	15-18	12,91	2,35	4,14	12,91

Portique longitudinal (II-II)

files	profondeurs	Sous SP_1 $A=A'$	Sous SP_2 $A=A'$	A_{min}	Max ($A=A'$) section retenue
A	1-8	0,792	6,71	0,89	6,71
	8-15	< 0	7,87	2,32	7,87
	15-22	< 0	10,48	1,13	10,48
	22-29	< 0	27,38	1,53	27,38
	29-36	17,89	14,67	3,51	17,89
B	2-9	< 0	5,36	1,17	5,36
	9-16	< 0	11,55	2,48	11,55
	16-23	2,83	20,42	3,78	20,42
	23-30	19,62	25,30	5,09	25,30
	30-37	27,86	16,62	3,45	27,86
C	3-10	< 0	4,92	1,06	4,92
	10-17	< 0	11,50	2,30	11,50
	17-24	1,67	19,84	3,52	19,84
	24-31	23,59	23,94	4,77	23,94
	31-38	24,67	25,67	3,24	25,67
D	4-11	< 0	4,88	1,08	4,88
	11-18	< 0	11,30	2,32	11,30
	18-25	2,02	19,67	3,56	19,67
	25-32	23,04	24,09	4,80	24,09
	32-39	28,63	27,61	3,25	28,63
E	5-12	< 0	4,72	1,07	4,72
	12-19	< 0	11,50	2,30	11,50
	19-26	1,59	19,84	3,53	19,84
	26-33	22,51	23,94	4,77	23,94
	33-40	25,56	29,10	3,24	29,10
F	6-13	< 0	5,02	1,17	5,02
	13-20	< 0	12,04	2,48	12,04
	20-27	2,83	20,48	3,87	20,48
	27-34	19,62	24,58	5,09	24,58
	34-41	18,97	27,53	3,45	27,53
G	7-14	0,794	6,43	0,89	6,43
	14-21	< 0	7,70	2,32	7,70
	21-28	< 0	9,09	1,13	9,09
	28-35	< 0	12,83	1,53	12,83
	35-42	17,89	8,26	3,51	17,89

Recommandations pratiques:

- le diamètre minimum des barres est $\phi = 12 \text{ mm}$
- la distance entre deux barres voisines ne doit pas dépasser la dimension minimale de la section, dans notre cas 25 cm .
- disposer les aciers longitudinaux le plus près possible des parois
- Un poteau ne doit pas avoir une section d'armatures inférieure à celle du poteau supérieur.

Armatures transversales

Les armatures transversales disposés dans les poteaux ont un triple rôle:

- permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- empêcher le gonflement du béton.
- s'opposer au flambement des armatures longitudinales.

Zone courante

$$t = \max \begin{cases} t_1 = (100\phi_t - 15\phi_{e\max}) \left(2 - \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_{b0}}\right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_{b0}}\right) \phi_{e\min} \end{cases}$$

En pratique, on prend:

$t \leq 15 \phi_{e\min}$ avec $\phi_{e\min} = 12 \text{ mm}$ donc $t \leq 180 \text{ mm}$.

$\phi_t \geq 0,3 \phi_{e\max}$ avec $\phi_{e\max} = 25 \text{ mm}$ donc $\phi_t \geq 0,75 \text{ cm}$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ aciers transversaux FeE24

Zone de recouvrement

Soit J le nombre de cours d'armatures à disposer dans la zone

$J \geq 3$

$$J \geq \frac{0,4 \phi_t^2 \cdot \bar{\sigma}_{m,e}}{\phi_t^2 \cdot \bar{\sigma}_{m,t}} = \frac{0,4 \cdot \phi_t^2 \cdot 4200}{0,8^2 \cdot 2400} = 1,093 \phi_t^2$$

la longueur de recouvrement est au moins égal à la longueur de scellement droit

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$ donc $l_d = 42,17 \phi_t$.

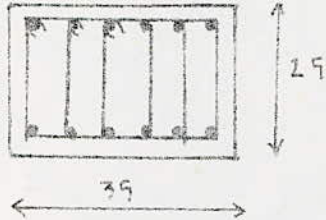
$\phi = 12 \text{ mm}$	$\rightarrow l_d = 50,6 \text{ cm}$
$\phi = 14 \text{ mm}$	$\rightarrow l_d = 59,04 \text{ cm}$
$\phi = 16 \text{ mm}$	$\rightarrow l_d = 67,47 \text{ cm}$
$\phi = 20 \text{ mm}$	$\rightarrow l_d = 84,34 \text{ cm}$
$\phi = 25 \text{ mm}$	$\rightarrow l_d = 105,42 \text{ cm}$

N.B: recommandations de CTC

- zone nodale
 $t \leq \min \{ 10 \phi_{\text{min}}, 15 \text{ mm} \}$
- autres zones
 $t \leq 12 \phi_{\text{min}}$

Ferrailage adopté

• Niveau 5



{ transversalement : 2 T12
longitudinalement : 6 T12

• Niveau 4



{ transversalement : 2 T16
longitudinalement : 6 T16

• Niveau 3



{ transversalement :
longitudinalement : 4 T20 + 2 T25

• Niveau 2



{ transversalement :
longitudinalement : 4 T25 + 2 T20

• Niveau 1



{ transversalement : 2 T25
longitudinalement : 6 T25

Etude de la cage d'escalier

Etude au sisme :

détermination des coefficients sismiques

$$T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} = 0,297$$

$$\beta = 0,097 \quad \alpha = 1 \quad \delta = 1,15$$

n = 5	r	5	4	3	2	1
	δ_r	1,363	1,091	0,818	0,545	0,272

$$\sigma_L = \alpha \cdot \beta_L \cdot \delta_r \cdot \delta = 0,1184 \delta_r$$

$$\sigma_T = \alpha \cdot \beta_T \cdot \delta_r \cdot \delta = 0,1115 \delta_r$$

$$\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H \quad \text{avec } \sigma_H = \max(\sigma_L, \sigma_T)$$

niveau	5	4	3	2	1
σ_L	0,1613	0,1291	0,0968	0,0645	0,0322
σ_T	0,1519	0,1216	0,0912	0,0607	0,0303
σ_v	0,1613	0,1291	0,0968	0,0645	0,0322

Etude de voile

On prend que la 1^{ère} partie, et on considère comme si on a un voile sans ouverture.

Niveau 5 :

$$G = 721 \text{ kg/m}^2 \quad P = 100 \text{ kg/m}^2$$

même calcul que les portiques d'intr :

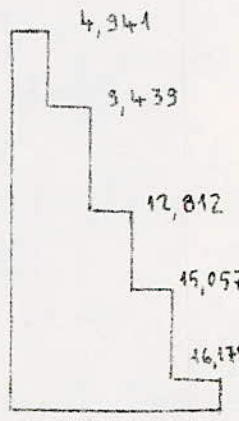
$$\left. \begin{array}{l} G = 31937 \text{ kg} \\ P = 2970 \text{ kg} \end{array} \right\} \text{ alors } \underline{\underline{W = 32532 \text{ kg}}}$$

Niveau (1, 2, 3, 4)

$$\left. \begin{array}{l} G = 35797,8 \text{ kg} \\ P = 5940 \text{ kg} \end{array} \right\} \text{ d'où } W = 36986 \text{ kg}$$

Évaluation des forces sismiques horizontales

$$F = W \cdot \sigma_x$$

niveau	W (kg)	σ_T	F (t)	forces cumulée
5	32532	0,1519	4,941	
4	36986	0,1216	4,497	
3	"	0,0912	3,373	
2	"	0,0607	2,245	
1	"	0,0303	1,120	

