

5/82

جامعة العلوم والتكنولوجيا بالجزائر
UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
D'ALGER

1 ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER
Département de Génie - Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

BIBLIOTHEQUE
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

BATIMENT D'HABITATION

Proposé par :

B. E. R. E. G.

Dirigé par :

A. ZERZOUR

Etudié par :

T. BRANCI

Y. ZERROUKAT

Suivi par :

M. ZOUKH

JUIN 1982

جامعة العلوم والتكنولوجيا بالجزائر
UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
D'ALGER

»O«

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

Département de Génie - Civil

»O«

PROJET DE FIN D'ETUDES

BATIMENT D'HABITATION

Proposé par :

B. E. R. E. G.

Dirigé par :

A. ZERZOUR

Etudié par :

T. BRANCI

Y. ZERROUKAT

Suivi par :

M. ZOUKH

JUIN 1982

d Remerciements

Nous tenons à remercier vivement notre promoteur M^r LERZOUR ainsi que M^r FOUKH ingénieur au B.E.R.E.G pour leurs conseils et leur aide si efficaces.

Aussi nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de notre projet de fin d'étude et en particulier aux dessinateurs-projeteurs de l'atelier ouest B.A. du B.E.R.E.G.

Toute notre gratitude à nos professeurs qui nous ont guidés au cours de notre formation d'INGÉNIEUR à l'école Nationale Polytechnique d'ALGER.

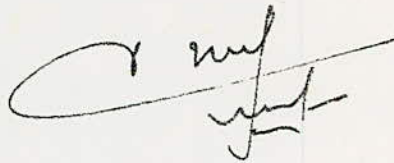
Notre respect aux membres du jury qui nous fera l'honneur d'apprécier notre modeste travail.

d Foucef et Fayeb

Dedicates

- Je dedie cette humble et modeste these :
- A mon père et à ma mère pour leurs sacrifices et la confiance qu'ils me témoignent.
 - A mon frère ABDELKADER, à sa femme LAUDA et à leur petit KARIM.
 - A mon frère MAAMAR et à sa femme.
 - A mes frères: KHALED, Mohamed, Khatir et SAÏD en leur souhaitant une bonne réussite dans leurs études.
 - A ma sœur Kheira en lui souhaitant tout le Bonheur.
 - A mes amis intimes: M. MEHDI et T. BRANCI
 - A mes amis: HOUNENA, SETTI, ZOUKH, YAHÏ MEDJANIA, ROUHYEM, ZORKANE, AMEDDAH GUENDOUZI, GHOUHAN, MANERI, TEWFIC BOUZAR, BOUDJEMAA, KOUIDER, MOKHTARI, ITIM, CHEMROUK et TOUHRI.
 - A tous les amis et à tous ceux qui le sont.
 - A la mémoire de mon ami Ahmed CHANI mort à la fleur de son âge.
 - A tous ceux qui ont contribué de près et de loin à ma formation.

Youcet. Z.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail, en signe de respect, et de reconnaissance.

- A ma mère pour son sacrifice, consenti, à mon égard.
- A ma mère qui a fait tout son possible pour que je réussisse, qui a réussi, malgré tout, à combler mon vide paternel survenu aussitôt que j'ai vu la lumière et à qui je lui dois tout.
- A ma mère qui, malgré illettrée, a suivi ma formation de près.
- A la mémoire de mon père mort pour la patrie.
- A mon frère Abdelkader qui m'est toujours cher ainsi qu'à sa femme Kheira et leurs enfants et à qui je leur souhaite le plus grand bonheur.
- A mes frères Mehdi et Bouabdellah qui me sont, aussi très chers, ainsi qu'à leurs femmes et leurs enfants.
- A la mémoire de ma sœur Aouda et sa fille Djamilia victimes du séisme d'El-Asnam survenu le 10.10.80
- (الله أكبر) -
- A mes sœurs, à leurs maris et à leurs enfants pour le soutien moral qu'elles m'ont témoigné, durant toute ma formation.
- A mes amis: Zoukh, Yahi, Zetti, Mokhtari, Mehdi, Zourkane, Medjamia, Ghoulam, Mameri, Boudjemaa, Guendouz et à mon fidèle ami Youcef - en souvenir des années passées ensemble, ainsi qu'à tous ceux qui ont été, sont, et seront mes amis.
- A celle qui sera ma femme.

Layeb

Table des Matières

	pages
introduction	1
présentation de l'ouvrage.	3
Caractéristiques des Matériaux.	5
Charges, et Surcharges.	6
Descente de charges - Prédimensionnement des poteaux	
chp1. calcul des éléments	
Calcul de l'acrotère.	12
Calcul des Poutrelles.	15
Calcul des escaliers	24
étude des encorbellements	38
chp2. étude au séisme	
effets causés par le séisme.	44
détermination des coefficients sismiques.	58
détermination des forces sismiques.	45
distribution des forces sismiques horizontales entre les portiques et les voiles.	61
- Méthode de Muto (théorie et calcul des rigidités)	47
étude à la torsion	67
chp3. efforts dans les portiques sous les charges horizontales	
exposé de la méthode Bowman.	74
étude du portique longitudinal 1-1.	77
sous les charges verticales	
exposé de la méthode de Caquot.	82
portique longitudinal 1-1.	86
portiques transversaux 8-8 et 12-12	86
chp4. superposition des solicitations	98
chp5. ferrailage des poutres	
méthode de calcul	108
portique longitudinal.	108
Portiques transversaux.	121
chp6. ferrailage des poteaux	126
portique longitudinal.	129
portique transversaux.	141

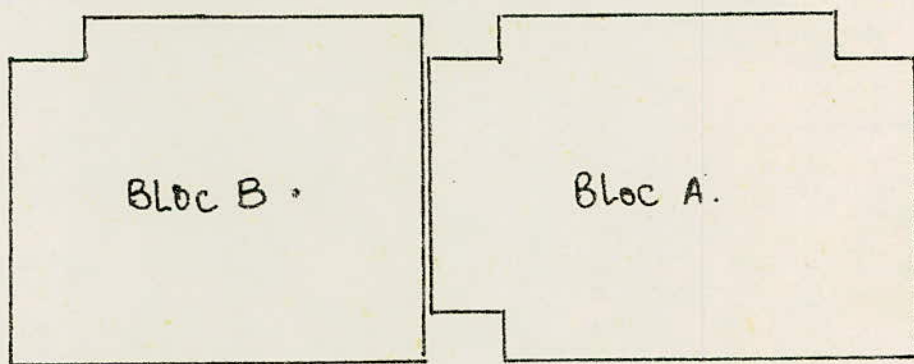
chp7. calcul des voiles	
Voiles transversaux sans ouvertures.	148
chp8. fondations	153
semelles isolées sous poteaux.	154
semelle isolée sous deux poteaux.	157
semelle filante sous deux poteaux.	159
semelle sous voile et poteaux.	164
chp9. calcul des longrines	173
chp10. calcul du voile périphérique	174
Exemple de programmation	175
Bibliographie	179

INTRODUCTION

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été confié par le BEREG (Bureau d'Etudes de Recherches et d'Engineering Generales) consiste à étudier la structure résistante d'un bâtiment RDC + 4 étages avec un vide sanitaire de 95 cm destiné à un usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté à BLIDA (Zone de moyenne densité). Il comprendra deux blocs séparés par un joint de dilatation de 2 cm. La hauteur de plancher en plancher est de 2,90 m. On fera l'étude pour un seul bloc (bloc A), et cette étude sera valable pour le bloc B.



Caractéristiques géométriques du bâtiment

• Ossature :

- longueur totale = 37,22 m (bloc A = 21,10 m)
- largeur totale = 18,50 m
- hauteur totale du bâtiment arcature comprise = 18,50 m.
- hauteur de plancher en plancher = 2,90 m. (constante)

Ainsi, l'ossature de notre bâtiment sera constituée de portiques longitudinaux, de portiques transversaux et de voiles, les portiques seront composés de poteaux et de poutres parfaitement encastrés entre eux, assurant ainsi le contreventement du bâtiment.

• Planchers :

Ils seront constitués par des corps creux et une dalle de compression (16+5), reposant sur des poutrelles préfabriquées, le plancher terrasse aura en plus, une isolation thermique, hydrofuge et des formes de pentes permettant l'écoulement des eaux pluviales.

• Escaliers :

Chaque bloc de notre bâtiment sera muni d'une cage d'escaliers, ces escaliers seront en béton armé avec une paroi de garde, ils seront construits en même temps que l'ossature afin de limiter l'emploi de échelles.

Caractéristiques du sol:

L'étude du sol a été faite par le Laboratoire national des travaux publics (LNTPB) qui a donné une contrainte admissible de 2,00 bars pour une semelle superficielle ancree a 1,20 m dans le sol.

Caractéristiques des matériaux:

Le béton armé entrant dans la construction du bâtiment sera, conforme aux règles techniques de Conception et de Calcul des ouvrages en béton armé (CCB 68) et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie. En principe, la composition du béton pour $1m^3$ sera:

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

La préparation du béton sera faite mécaniquement et le chantier sera doté du matériel nécessaire pour permettre le prelevement d'échantillons à des fins de contrôle.

Pour l'acier on utilise des aciers doux (A0X) et des aciers à haute adhérence (HA), conformes aux normes. Il sera propre et débarrassé de toute trace de rouille ou adhérente.

MAÇONNERIE:

Murs extérieurs:

- une cloison en brique creuse de 15 cm
- un vide d'air de 5 cm.
- une cloison en briques creuses de 10 cm.

Murs intérieurs:

- cloisons de séparation en briques creuses de 10 cm

Revetements:

- Céramique dans les salles d'eau
- Carrelage dans les autres pièces.

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

- Béton: Il est dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 avec un contrôle atténué.
- granulats : 5/15
 - Résistance nominale de compression à 28 jours → $\sigma_{28} = 270$ bars
 - Résistance nominale de traction à 28 jours → $\sigma_{28} = 23,2$ bars

Contrainte de compression admissible: (CCBA 68 Art 9.4)

$\bar{\sigma}_{b0} = \alpha \beta \delta \epsilon \sigma_{28}$ avec $\sigma_{28} = 270$ bars.

avec:

- α : dépend de la classe du ciment utilisée. $\alpha = 1$ pour CPA 325
- β : dépend de l'efficacité du contrôle $\beta = 5/6$ (contrôle atténué)
- δ : dépend de épaisseurs relatives de éléments et de dimensions de granulats:

$C_g = 5/15 \rightarrow \delta = 1$

- ϵ : dépend de la nature de la sollicitation

$\epsilon = 0,3$ compression simple

$\epsilon = 0,6$ flexion simple

En flexion composée.

$\epsilon = 0,6$ si l'effort normal est une traction

$\epsilon = \begin{cases} 0,3(1 + \frac{e_0}{3e_1}) & \text{si } \delta < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6 \end{cases}$ si l'effort normal est une compression

avec:

e_0 = excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au CGA du béton seul.

e_1 : distance à la limite du noyau central au CGA de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de gravité.

Pour une sollicitation du 2^e genre, les valeurs de ϵ seront multipliées par (1,5).

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

$\epsilon = 1$ en compression simple

$0,3 < \epsilon < 1$ pour les autres cas.