Évaluation des forces sismiques verticales

niveau	W (t)	σ_v	longueur (m)	F_v	
				(t)	(t-m)
5	15,706	0,1613	4,325	2,533	0,585
4	17,271	0,1291		2,229	0,515
3	"	0,0968		1,671	0,386
2	"	0,0645		1,113	0,257
1	"	0,0322		0,956	0,128

En faisant une descente de charge du voile, on trouve les résultats suivants:

. Niveau n_8 : $N = 1,947 t$

. Niveau n_6 : $N = 3,622 t$

. Niveau n_4 : $N = 5,998 t$

. Niveau n_2 : $N = 6,973 t$

. Niveau n_0 : $N = 8,648 t$

Surcharge d'exploitation

. Niveau n_8 : $P = 1,297 t$

. Niveau n_6 : $P = 3,892 t$

. Niveau n_4 : $P = 6,228 t$

. Niveau n_2 : $P = 8,304 t$

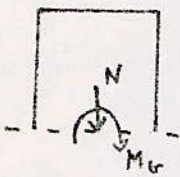
. Niveau n_0 : $P = 10,420 t$

Tableau donnant l'effort normal dû aux charges permanentes et surcharges.

niveau	n ₈	n ₆	n ₄	n ₂	n ₀
N (t)	20,773	40,120	66,208	78,036	96,605

Calcul des contraintes dans chaque niveau

. Niveau n₈:



$$N = 20,773 \text{ t}$$

$$M_G = F_5 \cdot 2,69 = 13,291 \text{ tm}$$

Effort normal dû aux forces horizontales

$$N_1 \cdot \frac{l}{3} \cdot \frac{l}{2} + N_2 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{l}{2} = F_5 \cdot 2,69 = 13,291$$

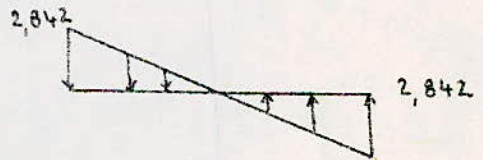
$$N_1 = N_2 = N \quad l = 4,325 \text{ m} \quad \text{d'où } N = 4,609 \text{ t}$$

Calcul des contraintes

. dû aux efforts horizontaux : $\sigma = 2N/S$

$$S = \frac{432,5 \cdot 15}{2} = 3243,75 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{2 \cdot 4,609 \cdot 10^3}{3243,75} = 2,842 \text{ kg/cm}^2$$



. dû aux efforts verticaux

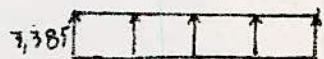
$$G = 19,475 \text{ t}$$

$$P/5 = 0,299 \text{ t}$$

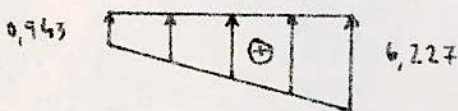
$$SI_v = 2,229 \text{ t}$$

$$G + P/5 + SI_v = 21,964 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{21,964 \cdot 10^3}{432,5 \cdot 15} = 3,385 \text{ kg/cm}^2$$



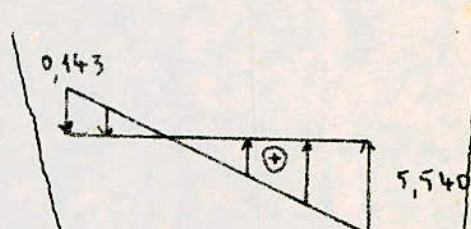
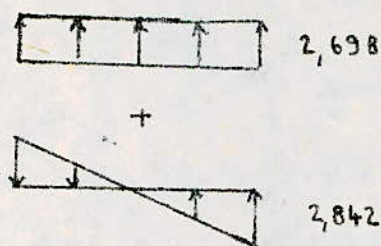
. dû à $G + P/5 + SI_v + SI_h$



• dû à $G + P/5 + SI_v \uparrow + SI_H \rightarrow$

$$G + P/5 + SI_v \uparrow = 17,904 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} = 2,69$$



Niveau n₆:

$$N_1 = N_2 = \frac{3}{2L} (F_5 \cdot d_5 + F_4 \cdot d_4) = \frac{3}{2 \cdot 4,325} (4,941 \cdot 5,38 + 4,497 \cdot 2,69)$$

d'où $N_1 = N_2 = 13,414 \text{ t}$

Calcul des contraintes

• dû aux efforts horizontaux

$$\sigma = \frac{2N_1}{S} = \frac{2 \cdot 13,414 \cdot 10^3}{3243,79} = 8,271 \text{ kg/cm}^2$$

• dû aux efforts verticaux

$$G = 36,228 \text{ t}$$

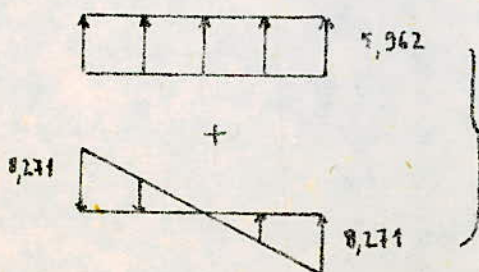
$$P/5 = 3,892/5 = 0,778 \text{ t}$$

$$SI_v = 1,671 \text{ t}$$

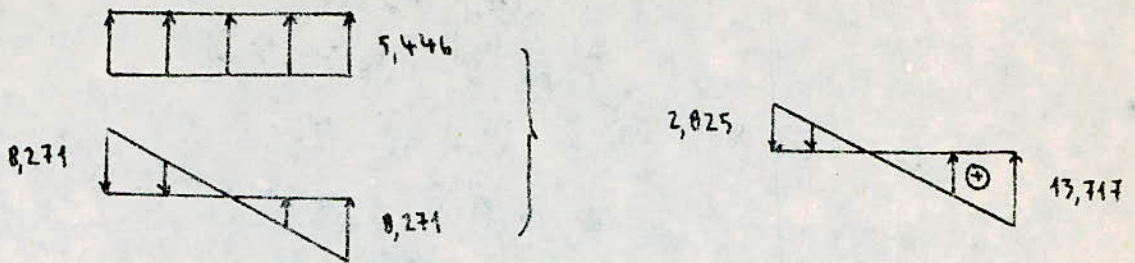
$$G + P/5 + SI_v \downarrow = 38,678 \text{ t} \Rightarrow \sigma = 5,962 \text{ kg/cm}^2$$

$$G + P/5 + SI_v \uparrow = 37,334 \text{ t} \Rightarrow \sigma = 5,446 \text{ kg/cm}^2$$

• dû à $G + P/5 + SI_v \downarrow + SI_H$



. due à $G + P/5 + SI_v \uparrow + SI_H$



Niveau n₄

$$N_1 = N_2 = \frac{3}{2L} (F_5 d_5 + F_4 d_4 + F_3 d_3) = \frac{3}{2 \cdot 4,325} (4,941 \cdot 8,07 + 4,497 \cdot 5,38 + 3,373 \cdot 2,69)$$

$$N_1 = N_2 = 25,367 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{2N}{S} = 15,640 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte due aux forces verticales

$$G = 59,980 \text{ t}$$

$$P/5 = 1,245 \text{ t}$$

$$SI_v = 1,113 \text{ t}$$

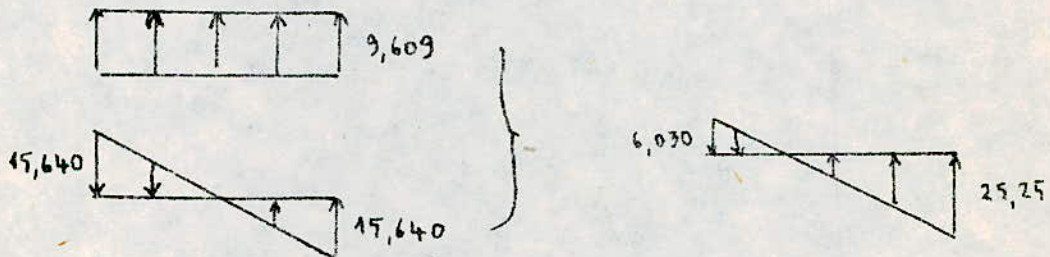
$$N = G + P/5 + SI_v \downarrow = 62,34 \text{ t}$$

$$\Rightarrow \sigma = 9,609 \text{ kg/cm}^2$$

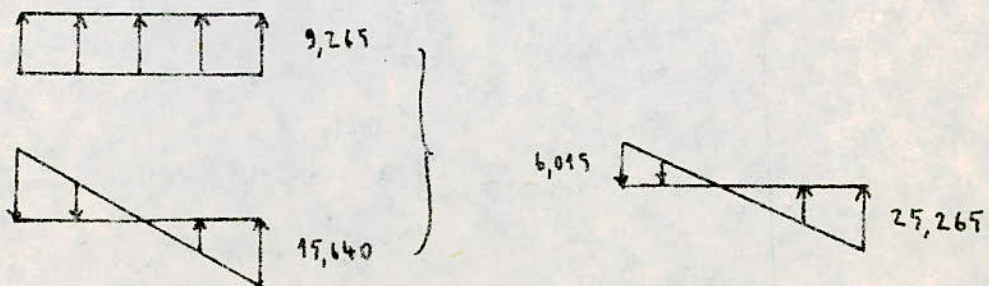
$$N = G + P/5 + SI_v \uparrow = 60,11 \text{ t}$$

$$\Rightarrow \sigma = 9,265 \text{ kg/cm}^2$$

. due à $G + P/5 + SI_v \downarrow + SI_H$



. due à $G + P/5 + SI_v \uparrow + SI_H$



Niveau n₂:

$$N_1 = N_2 = \frac{3}{2l} (F_5 d_5 + F_4 d_4 + F_3 d_3 + F_2 d_2)$$

$$N_1 = N_2 = \frac{3}{2 \cdot 4,325} (4,941 \cdot 10,76 + 4,497 \cdot 8,07 + 3,373 \cdot 5,38 + 2,245 \cdot 2,69)$$

$$N_1 = N_2 = 39,443 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{2N_1}{S} = 24,30 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes dues aux forces verticales

$$G = 69,732 \text{ t}$$

$$P/S = 1,660 \text{ t}$$

$$SI_V = 0,556 \text{ t}$$

$$N = G + P/S + SI_V \downarrow = 71,949$$

$$\Rightarrow \sigma = 11,09 \text{ kg/cm}^2$$

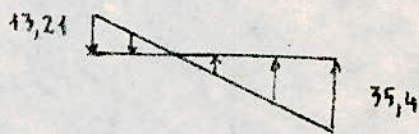
$$N = G + P/S + SI_V \uparrow = 70,836$$

$$\Rightarrow \sigma = 10,918 \text{ kg/cm}^2$$

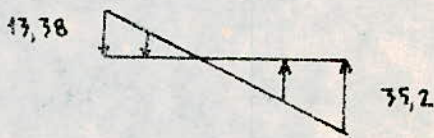
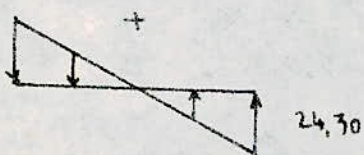
Contraintes dues aux combinaisons



$$\cdot \frac{G + P/S + SI_V \downarrow + SI_H}{}$$



$$\cdot \frac{G + P/S + SI_V \uparrow + SI_H}{}$$



Niveau n₀

$$N_1 = N_2 = \frac{3}{2l} (F_5 d_5 + F_4 d_4 + F_3 d_3 + F_2 d_2 + F_1 d_1)$$

$$N_1 = N_2 = \frac{3}{2 \cdot 4,325} (4,941 \cdot 11,62 + 4,497 \cdot 8,93 + 3,373 \cdot 6,24 + 1,120 \cdot 0,86 + 2,245 \cdot 3,55)$$

$$N_1 = N_2 = 44,238 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{2N_1}{s} = 27,27 \text{ kg/cm}^2.$$

Contraintes dues aux forces verticales

$$G = 86,484 \text{ t}$$

$$P/s = 2,024 \text{ t}$$

$$SI_v = 0,55 \text{ t}$$

$$G + P/s + SI_v \downarrow = 89,058$$

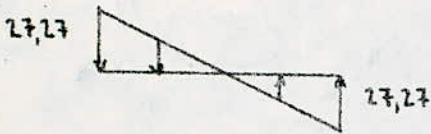
$$\Rightarrow \sigma = 13,727 \text{ kg/cm}^2$$

$$G + P/s + SI_v \uparrow = 87,96$$

$$\Rightarrow \sigma = 13,558 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes dues aux combinaisons

$$G + P/s + SI_v \downarrow + SI_H$$



Ferrailage du voile

Il sera ferrillé en flexion composée avec $N' = 89,058 \text{ t}$
 $M_G = 127,953 \text{ tm}$

Section rectangulaire:

$$h_t = 4,329 \text{ m}$$

$$b = 0,15 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_G}{N'} = 1,432 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{l}{4} \Rightarrow l = 5,729 \text{ m}$$

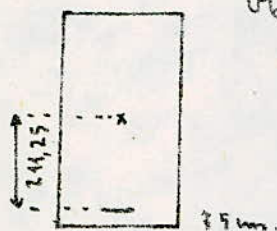
$e_0 > \frac{h_t}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

$$\bar{\sigma}_b = 171,67 \text{ kg/cm}^2$$

$M_b =$ moment / C.G

$$M = M_{G0} + N' \cdot 2,11,25 = 315,69 \text{ tm}$$

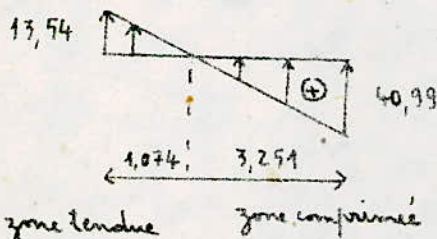
$$\mu = \frac{15 \cdot 315,69 \cdot 10^5}{2800 \cdot 15 \cdot 427,5^2} = 0,06169 \rightarrow \begin{cases} K = 33,7 \\ \epsilon = 0,8973 \end{cases}$$



$$A_1 = \frac{315,69 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8973 \cdot 427,5} = 29,39 \text{ m}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} < 0 \quad \text{On doit respecter le \% minimal}$$

longueur de la zone tendue



Nous adopterons dans nos calculs la méthode des CTC (article 4.3.3.3) définie comme ainsi: lorsque une partie du voile est tendue sous l'action des forces horizontales et verticales.