Dans notre cas on aura:

• En compression simple: $\bar{\sigma}_{b0} = 1 \times 5/6 \times 0,3 \times 1 \times 270 = 67,5$ bars (SP1)

$\bar{\sigma}_{b0} = 67,5 \times 67,5 = 101,5$ bars (2^e genre)

• En flexion simple:

$\bar{\sigma}_{b0} = 135$ bars pour SP1 (sollicité du 1^{er} genre)

$\bar{\sigma}_{b0} = 1,5 \times 135 = 202,5$ b. bars SP2 (" du 2^e ")

Contrainte de traction de référence (CCBA 68 Art 9.5)

$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \delta \theta \sigma_{28}$ avec $\sigma_{28} = 270$ bars

avec:

α, β, δ de finis comme précédemment.

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

Ce qui nous donne: $\begin{cases} \bar{\sigma}_b = 1,5/6 \times 1 \times 0,0258 = 5,8 \text{ b. sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,8 = 8,7 \text{ b. sous SP}_2 \end{cases}$

Aciers: On distingue deux catégories d'aciers.

- Aciers doux (ou ronds lisses).

NUMERO FE E24 : La limite d'élasticité nominale $\sigma_{eu} = 2350 \text{ b. (2400 kg/cm}^2\text{)}$.

Contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{eu} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_1$$

$$\bar{\sigma}_a = 1,5 \times 1600 = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_2$$

- Aciers à haute adhérence (HA).

NUMERO FE E40

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

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

Contraintes admissibles :

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

Contraintes de traction imposées par la condition de fissuration

(CCBA 68 Art 4,9).

La valeur maximale de la contrainte des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes (en bars).

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

σ_1 : étant la contrainte de fissuration systématique.

σ_2 : contrainte de fissuration non systématique ou accidentelle.

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour les HA.

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

$\bar{\omega}_f$ = pourcentage de fissuration

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

$\left\{ \begin{array}{l} A: \text{ section totale des barres tendues} \\ B_f: \text{ section à l'enrobage des barres tendues} \end{array} \right.$

K: Coefficient dépendant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

$\left\{ \begin{array}{l} K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ pour fissuration peu nuisible} \\ K = 1,0 \cdot 10^5 \text{ pour fissuration préjudiciable} \\ K = 0,5 \cdot 10^5 \text{ pour fissuration très préjudiciable} \end{array} \right.$

Charges et surcharges

Plancher-terrasse:

- protection en gravier rouge' (e = 4 cm)	1800 x 0,04 = 72 kg/m ²
- étanchéité multicouche	10 "
- feuille de polyane	10 "
- forme de pente (e = 5 cm)	2200 x 0,05 = 110 "
- feuille de polyane	10 "
- isolation liège	16 "
- couche pare-vapeur	5 "
- dalle de compression + Hourdis (5+20) cm	265 "
- enduit de plâtre (e = 2 cm)	2 x 14 = 28 "
<hr/>	
G = 526 kg/m²	

Plancher-courant

- Carrelage (e = 2 cm)	2200 x 0,02 = 44 kg/m ²
- mortier de pose (e = 3 cm)	60 "
- dalle de compression + Hourdis (5+20) cm	265 "
- enduit de plâtre (e = 2 cm)	14 x 2 = 28 "
- cloisons (elles sont uniformément réparties)	75 "
<hr/>	
G = 472 kg/m²	

Surcharges d'exploitation:

- terrasse inaccessible (sans entretien)	P = 100 kg/m ²
- surcharges climatiques (neige)	V = 70 "
- plancher-courant (immeubles d'habitation)	p = 175 "
- balcon	P = 350 "
- escaliers (habitation privée)	P = 250 "
- accrotère (on considère une force horizontale, due à la main courante)	P = 100 "

Remplissage:

- murs intérieurs (en briques creuses, enduits sur les deux faces)	
- cloisons en briques creuses, de 10 cm	135 kg/m ²
- murs extérieurs (en double cloison + vide d'air)	
- briques creuses, de 20 cm	265 kg/m ²
- briques creuses, de 10 cm	135 "

charge totale = 535 kg/m²

Prédimensionnement

1) Poutres: la portée maximale, entre nus, des appuis est:

$$l = 5,10 \text{ m.}$$

la hauteur, des poutres, doit être telle que:

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \Leftrightarrow 34 \leq h_t \leq 51 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra}$$

donc $h_t = 45 \text{ cm.}$

la largeur, doit être telle que:

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \Leftrightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5 \Rightarrow \text{on prendra}$$

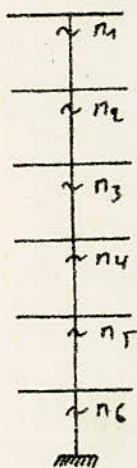
donc $b = 30 \text{ cm.}$

On prendra finalement, comme section, des poutres, dans le sens longitudinal, et transversal:

$$h_t = 45 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

2) Poteaux: on fera la descente de charges pour trois poteaux:

- un poteau central P_1 .
- un poteau de rive P_2 .
- un poteau de rive P_3 .



surface revenant, au poteau P_1 :

$$S_1 = 4,80 \times 4,64 = 22,27 \text{ m}^2.$$

surface revenant, au poteau P_2 :

$$S_2 = \frac{4,5 \times (3,6 + 9,8)}{4} + \frac{9,8 \times 1,475}{2} = 12 \text{ m}^2$$

surface revenant, au poteau P_3 :

$$S_3 = 4,80 \times \frac{9,775}{2} = 11,46 \text{ m}^2$$

Niveau n₁ :- Poteau P₁ (S₁ = 22,27 m²)

- plancher terrasse : $0,526 \times 22,27 = 11,71 t$.
- poutre longitudinale : $0,30 \times 0,45 \times 4,80 \times 2,5 = 1,62 t$.
- poutre transversale : $0,30 \times 0,45 \times 4,637 \times 2,5 = 1,56 t$.

$$\text{Surcharge } S_0 = \frac{\text{total} = 14,89 t}{0,1 \times 22,27} = 2,23 t$$

- Poteau P₂ (S₂ = 13 m²)

- plancher-terrasse : $0,526 \times 13 = 6,84 t$.
- poutre longitudinale : $0,30 \times 0,45 \times 4,2 \times 2,5 = 1,42 t$.
- poutre transversale : $0,30 \times 0,45 \times 3,725 \times 2,5 = 1,26 t$.

$$\text{Surcharge } S_0 = \frac{\text{total} = 9,52 t}{0,1 \times 13} = 1,30 t$$

- Poteau P₃ (S₃ = 11,46 m²)

- plancher-terrasse : $0,526 \times 11,46 = 6,02 t$.
- poutre longitudinale : $0,30 \times 0,45 \times 4,80 \times 2,5 = 1,62 t$.
- poutre transversale : $0,30 \times 0,45 \times 2,387 \times 2,5 = 0,81 t$.

$$\text{Surcharge } S_0 = \frac{\text{total} = 8,45 t}{0,1 \times 11,46} = 1,15 t$$

Niveau n₂- Poteau P₁

- venant de n₁ : 14,89 t
- plancher Courant : $0,472 \times 22,27 = 10,51 t$.
- poutre longitudinale : $0,30 \times 0,45 \times 4,8 \times 2,5 = 1,62 t$.
- poutre transversale : $0,30 \times 0,45 \times 4,637 \times 2,5 = 1,56 t$.
- Cloisons : $0,075 \times 22,27 = 1,67 t$

$$\text{Surcharge } S_0 + S_1 = \frac{\text{total} = 30,25 t}{2,23 + 0,175 \times 22,27} = 6,13 t$$

- Poteau P₂ :

- venant de n₁ : 9,52 t
- plancher Courant : $0,472 \times 13 = 6,14 t$
- poutre longitudinale : $0,30 \times 0,45 \times 4,2 \times 2,5 = 1,42 t$
- poutre transversale : $0,30 \times 0,45 \times 3,725 \times 2,5 = 1,26 t$
- Murs extérieurs : $0,400 \times 13 = 5,2 t$

$$\text{surcharge } : S_0 + S_1 = \frac{\text{total} = 23,54 t}{1,30 + 0,175 \times 13} = 3,58 t$$

Poteau P₃

- venant de n₁ _____ 8,45 t
- plancher - Courant _____ $0,472 \times 11,46 = 5,40 t$
- poutre longitudinale _____ $0,30 \times 0,45 \times 4,8 \times 2,5 = 1,62 t$
- poutre transversale _____ $0,30 \times 0,45 \times 2,387 \times 2,5 = 0,81 t$
- murs extérieurs _____ $0,400 \times 11,46 = 4,58 t$

$$\begin{aligned} \text{total} &= 20,86 t \\ \text{Surcharge } S_0 + S_1 &= 1,15 + 0,175 \times 11,46 \\ &= 3,16 t \end{aligned}$$

Niveau n₃

- Poteau P₁

- venant de n₂ _____ 30,25 t
- plancher - Courant _____ $0,472 \times 22,27 = 10,51 t$
- poutre longitudinale _____ $0,30 \times 0,45 \times 4,8 \times 2,5 = 1,62 t$
- poutre transversale _____ $0,30 \times 0,45 \times 4,637 \times 2,5 = 1,56 t$
- cloisons _____ $0,075 \times 22,27 = 1,67 t$

$$\begin{aligned} \text{total} &= 45,61 t \\ \text{Surcharge} : S_0 + 0,95(S_1 + S_2) &= \\ &= 2,23 + 0,95(3,90 + 3,90) \\ &= 9,64 t \end{aligned}$$

- Poteau P₂

- venant de n₂ : _____ 23,54 t
- plancher - Courant _____ $0,472 \times 13 = 6,14 t$
- poutre longitudinale _____ $0,30 \times 0,45 \times 4,2 \times 2,5 = 1,42 t$
- poutre transversale _____ $0,30 \times 0,45 \times 3,725 \times 2,5 = 1,26 t$
- murs extérieurs _____ $0,400 \times 13 = 5,2 t$

$$\begin{aligned} \text{total} &= 37,56 t \\ \text{Surcharge} : S_0 + 0,95(S_1 + S_2) &= \\ &= 1,30 + 0,95(2,275 + 2,275) \\ &= 5,62 t \end{aligned}$$

- Poteau P₃

- venant de n₂ : _____ 20,86 t
- plancher - Courant _____ $0,472 \times 11,46 = 5,40 t$
- poutre longitudinale _____ $0,30 \times 0,45 \times 4,8 \times 2,5 = 1,62 t$
- poutre transversale _____ $0,30 \times 0,45 \times 2,387 \times 2,5 = 0,81 t$
- murs extérieurs _____ $0,400 \times 11,46 = 4,58 t$

$$\begin{aligned} \text{total} &= 33,27 t \\ \text{Surcharge } S_0 + 0,95(S_1 + S_2) &= \\ &= 1,15 + 0,95(2 + 2) \\ &= 4,95 t \end{aligned}$$

Niveau n₄

- Poteau P₁:

• venant de n ₃	_____	95,61 t
• plancher Courant	_____	$0,472 \times 22,27 = 10,51 t$
• poutre longitudinale	_____	$0,30 \times 0,95 \times 4,8 \times 2,5 = 1,62 t$
• poutre transversale	_____	$0,30 \times 0,95 \times 4,637 \times 2,5 = 1,56 t$
• Cloisons	_____	$0,075 \times 22,27 = 1,67 t$

$$\begin{aligned} \text{total} &= 60,97 t \\ \text{Surcharge } S_0 + 0,90(S_1 + S_2 + S_3) & \\ &= 2,23 + 0,90(3,90 + 3,90 + 3,90) \\ &= 12,76 t \end{aligned}$$

- Poteau P₂:

• venant de n ₃	_____	37,56 t
• plancher Courant	_____	$0,472 \times 13 = 6,14 t$
• poutre longitudinale	_____	$0,30 \times 0,95 \times 4,8 \times 2,5 = 1,44 t$
• poutre transversale	_____	$0,30 \times 0,95 \times 3,725 \times 2,5 = 4,26 t$
• murs extérieurs	_____	$0,400 \times 13 = 5,2 t$

$$\begin{aligned} \text{total} &= 51,58 t \\ \text{Surcharge } S_0 + 0,90(S_1 + S_2 + S_3) & \\ &= 1,30 + 0,90(2,275 + 2,275 + 2,275) \\ &= 7,44 t \end{aligned}$$

- Poteau P₃

• venant de n ₃	_____	33,27 t
• plancher Courant	_____	$0,472 \times 11,46 = 5,40 t$
• poutre longitudinale	_____	$0,30 \times 0,95 \times 4,8 \times 2,5 = 1,62 t$
• poutre transversale	_____	$0,30 \times 0,95 \times 2,387 \times 2,5 = 0,81 t$
• murs extérieurs	_____	$0,400 \times 11,46 = 4,58 t$

$$\text{total} = 45,68 t$$

Niveau n₅

- Poteau P₁:

• venant de n ₄	_____	60,97 t
• plancher Courant	_____	$0,472 \times 22,27 = 10,51 t$
• poutre longitudinale	_____	$0,30 \times 0,95 \times 4,8 \times 2,5 = 1,62 t$
• poutre transversale	_____	$0,30 \times 0,95 \times 4,637 \times 2,5 = 1,56 t$
• Cloisons	_____	$0,075 \times 22,27 = 1,67 t$

$$\begin{aligned} \text{total} &= 76,33 t \\ \text{Surcharge } S_0 + 0,85(S_1 + S_2 + S_3 + S_4) & \\ &= 2,23 + 4 \times 3,90 \\ &= 15,49 t \end{aligned}$$

- Poteau P₂

- venant de n₄ _____ 51,58 t
- plancher courant _____ $0,472 \times 13 = 6,14$ t
- poutre longitudinale _____ $0,30 \times 0,45 \times 4,2 \times 2,5 = 1,42$ t
- poutre transversale _____ $0,30 \times 0,45 \times 2,725 \times 2,5 = 1,26$ t
- murs extérieurs _____ $0,900 \times 13 = 5,2$ t

total = 65,6 t

$$\begin{aligned} \text{Surcharge } S_0 + 0,85(S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \\ = 1,30 + 0,85(4 \times 2,275) \\ = 11,25 \text{ t} \end{aligned}$$

- Poteau P₃

- venant de n₄ _____ 45,68 t
- plancher courant _____ $0,472 \times 11,46 = 5,40$ t
- poutre longitudinale _____ $0,30 \times 0,45 \times 4,8 \times 2,5 = 1,62$ t
- poutre transversale _____ $0,30 \times 0,45 \times 2,387 \times 2,5 = 0,81$ t
- murs extérieurs _____ $0,900 \times 11,46 = 4,58$ t

total = 58,09 t

$$\begin{aligned} \text{Surcharge } S_0 + 0,85(S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \\ = 1,15 + 0,85(4 \times 2) \\ = 7,95 \text{ t} \end{aligned}$$

Niveaux:

- Poteau P₁

- venant de n₅ _____ 76,33 t
- plancher courant _____ $0,472 \times 22,27 = 10,51$ t
- poutre longitudinale _____ $0,30 \times 0,45 \times 4,8 \times 2,5 = 1,62$ t
- poutre transversale _____ $0,30 \times 0,45 \times 4,637 \times 2,5 = 1,56$ t
- Cloisons _____ $0,075 \times 22,27 = 1,67$ t

total = 91,69 t

$$\begin{aligned} \text{Surcharge } S_0 + 0,80(S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5) \\ = 2,23 + 0,80(5 \times 3,90) \\ = 17,83 \text{ t} \end{aligned}$$

- Poteau P₂

- venant de n₅ _____ 58,09 t
- plancher courant _____ $0,472 \times 11,96 = 5,60$ t
- poutre longitudinale _____ $0,45 \times 0,30 \times 4,8 \times 2,5 = 1,62$ t
- poutre transversale _____ $0,45 \times 0,30 \times 2,387 \times 2,5 = 0,81$ t
- murs extérieurs _____ $0,900 \times 11,96 = 4,58$ t

total = 70,5 t

$$\begin{aligned} \text{Surcharge : } S_0 + 0,80(S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5) \\ = 1,15 + 0,80(5 \times 2) \\ = 9,15 \text{ t} \end{aligned}$$

- Poteau P_3 :

- devant de n_5 _____ 58,09 t
- plancher courant _____ $0,472 \times 11,46 = 5,40$ t
- poutre longitudinale _____ $0,45 \times 0,30 \times 4,80 \times 2,5 = 1,62$ t
- poutre transversale _____ $0,45 \times 0,30 \times 2,387 \times 2,5 = 0,81$ t
- murs extérieurs _____ $0,400 \times 11,46 = 4,58$ t

$$\begin{aligned} \text{total} &= 70,5 \text{ t} \\ \text{surcharge } S_0 &+ 0,80(S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5) \\ &= 1,15 + 0,80(5 \times 2) \\ &= 9,15 \text{ t} \end{aligned}$$

Poids des poteaux :

- Poteau P_1 : $0,45 \times 0,25 \times 19,97 \times 2,5 = 4,06$ t
- Poteau P_2 : $0,90 \times 0,25 \times 19,97 \times 2,5 = 3,61$ t ✓
- Poteau P_3 : $0,30 \times 0,25 \times 19,97 \times 2,5 = 3,71$ t ✓

Conclusion: au niveau n_6

1) Poteau P_1 : $G = 95,75$ t
 $P = 17,83$ t } $\Rightarrow G + 1,2P = 117,15$ t

2) Poteau P_2 : $G = 83,23$ t
 $P = 10,4$ t } $\Rightarrow G + 1,2P = 95,71$ t

3) Poteau P_3 : $G = 74,21$ t
 $P = 9,15$ t } $\Rightarrow G + 1,2P = 85,19$ t

Détermination des sections des Poteaux :

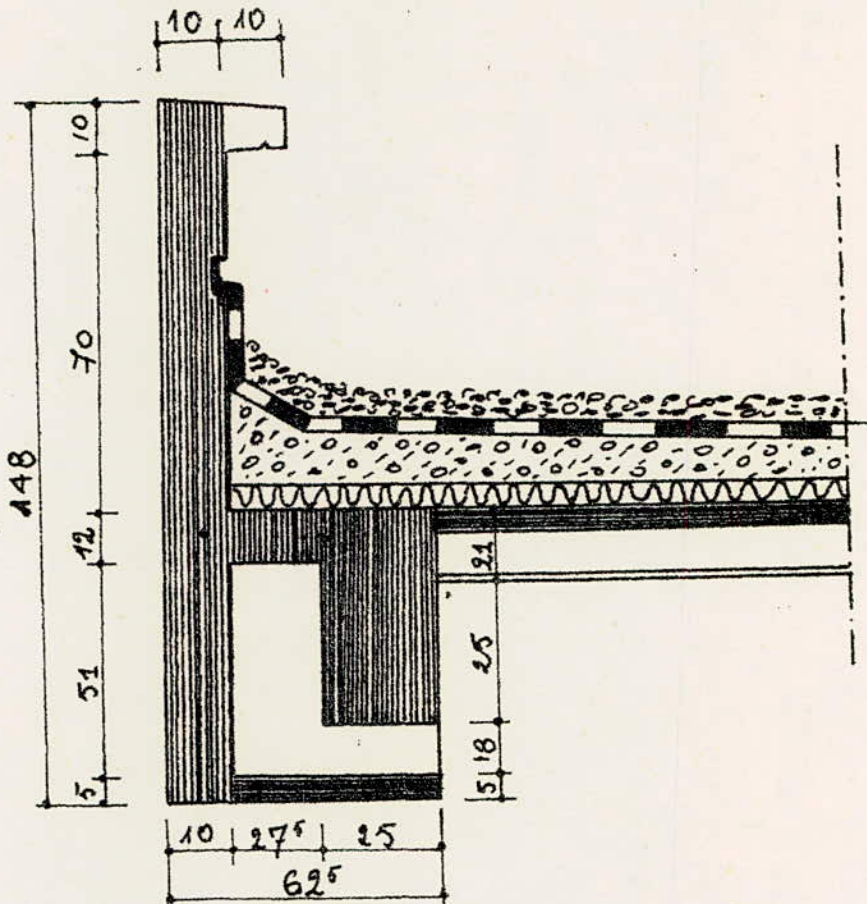
- Poteau P_1 : $B \geq \frac{117150}{68,5} = 1710,20 \text{ cm}^2 \rightarrow 40 \times 50$

- Poteau P_2 : $B \geq \frac{95710}{68,5} = 1397,2 \text{ cm}^2 \rightarrow 40 \times 45$

- Poteau P_3 : $B \geq \frac{85190}{68,5} = 1243,65 \text{ cm}^2 \rightarrow 40 \times 45$

CALCUL DES ELEMENTS

ETUDE DE L'ACROTÈRE

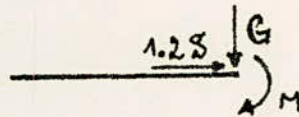
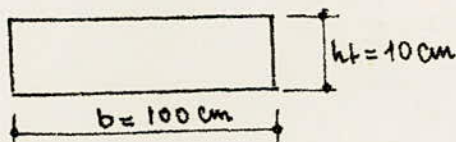


Poids propre : C'est le poids d'une bande ayant les dimensions suivantes :

- épaisseur : $e = 10 \text{ cm}$
- largeur : $b = 100 \text{ cm}$
- hauteur : $h = 80 \text{ cm}$

$$G = 0,10 \times 80 \times 1,00 \times 2500 = 200 \text{ kg/ml.}$$

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



Section rectangulaire : 100×10

Effort normal $N = G = 200 \text{ kg/ml}$

Moment fléchissant $M = 1,2 \cdot 100 \times 0,80 = 96 \text{ kg.m/ml.}$

L'excentricité $e_0 = M/N = 96/200 = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm.}$

$ht/6 = 10/6 = 1,66 \text{ cm} \Rightarrow e_0 > ht/6 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

donc le calcul se fera en flexion composée par la méthode de M^s P. CHARON.

Calcul du moment par rapport aux aciers tendus :

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

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

$$M_A = 200 \times 51 = 10200 \text{ kg.cm/ml} = 102 \text{ kg.m/ml}$$

Calcul du moment résistant du béton : (M_{rb}) .

$$M_{rb} = b \frac{\bar{\sigma}_b}{2} y \left(R - \frac{y}{3} \right) \text{ avec } y = \frac{n \bar{\sigma}_b}{n \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} \cdot h =$$

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

$$y = \frac{15 \times 137}{15 \times 137 + 2800} \times 8 = 3,886 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = 100 \times \frac{137}{2} \times 3,886 \times \left(8 - \frac{3,886}{3} \right) = 178472,2 \text{ kg.cm/ml}$$

$M_{rb} = 1784,72 \text{ kgm/ml} \gg M_A = 102 \text{ kg.m/ml}$
donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires .

Détermination des aciers tendus :

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

$$\mu = \frac{15 M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 102 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,00853 \rightarrow \begin{cases} K = 105 \\ \epsilon = 0,9583 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot R} = \frac{102 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9583 \cdot 8} = 0,475 \text{ cm}^2$$

En flexion composée :

$$A' = A_i = 0$$

$$A = A_1 - N/\bar{\sigma}_a = 0,475 - 200/2800 = 0,403 \text{ cm}^2$$

La section obtenue étant faible, on adoptera la section d'armatures minimale donnée par la condition de non fragilité (CCBA 68 Art. 52) .

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 0,69 \times 100 \times 8 \times \frac{137}{2800} = 0,775 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6/ml ($A = 1,41 \text{ cm}^2$) avec un espacement constant de 20 cm .

Vérification de la fissuration :

$K = 10^6$ (fissuration préjudiciable)

$\phi = 6 \text{ mm}$

$\eta = 1,6$ (Aciers HA)

$$\bar{\omega}_f = A/B_f = 1,41/100 \times 4 = 0,00352$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{10^6 \cdot 1,6 \times 0,00352}{6(1 + 0,0352)} = 906,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\kappa \eta}{\phi} \frac{L}{\sigma_b}} = 2,4 \sqrt{\frac{106,1,6}{6} 5,9} = 3010,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3010,38 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{pas de risque de fissuration}$$

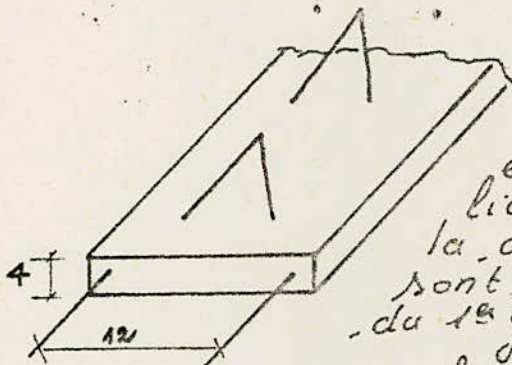
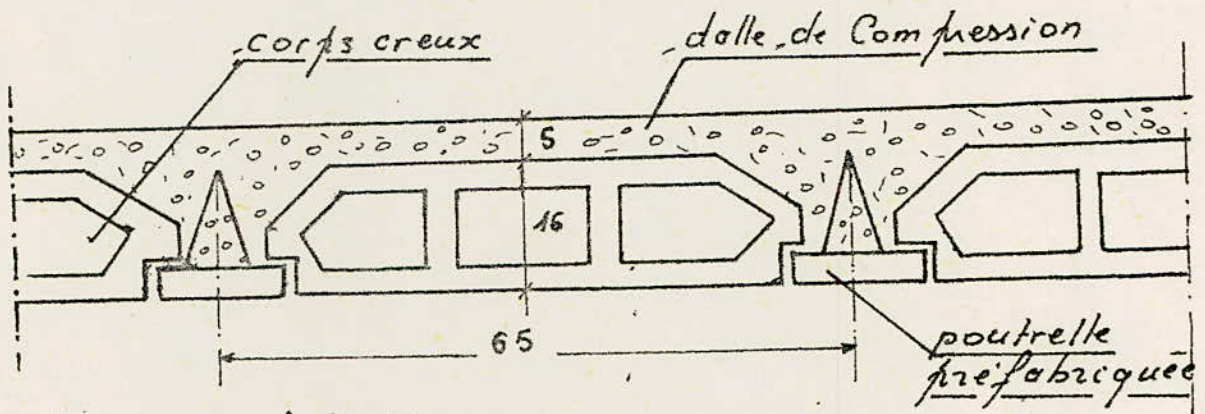
Verification à l'effort tranchant :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T - \frac{M_A}{z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} R = 7 \text{ cm.}$$

$$A \bar{\sigma}_a \geq 120 - \frac{10200}{7} < 0 \quad \text{verifié}$$

donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Calcul des Poutrelles



Les poutrelles sont préfabriquées par chantier. Elles possèdent des barres en attente permettant une bonne liaison avec le béton, des poutres de la dalle de compression. Ces poutrelles sont calculées pour les sollicitations du 1^{er} genre $G+1,2P$.

la surface venant à la poutrelle est:
 $S = 0,65 \text{ l.}$

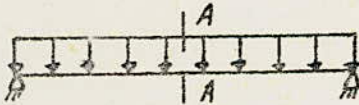
Le calcul des poutrelles se fait, en deux étapes:

1^{ère} étape: avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée, elle supportera son poids propre, le hourdis et la surcharge due à l'ouvrier qui pose le hourdis.

2^{ème} étape: après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille, comme une poutre, en T reposant sur quatre appuis.

Les poutrelles seront disposées suivant le sens transversal.

1^{ère} étape:

schéma statique:  (section rectangulaire)

charges supportées par la poutrelle:

- poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 1 \times 2,5 = 12 \text{ kg/ml.}$
 - corps creux : $0,65 \times 1 \times 95 = 62 \text{ kg/ml.}$
 - surcharge : $1,2 \times 100 \times 0,65 = 78 \text{ kg/ml.}$
- $q = 152 \text{ kg/ml}$

Le moment, en travée sera: $M_0 = q \frac{l^2}{8} = 152 \frac{9,975^2}{8} = 380,5 \text{ kg.m}$
 la plus grande travée, a pour longueur: $l = 9,975 \text{ m}$.

l'effort tranchant max $T = q \frac{l}{2} = 152 \frac{9,975}{2} = 390,1 \text{ kg}$.

Détermination des armatures (méthode de Charon)

On considère un enrobage de 2 cm.

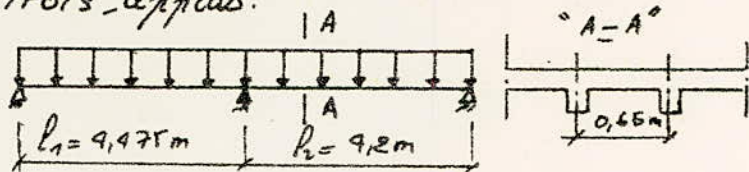
$$\mu = \frac{n M_0}{\bar{\sigma}_a b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 380,5 \times 10^2}{2800 \times 12 \times 2^2} = 4,246 \Rightarrow K = 1,15.$$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137} = 20,43 > K = 1,15.$$

Les armatures comprimées sont nécessaires. Cependant on ne peut pas placer ces armatures, du fait que la section du béton est trop faible; il est donc nécessaire de prévoir un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la table de compression.

2^{ème} étape: calcul de la poutrelle en section en T. Cette poutrelle se pose sur trois appuis.

schéma statique:



Poutrelles plancher-terrasse:

$$G = 0,526 \text{ t/m}^2.$$

$$P = 0,100 \text{ t/m}^2.$$

$$q = (G + 1,2 P) \times 0,650 = (0,526 + 1,2 \times 0,1) \cdot 0,65 = 0,42 \text{ t/ml}$$

Poutrelles plancher-courant:

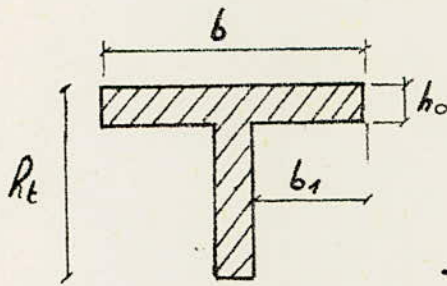
$$G = 0,472 \text{ t/m}^2.$$

$$P = 0,175 \text{ t/m}^2.$$

$$q = (G + 1,2 P) \times 0,650 = (0,472 + 0,175 \times 1,2) \cdot 0,65 = 0,493 \text{ t/ml}$$

La charge supportée par la poutrelle, au niveau du plancher-terrasse étant rapproché, à celle, au niveau du plancher-courant; on dimensionnera la poutrelle pour $q = 0,493 \text{ t/ml}$ pour tous les niveaux.

Détermination de la largeur "b" de la table de compression (CCBA 68 art. 23.31):



$h_0 = 5 \text{ cm}$
 $b_0 = 12 \text{ cm}$
 $h_t = 21 \text{ cm}$
 $h = 19 \text{ cm}$

$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{l}{2}$; $l =$ distance entre deux faces voisines de deux nervures consécutives.

$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$

$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{2}{3} x$

$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{L}{10}$

$x =$ distance de la poutre considérée au point de moment nul le plus proche.

$L =$ portée libre de poutrelle entre nus des appuis.

$L = 9,975 \text{ m}$

$b_1 = \frac{b_1 - b_0}{2} \leq \frac{9,975}{10} = 0,9975 \text{ m} = 99,75 \text{ cm}$

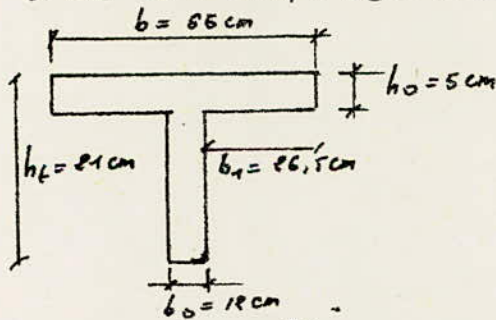
$b_1 = \frac{b_1 - b_0}{2} \leq 6 \text{ à } 8 h_0$

$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq 6 \cdot 5 = 30 \text{ cm}$

La valeur de b_1 étant limitée à la plus petite des valeurs précédentes ; on aura :

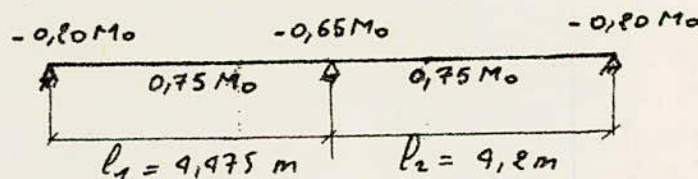
$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm}$

d'où $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$

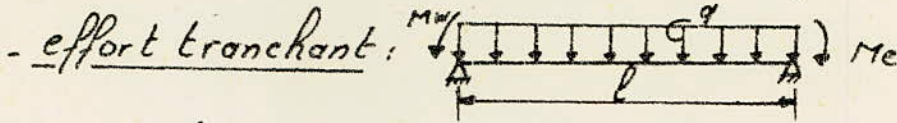


Calcul des efforts agissant sur la poutrelle :

on détermine les moments agissant aux différents appuis à l'aide de la formule des trois moments.