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures

Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone

tendue est 0,5%

Alors, on aura:

$$\frac{A}{B} = \frac{A}{b \cdot h} = \frac{\sigma'}{\bar{\sigma}_a} = \frac{13,54}{4200} = 0,322\%$$

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq 0,5\% \Rightarrow A \geq \frac{0,5}{100} \cdot 107,4 \cdot 15 = 8,05 \text{ cm}^2$$

Soit $A = 7,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ d'où 10 T10 / ml

Dans la zone comprimée, on prend le ferrailage minimum donné par l'article 4.3.3.2 du CTC

$$\frac{0,25}{100} \cdot 15 \cdot 100 = 3,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 5 T10 / ml

l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$\begin{cases} S_{\max} \leq 1,5t \\ S_{\max} \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{avec } t = \text{largeur du voile}$$

comme $t = 15 \text{ cm}$ donc $S_{\max} \leq 22,5 \text{ cm}$

On prend alors un espacement maximum de 20 cm.

Armatures horizontales

les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculé avec la formule donnée par le CTC.

$$\bar{w}_t = \frac{\tau - 8}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot 100 \quad \text{et } \bar{w}_t > 0,25\%$$

où τ : contrainte de cisaillement tel que: $\tau = 1,1 \frac{\bar{T}}{bh}$

\bar{T} : effort tranchant totale majorée (40%)

Dans notre cas $T = 12,176 \text{ t}$

$$\bar{T} = 1,4 \cdot 12,176 = 22,646 \text{ t}$$

$$\tau = 1,1 \frac{22,646 \cdot 10^3}{15 \cdot 432,5} = 3,839 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{w}_t = \frac{3,839 - 8}{4200} \cdot 100 < 0 \quad \text{donc on prend le \% minimal}$$

$$\frac{0,25 \cdot 15}{100} \cdot 100 = 3,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Conclusion:

• Armatures verticales:

- zone tendue: 7T12/ml
- zone comprimée: 5T10/ml

• Armatures horizontales: 5T10/ml

Recommandations:

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit du moitié sur le $1/10$ de la largeur du voile
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles $\phi 6$ par ml.
- Dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des barres placées dans les balcons) ne devrait pas dépasser le $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Fondations Et Stabilité des voiles

Les fondations seront calculées sous $G + 1,2P$

$$N = G + 1,2P = 86,484 + 1,2 \cdot 10,12 = 98,628 \text{ t}$$

$$\sigma_{15} = \sigma_{05} - \gamma_{\text{moy}} \cdot h = 2 - 0,2 \cdot 1,5 = 1,7 \text{ bars}$$

$$\sigma_{15} = 1,734 \text{ kg/cm}^2$$

D'après le CTC pour que la voile soit stable il faut que:

$$\frac{M}{N} \leq \frac{l}{4}$$

l : longueur de la semelle

$$\text{d'où } l > 4 \frac{M}{N} = 4 \frac{127,553}{89,058} = 5,729 \text{ m}$$

$$\text{Soit } \boxed{l = B = 575 \text{ cm}}$$

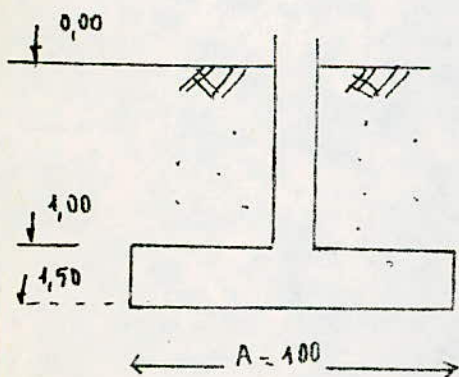
$$\text{On a } \frac{N}{A \cdot B} \leq \sigma_{15} \quad \text{alors } A > \frac{N}{\sigma_{15} \cdot B} = 98,92 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } A = 100 \text{ cm}$$

$$h_t > \frac{100 - 15}{4} = 21,25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_t = 50 \text{ cm}$$

Calcul des poids de la semelle et des terres

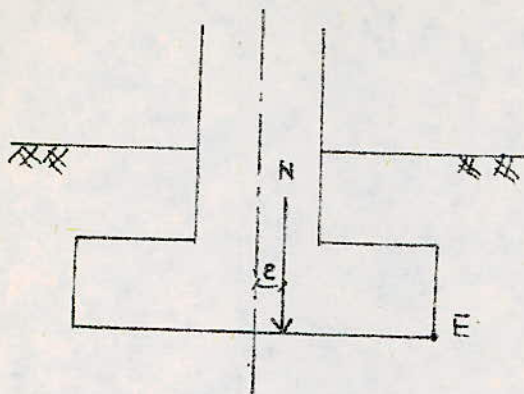


$$\cdot \text{ Poids des terres : } 2(1,0 \cdot 0,425 \cdot 5,75) \cdot 1,8 = 8,8 \text{ t}$$

$$\cdot \text{ Poids de la fondation : } 1,0 \cdot 0,5 \cdot 5,75 \cdot 2,5 = 7,188 \text{ t}$$

VERIFICATION A LA STABILITE

. par rapport au point E



$$e = \frac{M}{N} = \frac{127,553}{105,046} = 1,214 \text{ m}$$

. Moment de renversement : $M_r = 127,553 \text{ tm}$

. Moment stabilisant : $M_s = (89,058 + 8,8 + 7,188) 2,875 = 302,009 \text{ tm}$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{302,009}{127,553} = 2,36$$

donc la stabilité est assurée

Vérification des contraintes au niveau de la base

$$e = \frac{M}{N} > e_1 = \frac{l}{6} = 0,958 \text{ m} \text{ donc section partiellement comprimée}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{l \cdot b} = \frac{2 \cdot 105,046 \cdot 10^3}{575 \cdot 100} = 3,653 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} \leq 0,85 \sigma_{\text{rupture}}$$

$$\sigma_{\text{rup}} = c \cdot \sigma_{\text{ad}}$$

$$\text{D'après Caquot } c = 1/0,28 = 3,57$$

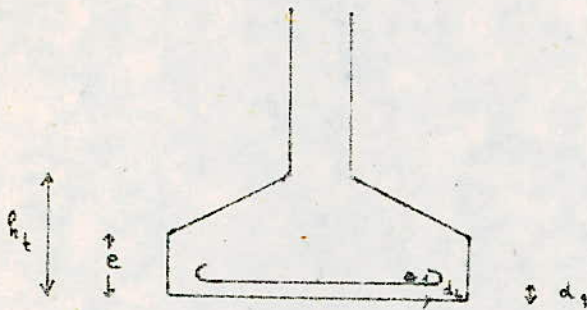
$$\text{d'où } \sigma_{\text{rup}} = 3,57 \cdot 2 = 7,14 \text{ bars} = 7,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 3,653 < 0,85 \cdot 7,28 = 6,19 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

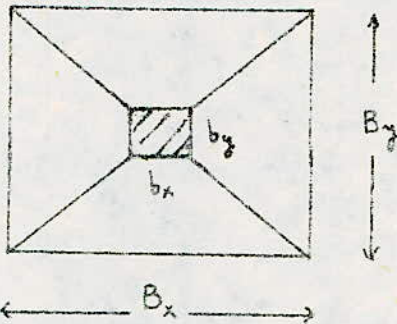
CALCUL DES FONDATIONS

Les fondations que nous allons calculer sont des fondations superficielles.
Le type de fondation à calculer est la semelle isolée.

Dimensionnement des semelles



$$h_t \geq d_1 + \frac{B_x - b_x}{4}$$

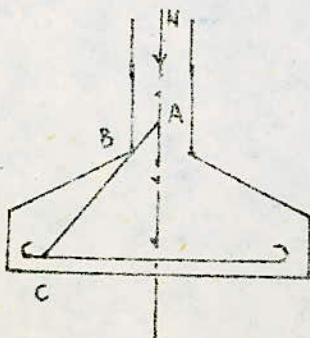


On doit avoir $B_x B_y \geq \frac{N}{\sigma_s}$

On prendra $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}$ de manière que la semelle et le pilier soient homothétiques.

Calcul des armatures

Le calcul se fera par la méthode des bielles qui consiste à admettre que l'effort provenant du poteau se transmet par l'intermédiaire de bielles obliques de béton ayant leur origine en A.



A est le point de rencontre de l'axe du poteau avec la droite joignant (c) où commence le crochet des barres au point B où la semelle rejoint le parement du poteau.

la méthode des bielles conduit aux résultats suivants:

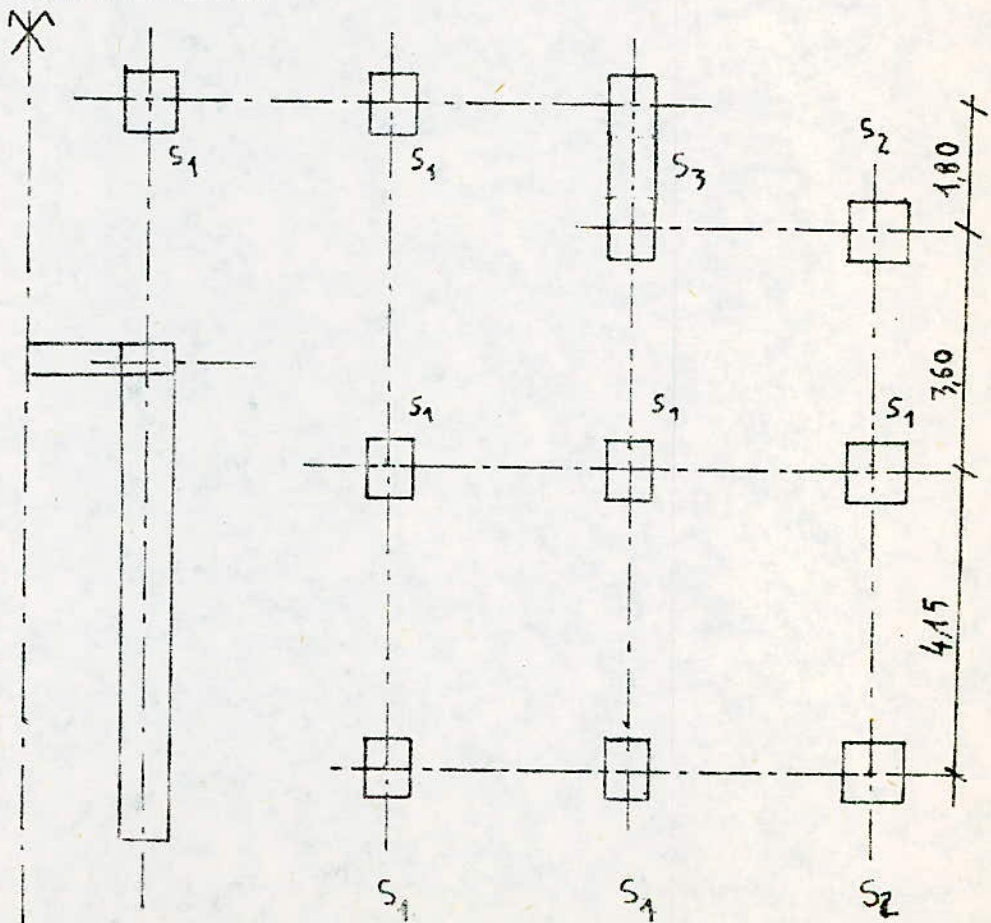
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{dans le sens X: } F_x = \frac{N(B_x - b_x)}{B(h_t - d_1)} \\ \text{dans le sens Y: } F_y = \frac{N(B_y - b_y)}{B(h_t - d_2)} \end{array} \right.$$

les armatures seront constituées de deux nappes superposées de barres orthogonales et parallèles aux côtés B_x et B_y . (les armatures sont:

• $A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a}$ armatures parallèles à B_x (grand côté)

• $A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a}$ armatures parallèles à B_y (petit côté)

Vue en plan.



Semelle (S₁)

$$N_{max} (G+1,2P) = 62,87t$$

dimensionnement

$$B_x \cdot B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{62,87 \cdot 10^3}{2 \cdot 1,02} = 30818,627$$

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = \frac{35}{25} = \frac{7}{5} \Rightarrow B_y = \frac{5}{7} B_x \Rightarrow \frac{5}{7} B_x^2 \geq 30818,627$$

d'où $B_x \geq 207,71$

$B_y \geq 148,36$

On adopte $\begin{cases} B_x = 210 \text{ cm} \\ B_y = 150 \text{ cm} \end{cases}$

hauteur de la semelle :

$$h_t \geq d_1 + \frac{B_x - b_x}{4} = 4 + \frac{210 - 35}{4} = 47,75 \quad \text{Soit } h_t = 50 \text{ cm.}$$

Epaisseur de la semelle :

Soit $\phi = 16 \text{ mm}$

$e \geq 6\phi + 6 = 15,6 \quad \text{Soit } e = 16 \text{ cm}$

Poids propre de la semelle

$$N_0 = \left[\frac{B_x \cdot e + (B_x + b_x) \cdot (h_t - e)}{2} \right] B_y \cdot 2500$$

$$= \left[\frac{2,1 \cdot 0,16 + (2,1 + 0,35) \cdot (0,5 - 0,16)}{2} \right] 1,5 \cdot 2500 = 2800 \text{ kg}$$

$N_t = N + N_0 = 65691,875 \text{ kg.}$

$\frac{N_t}{\bar{\sigma}_s} < \dots$ donc le sol peut supporter cet effort qui lui est transmis

Détermination des forces

$$F_x = \frac{N_t (B_x - b_x)}{8(h_t - d_1)} = \frac{65691,875 (210 - 35)}{8(50 - 4)} = 31239,34 \text{ kg}$$

$$F_y = \frac{N_t (B_y - b_y)}{8(h_t - d_2)} = \frac{65691,875 (150 - 25)}{8(50 - 6)} = 22313,81 \text{ kg}$$

Détermination des armatures

. lit inférieur $A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{31279,34}{2800} = 11,15 \text{ m}^2$ soit 8T14

. lit supérieur $A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{22313,81}{2800} = 7,97 \text{ m}^2$ soit 6T14

Semelle (S₂)

l'effort de compression maximum avec lequel on va dimensionner cette semelle est: $N = 48,11 \text{ t}$

$$B_x \cdot B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{48,11 \cdot 10^3}{2 \cdot 1,02} = 23583,33 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = \frac{35}{25} = \frac{7}{5} \\ \text{soit } B_x = 185 \text{ cm} \\ B_y = 135 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

hauteur de la semelle

$h_t \geq d_1 + \frac{B_x - b_x}{4} = 4 + \frac{185 - 35}{4} = 41,5 \text{ cm}$ soit $h_t = 50 \text{ cm}$