- travée 0-1: $M_{01} = q \frac{l^2}{8} = 0,443 \frac{4,975^2}{8} = 1,11 \text{ t}\cdot\text{m} \text{ (m}^{\text{t}} \text{ en travée)}$
 $M_{e1} = 0,75 M_{01} = 0,75 \cdot 1,11 = 0,832 \text{ t}\cdot\text{m}$



$$\begin{cases} T_g = q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \\ T_d = -q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \end{cases}$$

$M_w = 0,20 \cdot M_{01} = 0,20 \cdot 1,11 = 0,222 \text{ t}\cdot\text{m}$
 $M_e = 0,65 \cdot M_{01} = 0,65 \cdot 1,11 = 0,722 \text{ t}\cdot\text{m}$

$T_g = 0,443 \frac{4,975}{2} + \frac{0,222 - 0,722}{4,975} = 0,88 \text{ t}$
 $T_d = -0,443 \frac{4,975}{2} + \frac{0,222 - 0,722}{4,975} = -1,1 \text{ t}$

- travée 1-2:

- moment: - statique: $M_{02} = q \frac{l_2^2}{8} = 0,443 \frac{4,2^2}{8} = 0,97 \text{ t}\cdot\text{m}$

- en travée: $M_{e2} = 0,75 M_{02} = 0,75 \cdot 0,97 = 0,727 \text{ t}\cdot\text{m}$

- effort tranchant:

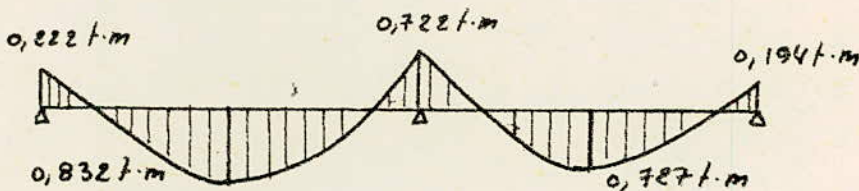
$M_w = 0,65 \cdot M_{02} = 0,65 \cdot 0,97 = 0,63 \text{ t}\cdot\text{m}$
 $M_e = 0,2 \cdot M_{02} = 0,2 \cdot 0,97 = 0,194 \text{ t}\cdot\text{m}$

$T_g = q \frac{l_2}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_2} = 0,443 \cdot \frac{4,2}{2} + \frac{0,63 - 0,194}{4,2} = 1,03 \text{ t}$

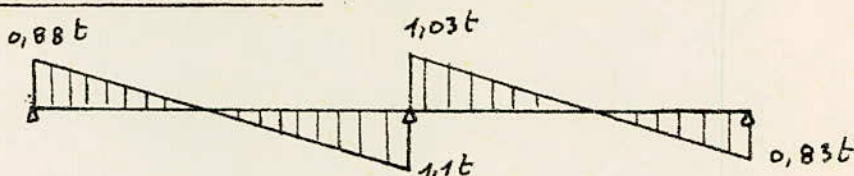
$T_d = -q \frac{l_2}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_2} = -0,443 \frac{4,2}{2} + \frac{0,63 - 0,194}{4,2} = -0,836 \text{ t}$

Diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants:

- moments fléchissants:



- efforts tranchants:



Calcul des armatures longitudinales:

$M_t = M_{max}$ (en travée) = 0,832 t.m
 $M_a = M_{max}$ (aux appuis) = 0,722 t.m

$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $l = 4,475 \text{ m}$
 $h = h_t - e = 21 - 2 = 19 \text{ cm}$

En travée: $\mu = \frac{n M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,832 \cdot 10^5}{2800 \cdot 65 \cdot 19^2} = 0,01899$

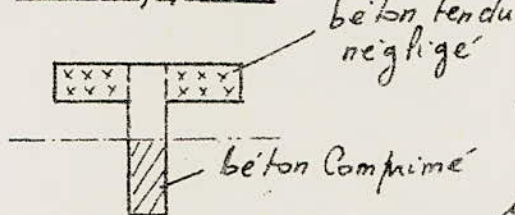
$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 67,5 \\ \varepsilon = 0,9399 \\ \alpha = 0,1818 \end{array} \right. \rightarrow y = \alpha \cdot h = 0,1818 \cdot 19 = 3,45 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm}$

\rightarrow l'axe neutre tombe dans la table de Compression, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \cdot h = 65 \times 19$).

$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137} = 20,43 < K = 67,5 \Rightarrow$ les accers comprimés sont inutilés.

$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{0,832 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9399 \cdot 19} = 1,66 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on prendra 2T12 (2,66 cm²)

Aux appuis:



La table de Compression étant tendue, on néglige les deux ailes dans les calculs. Le calcul sera fait sur une section rectangulaire ($b \cdot h = 12 \cdot 19$)

$\mu = \frac{n M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b_0 \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,722 \cdot 10^5}{2800 \cdot 12 \cdot 19^2} = 0,0892$

$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 66,5 \\ \alpha = 0,3614 \\ \varepsilon = 0,8795 \end{array} \right. \quad A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{0,722 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8795 \cdot 19} = 1,54 \text{ cm}^2$

\Rightarrow on prendra 1T16 (2,01 cm²).

Cette barre sera laissée filante pour servir à la fois d'armatures de construction et de chapeaux au niveau des appuis.

Vérification des Contraintes:

EN travée: $A = 2,26 \text{ cm}^2$, $b = 65 \text{ cm}$, $h = 19 \text{ cm}$, $M_t = 0,832 \text{ t.m}$

$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 2,26}{65 \cdot 19} = 0,1829 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 57 \\ \varepsilon = 0,9306 \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}_a = \frac{M_t}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{0,832 \cdot 10^5}{2,26 \cdot 0,9306 \cdot 19} = 2082,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (vérifiée)

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2082,1}{57} = 36,52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$ (vérifiée)

Aux appuis: $A = 2,01 \text{ cm}^2$, $M_a = 0,722 \text{ t.m.}$

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b_0 \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,01}{12 \cdot 19} = 0,8815 \rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 22,6 \\ \xi = 0,8671 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A \cdot \xi \cdot h} = \frac{0,722 \cdot 10^5}{2,01 \cdot 0,8671 \cdot 19} = 2180,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \text{ (Véifiée)}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2180,3}{22,6} = 96,47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ (Véifiée)}$$

Condition de non fragilité (CCBA 68 art. 52).

- Entravée: $\frac{A}{b_0 \cdot h} \geq \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$; $\psi_4 = 0,54$ (aciers écrouis)

$$b_0 = 12 \text{ cm}, h = 19 \text{ cm}, h_t = 21 \text{ cm}, \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \geq 0,54 \cdot 12 \cdot 19 \frac{5,9}{2800} \left(\frac{21}{19}\right)^2 = 0,316 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 \rightarrow 0,316 \text{ cm}^2 \text{ (Véifiée)}$$

- Ceux appuis: idem.

Vérification de la flèche: (art. 58.4 CCBA 68)

La satisfaction des trois conditions suivantes nous dispensera de la vérification de la flèche.

- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$ [M_t : m^t flechissant max. en travée
 M_0 : m^t isostatique, de la travée de référence]

$$\frac{0,21}{4,975} = 0,0469 \text{ et } \frac{1}{15} \cdot 0,75 = 0,05 \text{ non vérifiée}$$

$$- \omega_0 = \frac{A}{b_0 h} < \frac{3,6}{\sigma_{en}} \Leftrightarrow \frac{2,26}{12 \cdot 19} = 0,0099 \text{ et } \frac{36}{4200} = 0,00857$$

$$- \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Leftrightarrow 0,0469 > 0,0444 \text{ (Véifiée)}$$

Deux des conditions précédentes ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche s'impose.

C.C.B.A. 68 art. 61. e stipule que pour tenir compte de l'existence de fissures actuelles dans les zones tendues d'une pièce de béton armé, on substitue au moment d'inertie I_t de la section totale homogénéisée, le moment d'inertie I_f définie par la relation suivante:

$$I_f = \frac{I_t}{1 + \lambda \mu}$$

$$\text{avec } \lambda = \frac{\bar{\sigma}_b}{180 \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \frac{A}{b_0 \cdot h}} \text{ et } \mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \frac{A}{b_0 \cdot h} \cdot \sigma_a + 3 \bar{\sigma}_b}$$

alors ici, nous avons : $\lambda = \frac{5,8}{180 \left(1 + 3 \frac{12}{65} \right) \cdot \frac{2,26}{12,19}} = 1,272$.

$M = 0,832 \text{ tm}$.

$\mu = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \frac{2,26}{12,19} \cdot 2082 + 3 \cdot 5,9} = 0,7057$.

Calcul de I_t :

The diagram shows a T-beam cross-section with the following dimensions:

- Flange width: 65 cm
- Flange thickness: 5 cm
- Web width: 12 cm
- Web height: 16 cm
- Total height: 15,55 cm
- Distance from top flange to web centerline: 9,55 cm
- Distance from top flange to bottom fiber: 12 cm
- Distance from top flange to centroid: $y = 3,95 \text{ cm}$
- Distance from web centerline to centroid: $5 - 3,95 = 1,55 \text{ cm}$
- Distance from web centerline to bottom fiber: $16 - 9,55 = 6,45 \text{ cm}$
- Distance from top flange to top fiber: 1,725 cm
- Distance from web centerline to top fiber: 0,775 cm

Calculations for I_t :

$$I_t = \frac{65 \cdot 3,95^3}{12} + 3,95 \times 65 \times 1,725^2 + \frac{65 \times 1,55^3}{12} + 65 \times 1,55 \times 0,775^2 + \frac{12 \cdot 16^3}{12} + 12 \cdot 16 \cdot 9,55^2 + 2,26 \cdot 15,55^2$$

$= 23123,75 \text{ cm}^4$ alors $I_p = \frac{23123,75}{1 + 1,272 \cdot 0,7057}$

$= 12185,43 \text{ cm}^4$.

La flèche effective est donnée par $f = \frac{M l^2}{10 E_v \cdot I_p}$

$E_v = 7000 \sqrt{\sigma_j}$ (CCBA 68 art. 9.6) avec $\sigma_j = 1,28 \sigma_{28} = 1,275 = 330 \text{ kg/cm}^2$

- d'où $E_v = 7000 \sqrt{330} = 127161,31 \text{ kg/cm}^2$

$l = 9,975 \text{ m}$

$f = \frac{0,832 \cdot 10^5 \cdot 9,975^2 \times 10^4}{10 \cdot 127161,31 \cdot 12185,43} = 1,0753 \text{ cm}$

$f_a = \frac{l}{500} = \frac{9,975}{500} = 0,895 \text{ cm}$.

La flèche calculée est légèrement plus grande que la flèche admissible, donc on peut l'accepter.

Vérification de la fissuration:

- EN travée: $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,26}{12,4} = 0,047$.

$\phi = 12 \text{ mm}$, $\eta = 1,6$, $\kappa = 1,5 \cdot 10^6$ (fissuration peu nuisible), $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$.

$\sigma_1 = \kappa \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6 \cdot 0,047}{12 \cdot 1 + 0,97} = 6394,6 \text{ kg/cm}^2$.

$\sigma_2 = 2,9 \sqrt{\kappa \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,9 \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{12} \cdot 5,9} = 2607,1 \text{ kg/cm}^2$.

$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 6399,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a \Rightarrow$ pas de risque de fissuration.

Vérification de l'adhérence (CCBA 68 art. 29):

On doit vérifier si $\tau_d < \bar{\tau}_d$ avec $\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$

$$\psi_d = 1,5 \text{ (pour barres HA)}, \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\tau_d \text{ (contrainte d'adhérence)} = \frac{T}{n \cdot p \cdot z}$$

Cette contrainte est calculée pour l'effort tranchant max.

$$T_{\max} = 1,1 \text{ t.}$$

$$p = \text{périmètre d'une barre} = \pi \phi = 3,14 \times 1,6 = 5,024 \text{ cm.}$$

n = nombre de barres isolées.

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 19 = 16,625 \text{ cm.} \Rightarrow \tau_d = \frac{1,1 \cdot 10^3}{1,5 \cdot 5,024 \cdot 16,625}$$

$= 13,17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$ (vérifiée) \Rightarrow pas de risque d'entraînement.

Calcul des armatures transversales (CCBA 68 art. 25)

Les armatures transversales seront calculées avec T_{\max} . Elles seront gardées pour toutes les poutrelles. Nous utiliserons des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. Pour cela, on fait la vérification suivante:

$$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \text{ si } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$\tau_b \leq \left(9,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_b \text{ si } \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_b$$

τ_b étant la contrainte de cisaillement maximale.

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot z} = \frac{1,1 \cdot 10^3}{12 \cdot \frac{7}{8} \cdot 19} = 5,513 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}'_b$ = contrainte maximale dans le béton.