Poids propre de la semelle

$$N_0 = \left[B_x \cdot e + \frac{(B_x + b_x)(h_t - e)}{2} \right] \cdot \gamma_c \cdot 2500$$

$$= \left[1,85 \cdot 0,16 + \frac{(1,85 + 0,35)(0,50 - 0,16)}{2} \right] \cdot 1,35 \cdot 2500 = 2261,25 \text{ kg}$$

d'où $N_t = N + N_0 = 50371,25 \text{ kg}$

$\frac{N_t}{\bar{\sigma}_s} = 24691,8 < S = B_x \cdot B_y = 24975 \text{ m}^2$

Détermination des forces

$F_x = \frac{N_t (B_x - b_x)}{8(h_t - d_1)} = 20531,75 \text{ kg}$

$F_y = \frac{N_t (B_y - b_y)}{8(h_t - d_1)} = 15741,01 \text{ kg}$

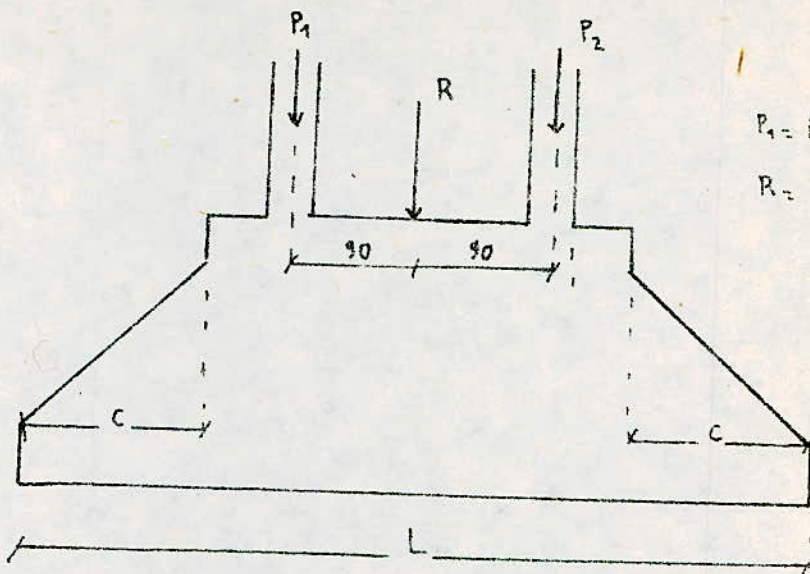
Détermination des armatures

$A_x = 7,33 \text{ m}^2$ soit 5T14

$A_y = 5,62 \text{ m}^2$ soit 8T10

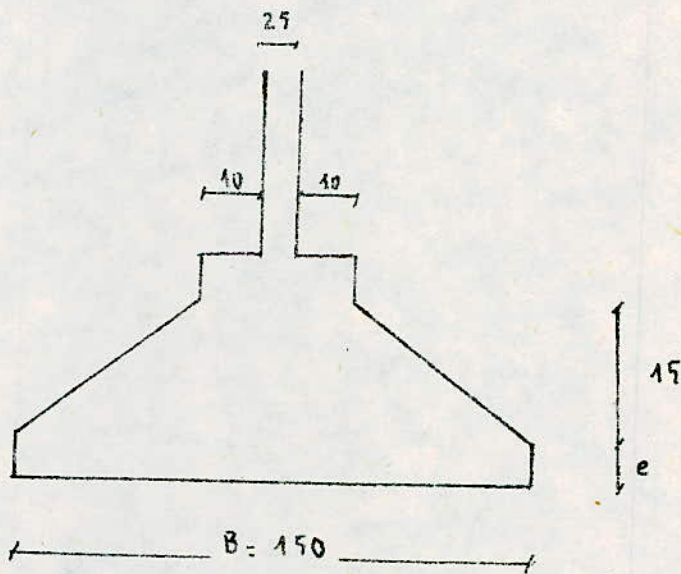
Semelle (S₃)

C'est une semelle continue sous deux poteaux



$P_1 = P_2 = 48,11 \text{ t}$
 $R = 96,22 \text{ t}$

Coupe transversale de la semelle



On se fixe une largeur $B = 150 \text{ cm}$

$L \geq \frac{R}{B \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{96,22 \cdot 10^3}{150 \cdot 2 \cdot 1,02} = 314,44 \text{ cm}$ Soit $L = 350 \text{ cm}$

La hauteur de la poutre de rigidité doit être telle que:

$h_t \geq \frac{L}{10} = 35 \text{ cm}$ Soit $h_t = 50 \text{ cm}$

$e \geq 6\phi + 6 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$

Poids propre de la semelle

$$N_0 = 3,5 \left[1,5 \cdot 0,25 + 0,45 \cdot 0,10 + \frac{0,45 + 1,5}{2} \cdot 0,15 \right] 2500 = 4,954 \text{ t}$$

$$N_t = R + N_0 = 104,174 \text{ t}$$

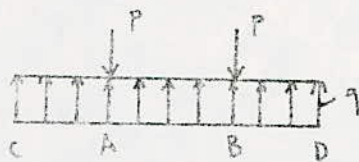
$$\frac{N_t}{\bar{\sigma}_s} = 49595,43 \text{ cm}^2 < B \cdot L = 52500 \text{ cm}^2$$

donc la semelle peut supporter l'effort qui lui est transmis

Calcul de la longueur de la console:

$$C = \frac{L - (180 + 75)}{2} = 67,5 \text{ cm}$$

Détermination des efforts



$$CA = BD = 67,5 \text{ cm}$$

$$q = \frac{2P}{CD} = 274 \text{ kg/cm}$$

Calcul des moments

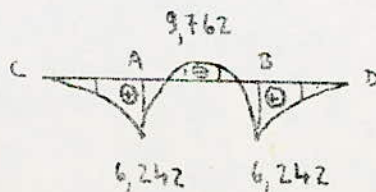
$$CA: M = qx^2/2 \quad \text{d'où } M_{\max} = 6,242 \text{ tm}$$

$$DB: M = qx^2/2 \quad \text{d'où } M_{\max} = 6,242 \text{ tm}$$

$$AB: M = q \frac{(CA+x)^2}{2} - Px$$

$$\frac{dM}{dx} = q(CA+x) - P = 0 \quad \text{alors } x = \frac{P}{q} - CA \quad \text{donc } x = 108,08 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } M_{\max} = -9,762 \text{ tm}$$



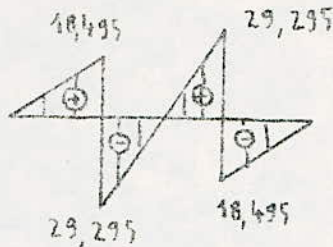
Calcul des efforts tranchants

$$CA: T = qx \quad \text{d'où } T_{\max} = 18,495 \text{ t}$$

$$DB: T = -qx \quad \text{d'où } T_{\max} = -18,495 \text{ t}$$

$$AB: T = q(CA+x) - P$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow T = -29,645 \text{ t} \\ x=180 \rightarrow T = 29,295 \text{ t} \end{cases}$$



Détermination des armatures longitudinales

Section rectangulaire $b = 45 \text{ cm}$

$$h_f = 50 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

• Appui A : $M = 6,242 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 6,242 \cdot 10^5}{2800 \cdot 45 \cdot 45^2} = 0,03669 \rightarrow \begin{cases} K = 46,1 \\ \epsilon = 0,9181 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{46,1} = 60,7 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{6,242 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9181 \cdot 45} = 5,39 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T12$$

• En travée : $M = -9,762 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 9,762 \cdot 10^5}{2800 \cdot 45 \cdot 45^2} = 0,05739 \rightarrow \begin{cases} K = 35,2 \\ \epsilon = 0,9004 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{35,2} = 79,5 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{9,762 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9004 \cdot 45} = 8,60 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T16$$

• Appui B : $M = 6,242 \text{ tm}$

Comme le moment est identique à celui de l'appui A donc la section est la même. Soit 5T12

Vérifications

1) Effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + M/z = 2929^c - (6,242 \cdot 10^5) / \left(\frac{7}{8} \cdot 45 \right) = 13442,3$$

$A\bar{\sigma}_a = 15106 > 13442,3$ vérifié

2) Entraînement des armatures

$\tau_d = \frac{T}{n p z}$ $T_{max} = 29,295 \text{ t}$

$\tau_d = \frac{29295}{5 \cdot \pi \cdot 1,2 \cdot (\frac{7}{8}) 45} = 39,47 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 < \tau_d$

il faut donc que $n p \geq \frac{T}{z \tau_d (\frac{7}{8}) 45 \cdot 17,7} = 42,03$

Soit $n = 5$ donc $\pi \phi = \frac{42,03}{5}$ soit $\phi = 2,5 \text{ cm}$

d'où $A = 25,54 \text{ cm}^2$. Soit 5T25

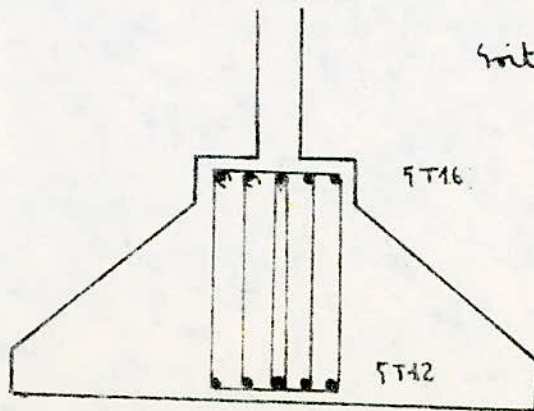
Calcul des armatures transversales

$\tau_b = \frac{T_{max}}{b z} = \frac{29295}{45 (\frac{7}{8}) 45} = 16,53 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 25,54}{45 \cdot 45} = 1,2118$ tableau $\rightarrow K = 18,5$

$G'_b = \frac{2800}{18,5} = 151,3 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{G'_b}{\bar{\sigma}_b}) \bar{\sigma}_b = (4,5 - \frac{151,3}{137,5}) 5,9 = 20,06 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b$ vérifié



Soit 2 cadres + 1 étrier

d'où $A_t = 6,28 \text{ cm}^2$ (8T10)

Espacement

$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{6,28 \cdot (\frac{7}{8}) 45 \cdot 2800}{29295} = 23,63 \text{ cm}$

$$\bar{t} = \min \begin{cases} t_1 = (100\phi_t - 15\phi_{e\max}) \left(2 - \frac{\delta'_b}{\bar{\delta}'_b}\right) = 56,22 \text{ cm} \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\delta'_b}{\bar{\delta}'_b}\right) \phi_{e\min} = 21,62 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Soit } t = 20 \text{ cm}$$

Détermination des armatures perpendiculaires à la poutre de rigidité

Méthode des consoles :

le calcul se fait par ml.

$$q = \frac{R+G}{B \cdot L} \cdot 1 \text{ m} = \frac{101,174}{3,5 \cdot 1,5} = 19,271 \text{ t/m}$$

$$M_{\max} = M_A = q \ell^2 / 2 = 2,6 \text{ tm}$$

Ns avons une section rectangulaire de :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$z = (7/8)h$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 2,6 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 45^2} = 0,00687 \rightarrow \begin{cases} K = 119 \\ \epsilon = 0,9627 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{119} = 23,52 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{2,6 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9627 \cdot 45} = 2,14 \text{ cm}^2$$

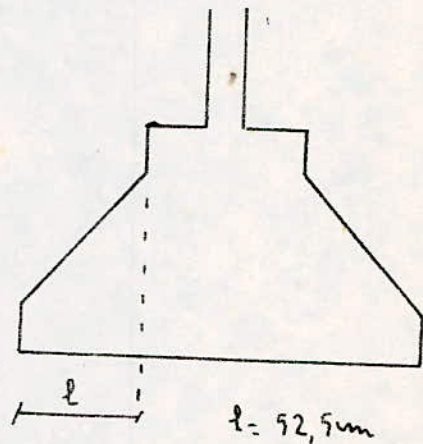
Soit 5 T10 / ml

Armatures de répartition : soit 3 T10

Vérification du cisaillement au niveau de l'encastrement

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{q \ell}{b z} = \frac{19,271 \cdot 0,925}{1 \cdot (7/8) \cdot 0,45} = 2,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,6 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b \text{ vérifié}$$



Fondations sous voûte

des dimensions ont été données dans le calcul du voûte

$$N_{\max} (G+1,2P) = 98,628 \text{ t}$$

$$\text{Soit } A = 100 \text{ cm}$$

$$h_z = 50 \text{ cm}$$

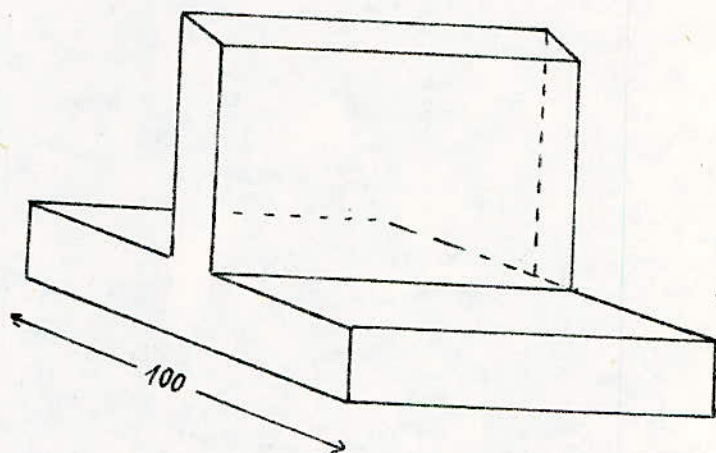
$$\text{On prend } B = 100 \text{ cm}$$

$$h = 46 \text{ cm}$$

$$N = \frac{98,628}{4,325} = 22,804 \text{ t/ml}$$

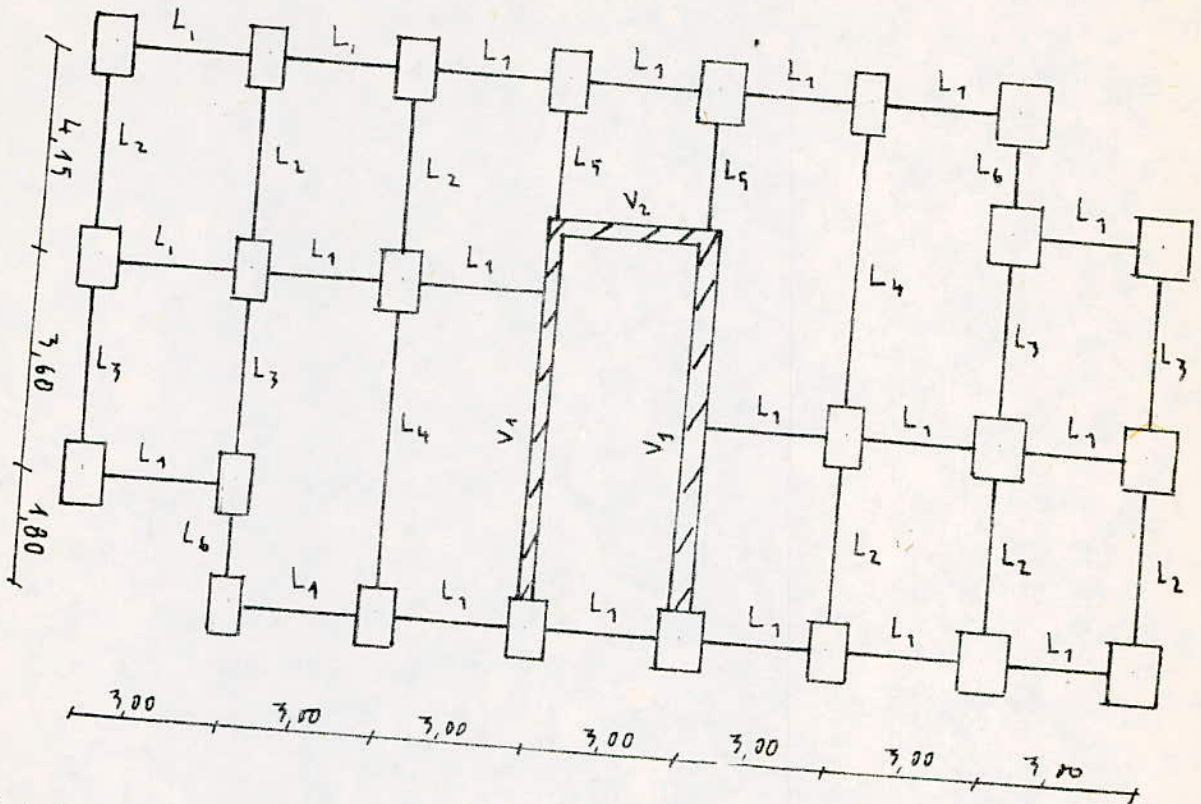
$$F = \frac{N(100-15)}{8(50-4)} = 5267,3 \text{ kg}$$