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b_0 \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,722 \cdot 10^5}{2800 \cdot 12 \cdot 19^2} = 0,08928 \Rightarrow \kappa = 26,6$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 105,26 \text{ kg/cm}^2, \quad \bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_b$$

$$\tau_b \leq \left(9,5 - \frac{105,26}{68,5}\right) \cdot 5,9 = 17,98 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

On utilisera des armatures \perp à la ligne moyenne. Les armatures seront constituées par des cadres $\phi 6$ de nuance Fe E24.

$$1 \text{ cadre } \phi 6 \Rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2 \text{ (2 brins).}$$

Contrainte admissible des armatures transversales

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

Ecartement des armatures transversales:

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 16,6 \cdot 1600}{1100} = 13,52 \text{ cm}$$

- cet écartement ne doit pas dépasser l'écartement admissible donné par CCBA68 (art. 52-12).

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 0,2 \cdot 19 = 3,8 \text{ cm.} \\ t_2 = (1 - 0,3 \frac{e_6}{\bar{\sigma}_6}) h = (1 - 0,3 \frac{5,523}{5,3}) \cdot 19 = 13,6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$t \leq \bar{t} = \max(t_1, t_2) = 13,6 \text{ cm.}$$

Nous prenons un écartement de 10 cm au niveau des appuis. Le premier cours sera à $\frac{t}{2}$ du pu de l'appui; pour les autres espacements on appliquera la puité de Caquot tout en respectant l'article 52-12 du CCBA68 qui recommande $t \leq h$ (19 cm dans notre cas). On a la portée $l = 9,975 \text{ m}$, les espacements doivent se répéter, chaque fois qu'on passe d'un nombre à un autre de la puité de Caquot et ceci se fait de part et d'autre de chaque appui.

Ferraillage de la table de Compression: (ART. 382).

La table de Compression sera armée par un treillis poudé $\phi 6$. Cependant les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 80 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

- 33 cm pour les armatures // aux nervures.

On adoptera un treillis poudé de 20×20 en $\phi 6$, soit $5 \phi 6 / \text{ml}$ qui donnent une section $A = 1,41 \text{ cm}^2$.

$$\phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_{\perp \text{ nervures/ml}} \geq \frac{43 E_n}{5300} = 0,527 \text{ cm}^2$$

$E_n =$ distance entre nervures = 65 cm

$$\Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2 > 0,527 \text{ cm}^2 \text{ (Vérfiée)}$$

$$A_{\parallel \text{ nervures/ml}} \geq \frac{A_{\perp \text{ nervures/ml}}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$$

on a:

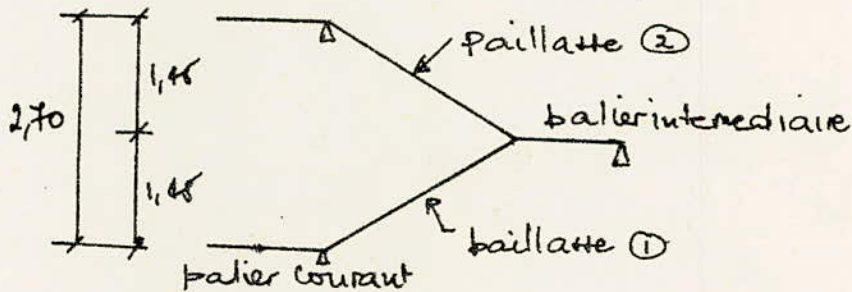
$$A_{\perp \text{ nervures/ml}} = 1,41 \text{ cm}^2 > \frac{43 E_n}{\sigma_{en}} = 0,527 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\parallel \text{ nervures/ml}} = 1,41 \text{ cm}^2 > \frac{A_{\perp}}{2} = 0,705 \text{ cm}^2.$$

ETUDE DES ESCALIERS

L'escalier que nous allons étudier est à poutres adjacentes. Il est constitué de deux poutres d'aller inclinées (poutres), d'un palier intermédiaire à mi-étage et de deux paliers courants (au niveau des étages).

Le schéma statique est le suivant :



Les poutres entre étages sont identiques avec huit (8) marches, par contre la poutre du RDC diffère des autres. On fait le calcul de deux cas :
 les dimensions des marches et contre marches doivent vérifier les conditions de BLONDEL.

$$g > h$$

$$59 \leq g + 2h \leq 64$$

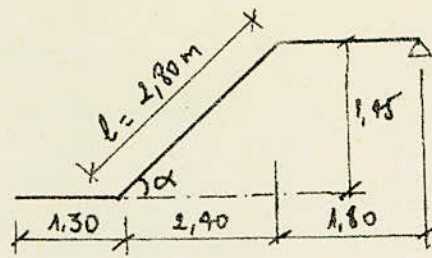
où h : hauteur de la contre marche
 g : largeur de la marche.

on a huit marches avec $g = 30$ cm.
 et 9 contremarches avec

$$h \leq \frac{64 - g}{2} = \frac{64 - 30}{2} = 17 \text{ cm.} \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

donc $g = 30 \text{ cm} > h = 17 \text{ cm}$
 $59 < g + 2h = 64 \leq 64$. vérifiées.

les marches n'interviennent pas dans le calcul de résistance leur poids propre sera considéré comme uniformément réparti sur la poutre.



$$\tan \alpha = \frac{1,45}{2,40} = 0,604 \Rightarrow \alpha = 31,14^\circ$$

$$\text{d'où } l = \frac{2,40}{\cos 31,14} = 2,80 \text{ m.}$$

L'épaisseur de la pailleuse et des paliers est donnée par la condition suivante :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{2,8+1,80}{30} \leq e \leq \frac{4,6}{20}$$

$$15,33 \leq e \leq 23 \text{ cm}$$

On prendra la même épaisseur pour les paliers et la pailleuse soit :

$$e = 18 \text{ cm.}$$

Evaluation des charges et surcharges

Pailleuse : (par mètre de projection horizontale et pour un mètre d'embranchement)

- poids propre : $\frac{2500 \cdot e}{\cos \alpha} = 525,76 \text{ kg/m}^2$

- poids propre des marches de hauteur (h) :

$$\frac{2200 \cdot h}{2} = 197 \text{ kg/m}^2$$

- Marches :

* Mortier de pose (2 cm) : $2200 \times 0,02 = 44 \text{ kg/m}^2$

* Carrelage (2 cm) : $2 \times 22 = 44 \text{ kg/m}^2$

pour un mètre de largeur

$$G = 889 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 889 \text{ kg/ml}$$

$$50 \text{ kg/ml}$$

Garde corps :

$$\text{total } G = 939 \text{ kg/ml.}$$

Surcharge pour un mètre de largeur :

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

Le calcul se fait au 1^{er} genre $G + 1,2 P$.

$$q_1 = G + 1,2 P = 939 + 1,2 \cdot 250 = 1239 \text{ kg/ml.}$$

Paliers:

Poids propre :	$2500 \times 0,18 =$	450 kg/m^2
mortier de pose (2cm)	$2200 \times 0,02 =$	44 "
Carrelage (2cm)	$2 \times 22 =$	44. "

En prenant un metre de largeur

$$G = 538 \text{ kg/ml.}$$

surcharge pour un metre de largeur.

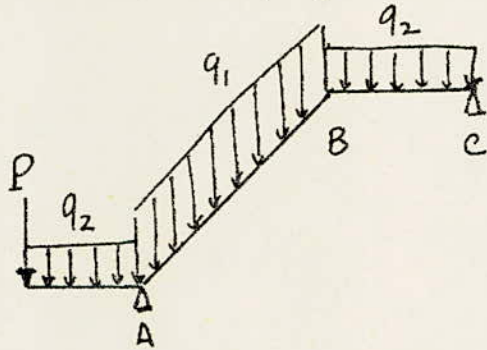
$$P = 250 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = G + 1,2 P = 538 + 1,2 \cdot 250 = 838 \text{ kg/ml.}$$

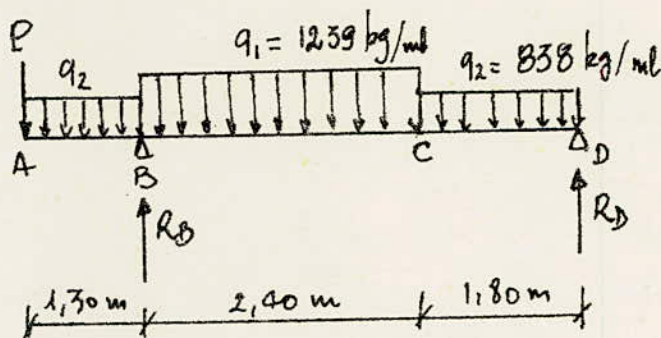
NB: a l'extremite libre du palier le mur transmet une reaction (force concentree) telle que :

$$P = 265 \times 2,70 = 715,5 \text{ kg}$$

charge due au poids propre du mur x hauteur du mur.



On admet que les travees AB et BC sont encastrees (indeformables), pour cela on obtient le systeme equivalent suivant :



Determination des efforts.

$$\sum M/D = 0 \Rightarrow 838 \cdot 130 \left(\frac{1,30}{2} + 2,40 + 1,10 \right) + 1239 \cdot 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 1,10 \right) + 838 \cdot 1,80 \cdot \frac{1,80}{2} + 715,5 \times (1,30 + 2,40 + 1,10) - R_B (2,40 + 1,10)$$

$$\Rightarrow R_B = 4642,2 \text{ kg}$$

$$R_B + R_D = 838 (1,30 + 1,10) + 1239 (2,40) + 715,5 = 6286 \text{ A}$$

$$R_D = 1644,7 \text{ kg}$$

* $x \in (A, B)$

$$M(x) = -P \cdot x - q_2 \frac{x^2}{2} = -715,5 x - 938 \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M_A = 0 \\ M_B = -1638,26 \text{ kg.m} \end{cases}$$

$$T = -P - q_2 x = -715,5 - 938 x$$

$$T_A = -715,5 \text{ kg}$$

$$T_B(x=1,30) = -1804,9 \text{ kg}$$

** $x \in (B, C)$

$$M_x = -P(1,30 + x) - q_2 \cdot 1,30 \left(\frac{1,30}{2} + x \right) + R_B x - q_1 \frac{x^2}{2}$$

$$x=0 \Rightarrow M_B = -1638,26 \text{ kg.m}$$

$$x=1,30 \Rightarrow M_C = +1602,94 \text{ kg.m}$$

$$T = -P - q_2 \cdot 1,30 - q_1 x + R_B$$

$$= -715,5 - 838 \cdot 1,30 - 1239 x + 4642,2$$

$$T_B = 2857,3 \text{ kg}$$

$$T_C = 2857,3 - 1239 \times 2,4 = -136,3 \text{ kg}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T=0 \Rightarrow x = \frac{2857,3}{1239} = 2,29 \text{ m}$$

$$M_{\max} = -715,5 (1,30 + 2,29) - 838 \times 1,30 \left(0,65 + 2,29 \right) - 1239 (2,29)^2 / 2 + 4642,2 \times 2,29$$

$$M_{\max} = 1610,44 \text{ kg.m}$$

*** $x \in (C, D)$

$$M = +R_D \cdot x - q_2 \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M_D = 0 \\ M_C = 1644,7 \times 1,8 - 838 \frac{1,8^2}{2} = 1602,9 \text{ kg.m} \end{cases}$$

$$T = -R_D + 838 \cdot x$$

$$T_D = -R_D = -1644,7 \text{ kg}$$

$$T_C = -1644,7 + 838 \times 1,8 = -136,3 \text{ kg}$$

Diagramme des moments.