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = \frac{5267,3}{2800} = 1,88 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 3T10 / \text{ml}$$



On a 3T10/ml soit 12T10 sur toute la largeur
Dans le sens longitudinal de la semelle, des armatures de répartition
sont prévues. Soit 4T10 espacé de 25 cm.

Calcul des longrines



Principe de calcul (article 225 du CTC)

a) rôle des longrines: en l'absence d'un système rigide d'infrastructure toutes les fondations isolées sur sol de consistance moyenne et sur sols meubles seront chaînées dans les deux directions avec des longrines suffisamment rigides.

b) Principe de calcul: les longrines auront comme dimensions minimales ce qui suit:

- . 25.30 pour sols de fondation de consistance moyenne.
- . 30.30 pour sols meubles ou ayant une forte teneur en eau.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à $N/10$ où N représente l'effort normal du poteau en question. A cette sollicitation, il faut ajouter le cas échéant les efforts des charges et moment appliqué directement à la longrine.

Le ferrailage minimum doit être 4 T14 ou 4 T12 avec des cadres

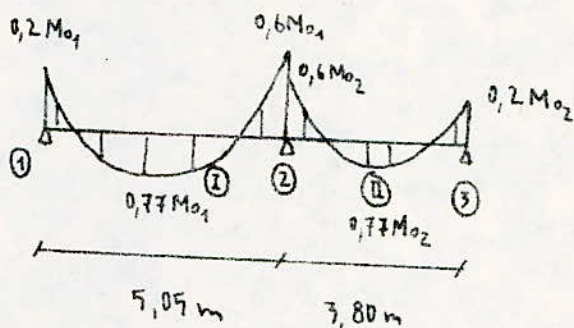
dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm.

Dans notre cas, on va prendre comme dimension 25.30 et $N_{max} = 11,08 t$

On calcule un seul type de longrine qui est le plus sollicité et on ferraille les autres longrines de la même façon.

Ferrailage de la longrine

- poids des terres : $0,25 \cdot 0,70 \cdot 1800 = 315 \text{ kg/ml}$
 - poids propre : $0,25 \cdot 0,30 \cdot 2500 = 187,5 \text{ kg/ml}$
- $q = 502,5 \text{ kg/ml}$



Calcul des sections d'armatures

Appui ① $M_a = 0,2 M_{o1}$

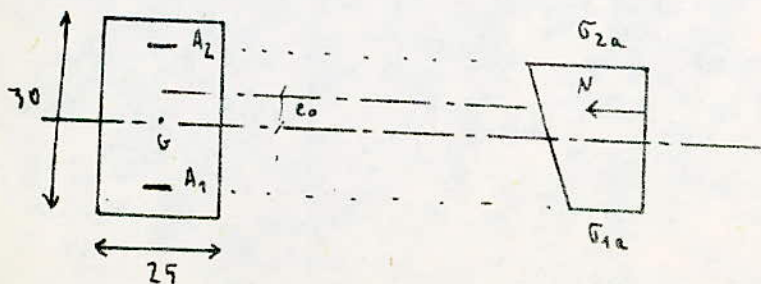
$M_{o1} = q \frac{l^2}{8} = 1601,87 \text{ kgm}$ d'où $M_a = 320,374 \text{ kgm}$

$M = 320,374 \text{ kgm}$

$N = 11,08 t$

$e_0 = \frac{M}{N} = 0,028 = 2,8 \text{ cm} < \frac{z}{2} = 12 \text{ cm}$

donc la section est entièrement tendue



$d_1 = d_2 = 3 \text{ cm}$

$z = h_t - (d_1 + d_2) = 24 \text{ cm}$

$A_1 = \frac{N(z/2 - e_0)}{\sigma_a \cdot z} = \frac{11,08 \cdot 10^3 (12 - 2,8)}{2800 \cdot 24} = 1,54 \text{ cm}^2$

$$A_2 = \frac{N \left(\frac{z}{2} + e_0 \right)}{\bar{\sigma}_a \cdot z} = \frac{11,08 \cdot 10^3 (12 + 2,8)}{2800 \cdot 24} = 2,44 \text{ cm}^2$$

Appui ②

$$\left. \begin{aligned} M &= 0,6 M_{01} = 961,122 \text{ kgm} \\ N &= 11,08 \text{ t} \end{aligned} \right\} \text{ d'où } e_0 = 8,6 \text{ cm} < 12 \text{ cm}$$

donc la section est entièrement tendue

$$A_1 = \frac{11,08 \cdot 10^3 (12 - 8,6)}{2800 \cdot 24} = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{11,08 \cdot 10^3 (12 + 8,6)}{2800 \cdot 24} = 3,39 \text{ cm}^2$$

travée ①

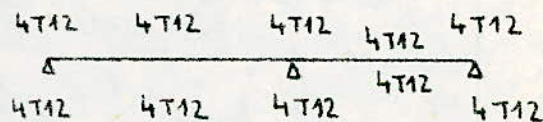
$$\left. \begin{aligned} M &= 0,77 M_{01} = 1233,44 \text{ kgm} \\ N &= 11,08 \text{ t} \end{aligned} \right\} e_0 = 11,13 \text{ cm} < 12 \text{ cm}$$

donc la section est entièrement tendue

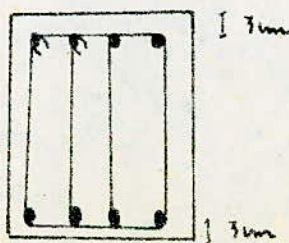
$$A_2 = \frac{11,08 \cdot 10^3 (12 - 11,13)}{2800 \cdot 24} = 0,14 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \frac{11,08 \cdot 10^3 (12 + 11,13)}{2800 \cdot 24} = 3,81 \text{ cm}^2$$

Sections adoptées



Alors le ferrailage des longrines sera partout comme suit :



A

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

U.S.T.A

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT _ GENIE CIVIL _

PROJET DE FIN D'ETUDES

IMMEUBLE
D'HABITATION

DIRIGE PAR :
L.GAID

ETUDIE PAR :
M.ZAOUCH
A.BENKHELIFA

PROMOTION JANVIER 82