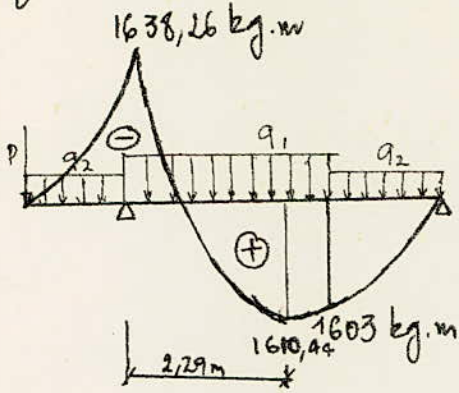
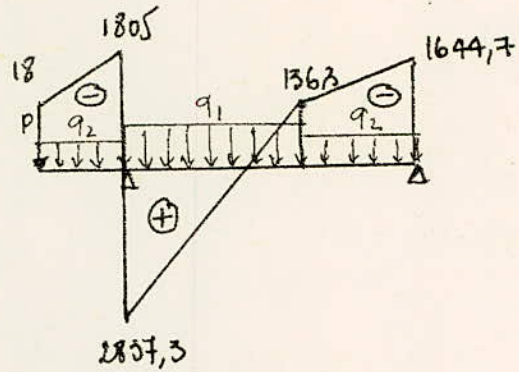


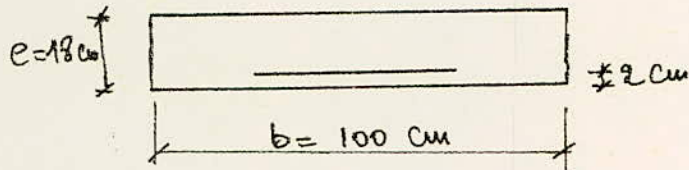
Diagramme des efforts tranchants.



Ferraillage :
En travée :

$$M = 1610,44 \text{ kg.m}$$

$$e = 18 \text{ cm} \quad d = 2 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ m}$$



$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1610,44 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,0337 \Rightarrow \begin{cases} K = 48,4 \\ \epsilon = 0,9211 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{1610,44 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9211 \cdot 16} = 3,9 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

soit 5T12 (A = 5,65 cm²)

à l'appui

$$M = 1638,26 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1638,26 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,0343 \Rightarrow \begin{cases} K = 48,0 \\ \epsilon = 0,9206 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{1638,26 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9206 \cdot 16} = 3,97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

soit 5T12

Verification des contraintes

$$A = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \cdot 16} = 0,353 \Rightarrow \begin{cases} K = 39,2 \\ \epsilon = 0,9077 \end{cases}$$

à l'appui : $M = 1638,26 \text{ kg.m}$.

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot e} = \frac{1638,26 \cdot 10^2}{5,65 \cdot 0,9077 \cdot 16} = 1996,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1996,5}{39,2} = 50,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

NB: On prévoit des aciers de répartition tels que :

$$\frac{1}{4} A_e \leq A_{rep} \leq \frac{1}{2} A_e$$

$$1,41 = \frac{1}{4} 5,65 \leq A_{rep} \leq \frac{1}{2} 5,65 = 2,825$$

on prend 4 TB ($A = 2,01 \text{ cm}^2$).

Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 16 \frac{5,9}{4200} = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,55 \text{ cm}^2$$

Vérification de la flèche :

$$A/bh < \frac{43}{\sigma_{en}} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \cdot 16} = 0,0035 < \frac{43}{4200} = 0,0102$$

La vérification de la flèche est inutile.

Vérification à l'effort tranchant :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\gamma} , T = 2837,3 \text{ kg} , A \bar{\sigma}_a = 5,65 \cdot 2800 = 15820 \text{ kg}$$

$$T + \frac{M}{\gamma} = 2837,3 + \left(\frac{-1638,26}{1,6} \right) = 2720,28 \text{ kg}$$

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\gamma} \text{ vérifiée.}$$

Armatures transversales :

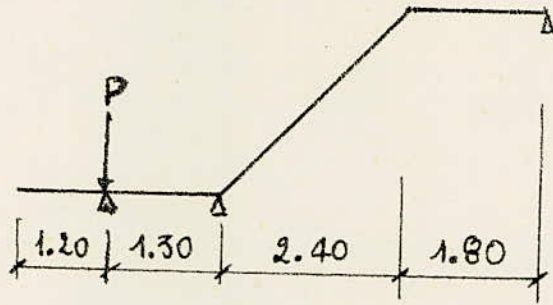
$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \gamma} = \frac{2837,3}{100 \cdot \frac{1}{4} 16} = 2,026 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

les aciers transversaux sont utiles.

Escalier entre RDC et 1^{er} étage:



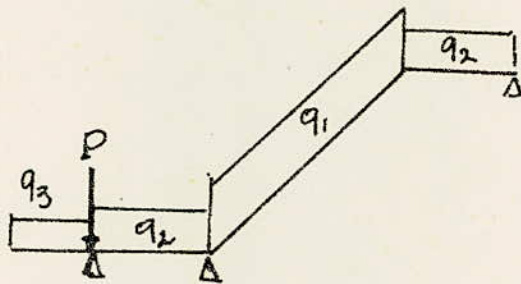
épaisseur $e = 18 \text{ cm}$
charges et surcharges

Auvent: Poids propre : $2500 \cdot 0,18 = 450 \text{ kg/cm}^2$
 Gravier 4 cm $1800 \cdot 0,04 = 72 \text{ kg/cm}^2$
 Multicouches 10 kg/cm^2
 Chape de béton (3 cm) 60 kg/cm^2
 forme de pente (2 cm) 2000 kg/m^3
 $2000 \times 0,02 = 40 =$
 $G = 632 \text{ kg/m}^2$

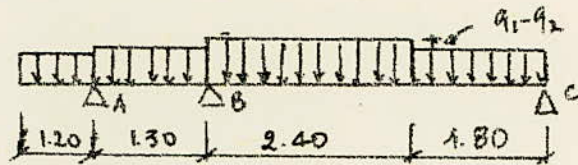
Pour un mètre de largeur — $G = 632 \text{ kg/ml}$
 Garde Corps 50 kg/ml
 $G = 682 \text{ kg/ml}$

Pour 1 mètre de largeur.
 surcharge $P = 100 \text{ kg/ml}$.

$q_3 = G + 1,2 P = 682 + 1,2 \cdot 100 = 802 \text{ kg/ml}$.
 Paliers $q_2 = 838 \text{ kg/ml}$ (calculée précédemment)
 Pailasse $q_1 = 1239$ (" ")
 charge concentrée due au poids du mur.
 $P = 715,5 \text{ kg/m}$

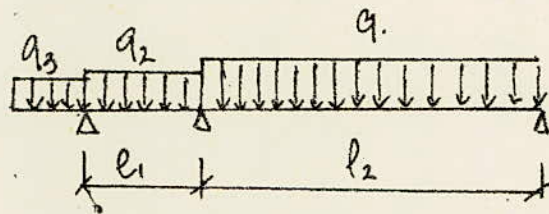


En admettant que les travées sont indéformables on obtient le schéma équivalent suivant :



En faisant repartir la différence $q_1 - q_2$ sur la travée BC
On obtient une charge uniforme.

$$q = q_2 + \frac{(q_1 - q_2) \cdot 2,40}{4,2} = 1067 \text{ kg/ml.}$$



Determination des efforts

Nous utilisons la méthode des 3 Moments.

$$M_0 = q_3 \times 1,2 \cdot \frac{1,2}{2} = 577,44 \text{ kg.m.}$$

$$M_2 = 0$$

$$M_0 l_1 + 2M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = - \frac{q_2 l_1^3}{4} - \frac{q l_2^3}{4}$$

$$577,44 \times 1,30 + 2M_1 (1,30 + 4,20) + 0 = - \frac{838 \cdot 1,3^3}{4} - \frac{1067 \cdot 4,2^3}{4}$$

$$\Rightarrow M_1 = 1770,23 \text{ kg.m.}$$

les moments en travées seront déterminés en utilisant la relation pour la travée (i-j).

$$M = \mu + M_i l + \frac{M_j - M_i}{l} x$$

où M = Moment à une abscisse x de la travée hyperstatique.

μ : Moment à l'abscisse x de la travée isostatique de référence

$$\mu = \frac{q l}{2} x - \frac{q x^2}{2}$$

travée 0-1

$$M = \frac{q_2 l_1 x}{2} - \frac{q_2 x^2}{2} + M_0 + \frac{M_1 - M_0}{l} x$$

$$T = \frac{dM}{dx} = \frac{q_2 l_1}{2} - q_2 x + \frac{M_1 - M_0}{l_1} = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{\frac{M_1 - M_0}{l_1} + \frac{q_2 l_1}{2}}{q_2} = \frac{2(M_1 - M_0) + q_2 l_1^2}{2 q_2 l_1}$$

$$M_0 = 577,44 \text{ kg.m}$$

$$M_1 = 1770,23 \text{ kg.m}$$

$$x = 1,745 \text{ m}$$

$x \notin$ le tracé 0-1 donc on n'a pas d'extremum.

Tracé 1-2.

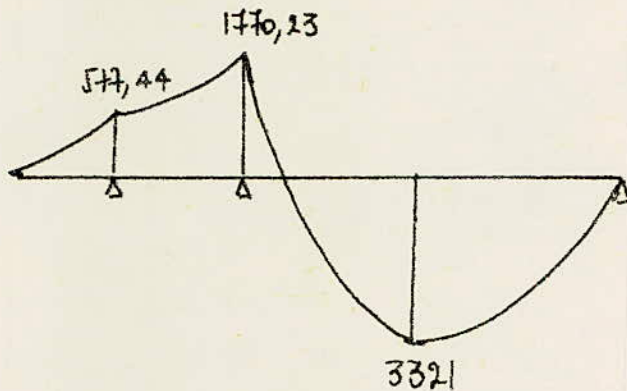
$$M = \frac{q l_2 x}{2} - \frac{q x^2}{2} + M_1 + \frac{M_2 - M_1}{l_2} x$$

$$T = \frac{dM}{dx} = \frac{q l_2}{2} - q x + \frac{M_2 - M_1}{l_2}$$

$$x = \frac{\frac{M_2 - M_1}{l_2} + \frac{q l_2}{2}}{q} = \frac{0 - 1770,23}{4,20} + \frac{1067 \times 4,20}{2} = 1,7 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{1067 \times 4,20 \times 1,7}{2} - \frac{1067 \cdot 1,7^2}{2} + 1770,23 - \frac{1770,23 \times 1,7}{4,20}$$

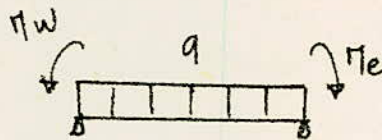
$$= 3321 \text{ kg.m}$$



Efforts tranchants:

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

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



Travée 0-1:

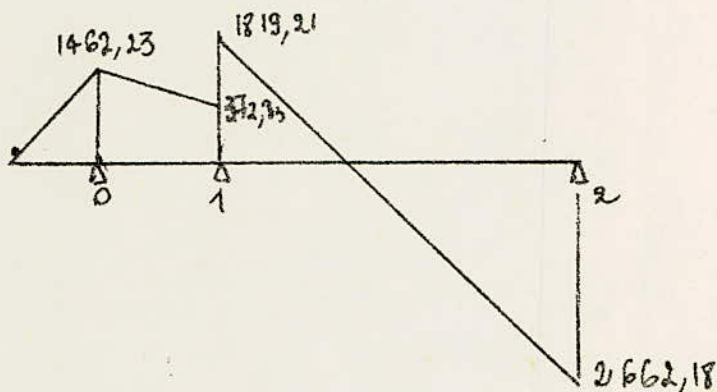
$$T_w = \frac{838 \cdot 1,3}{2} + \frac{1770,23 - 577,44}{1,3} = 1462,23 \text{ kg}$$

$$T_e = -\frac{838 \cdot 1,30}{2} + \frac{1770,23 - 577,44}{1,30} = 372,83 \text{ kg}$$

Travée 1-2:

$$T_w = \frac{1067 \cdot 4,2}{2} - \frac{0 - 1770,23}{4,2} = 1819,21 \text{ kg}$$

$$T_e = -2240,7 - 421,48 = -2662,18 \text{ kg}$$



Determination des armatures longitudinales :

Travée 1-2:

En travée $M = 3321 \text{ kg.m}$

$e = 18 \text{ cm}$
 $d = 2 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 3321 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,0694 \Rightarrow \begin{cases} K = 31,3 \\ \epsilon = 0,8920 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{3321 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8920 \cdot 16} = 8,3 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T16 / \text{ml}$$

($A = 10,05 \text{ cm}^2$)

sous appui: $M = 1770,23 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1770,23 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,0370 \Rightarrow \begin{cases} K = 45,8 \\ \epsilon = 0,9178 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{1770,23 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9178 \cdot 16} = 4,3 \text{ cm}^2$$

soit 5T12/ml ($A = 5,65 \text{ cm}^2$)
 pour la travée 0-1 la fibre tendue est vers le haut donc on fait filer les 5 barres T12 jusqu'à l'extrémité.

Verification des contraintes

En travée : $A = 10,05 \text{ cm}^2$, $M = 3321 \text{ kg}\cdot\text{m}$, $b = 100 \text{ cm}$
 $h = 16 \text{ cm}$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 10,05}{100 \cdot 16} = 0,6281 \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 27,85 \\ \epsilon = 0,8833 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{3321 \cdot 10^2}{10,05 \cdot 0,8833 \cdot 16} = 2338 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ vérifié}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2338}{27,85} = 83,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ vérifié}$$

Sur appui : $A = 5,65 \text{ cm}^2$, $M = 1770,23 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{5,65}{16} = 0,3531 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 39,2 \\ \epsilon = 0,9077 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{1770,23 \cdot 10^2}{5,65 \cdot 0,9077 \cdot 16} = 2157,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \text{ vérifié}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2157,3}{39,2} = 55,03 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ vérifié}$$

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 100 \times 16 \times \frac{5,9}{4200} = 1,55 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

Condition de la flèche

$$\frac{A}{b h} < \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} \quad \frac{A}{b h} = \frac{10,05}{100 \cdot 16} = 0,0063 < \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,0102 \text{ vérifié}$$

Aciers transversaux :

$$T_{\max} = 2662,18 \text{ kg}$$

$$\tau_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b z} = \frac{2662,18}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 16} = 1,901 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{b \max} < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,78 \text{ (vérifié)}$$

On dispose les armatures transversales de la même façon que pour le premier type d'escaliers étudié précédemment.

Verification à l'effort tranchant :

$$4 \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{T}{z} \Leftrightarrow 5,65 \cdot 2800 \geq 2662,18 + \frac{0}{z} \text{ (vérifié)}$$

CALCUL DE LA POUTRE PALIERE.

(Au niveau du palier intermédiaire)
 Cette poutre est semi-encastree aux voiles. Sa portée est de 2,90 m (entre axes des voiles). On prend forfaitairement une section $(b \times h) = (30 \times 30)$ avec un enrobage $d = 20$ cm.



Charges revenant à la poutre :

- Poids propre : $2500 \times 0,30 \times 1,00 = 225 \text{ kg/ml}$
 - Effort tranchant due a la poutre palier, poutre et remplissage : $\rightarrow R_s = 4642,2 \text{ kg/ml}$
- Total : $q = 4867,2 \text{ kg/ml}$

Cette poutre est considerée comme semi-encastree aux voiles

$$M_0 \text{ (Mt isostatique)} = \frac{q l^2}{8} = \frac{4867,2 \cdot 2,90^2}{8} = 5116,64 \text{ kg.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 5116,64 = 4349,14 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0,30 M_0 = 1534,99 \text{ kg.m}$$

$$T = \frac{q l}{2} = 4867,2 \cdot \frac{2,90}{2} = 7057,44 \text{ kg}$$

Calcul des armatures longitudinales :

En travée :

$$M_t = 4349,14 \text{ kg.m}; b = 100 \text{ cm}, h = 28 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 4349,14 \cdot 10^2}{2100 \cdot 100 \cdot 28^2} = 0,09909 \Rightarrow \begin{cases} k = 24,9 \\ e = 0,8747 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a e h} = \frac{4349,14 \cdot 10^2}{2100 \cdot 0,8747 \cdot 28} = 6,34 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T16 \text{ (} 8,04 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Sur appui :

$$M_a = 1534,99 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1534,99 \cdot 10^2}{2100 \cdot 100 \cdot 28^2} = 0,0549 \Rightarrow \begin{cases} k = 47,4 \\ e = 0,9199 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a e h} = \frac{1534,99 \cdot 10^2}{2100 \cdot 0,9199 \cdot 28} = 2,13 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T10 \text{ (} 3,14 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Verification des contraintes

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \cdot 8,04}{30 \times 28} = 0,9571 \Rightarrow \begin{cases} K = 21,5 \\ E = 0,8630 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_t}{A \cdot E} = \frac{4349,14 \cdot 10^2}{8,04 \cdot 0,8630 \cdot 28} = 2238,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ (verifié)}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2238,6}{21,5} = 104,12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ (verifié)}$$

Verification à l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{T}{3} \Leftrightarrow 3,14 \cdot 2800 \geq 7057,44 - \frac{1534,99 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 28} = 792,17 \text{ kg}$$

Verification de la flèche (CCBA 68 Art 61.21)

$$\cdot \frac{h_t}{16} = \frac{30}{16} = 1,875 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{0,85}{10} = 0,085 \text{ (verifié)}$$

$$\cdot \frac{h_t}{l} = \frac{30}{290} = 0,1034 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ (verifié)}$$

$$\cdot \frac{A}{bh} = \frac{8,04}{30 \times 28} = 0,0957 \leq \frac{43}{500} = 0,086 \text{ (verifié)}$$

Ces trois conditions étant satisfaites, le calcul de la flèche s'avère inutile.

Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}} = 0,69 \cdot 30 \cdot 28 \times \frac{5,9}{4200} = 0,8142 \text{ cm}^2 \text{ (verifié)}$$

Verification de la fissuration

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

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

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

$\phi = 16$

$\eta = 1,6$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{Bf} = \frac{8,04}{4 \times 30} = 0,067$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{16} \frac{0,067}{1 + 0,67} = 8018 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{16} \cdot 5,9 \right)^{1/2} = 2257,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \left\{ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 6018 \text{ kg/cm}^2 \right.$$

$$\left. \bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 \right.$$

$\bar{\sigma}_a \leq \bar{\sigma}_a$ (vérifié)
 \Rightarrow Pas de risque de fissuration

Armatures transversales (Art 26 12 CCGA 68)

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{7057,44}{30 \cdot \frac{2}{3} \cdot 28} = 9,60 \text{ kg/cm}^2$$

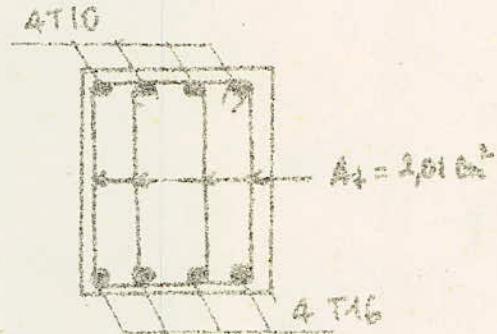
$$\sigma_b' = 104,12 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_{b0} \leq \sigma_b' < 2,0 \bar{\sigma}_{b0}$$

$$\Rightarrow \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b$$

$$= \left(4,5 - \frac{104,12}{68,5} \right) 5,9 = 17,58 \text{ kg/cm}^2$$

(vérifié)

On prend 2 cadres $\phi 8$
 de nuance Fe E 24.
 ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$)



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

$$f_{at} = \max \left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right)$$

$$= \max (0,667, 0,819) = 0,82$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,82 \times 2400 = 1968 \text{ kg/cm}^2$$

Espacement des armatures

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{\tau} = \frac{2,01 \cdot \frac{2}{3} \cdot 28 \cdot 1968}{7057,44} = 10,78 \text{ cm}$$

$$T = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2h = 0,2 \times 28 = 5,6 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 28 \left(1 - 0,3 \frac{9,6}{68,5} \right) = 14,33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prendra $t = 10 \text{ cm}$ au niveau de 2 appuis, le reste des espacements est donné par la règle de CAQUOT - le premier cours sera à $t/2 = 5 \text{ cm}$ de l'appui

$$\frac{L}{2} = \frac{9,75}{2} = 4,875 = 5 + 2 \times 10 + 2 \times 11 + 2 \times 10 + 4 \times 16 = 137 \text{ cm}$$

NOTA Le RDC étant élevé par rapport au sol, pour cela il est prévu pour un escalier composé :

- d'un palier reposant sur une poutre qui aura les mêmes caractéristiques que la poutre partielle (dimensions, ferrailage) - le palier sera armé de la même façon que le palier étayé.
- d'une poutre supportant 5 marches. Cette poutre aura la même épaisseur et le même ferrailage que celle calculée précédemment.

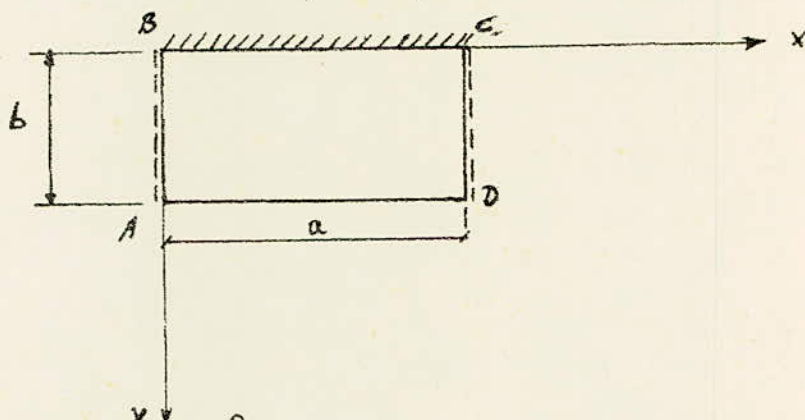
Etude des encorbellements

- Notre bâtiment, comporte deux genres d'encorbellements
- des loggias et
 - des sechoirs.

Ces encorbellements sont en dalle fine, de 15cm d'épaisseur. Les loggias sont encastés dans l'entrefer longitudinal, appuyés sur les poutres transversales et libres d'un côté. Les sechoirs sont demi-encastés dans les voiles, parfaitement encastés dans la poutre longitudinale, appuyés sur les poutres transversales et libres d'un côté.

- 1) Sechoirs: Le garde-corps se compose de deux parties:
- une partie en béton, de hauteur 92,5cm.
 - une partie (en briques creuses), de hauteur 152,5cm

On considère au préalable que la dalle est appuyée sur le voile. Le calcul sera fait pour une bande de largeur 1m.



Charges et Surcharges:

- Charges:
- | | |
|---------------------------|---|
| pes propre de la dalle : | $2500 \times 0,15 = 375 \text{ kg/m}^2$ |
| cartilage (e=2cm) : | $2200 \times 0,02 = 44 \text{ ''}$ |
| mortier de pose (e=3cm) : | $2000 \times 0,03 = 60 \text{ ''}$ |
| sable (e=3cm) : | 51 '' |
| enduit de plâtre : | $2 \times 14 = 28 \text{ ''}$ |

$$G = 558 \text{ kg/m}^2$$

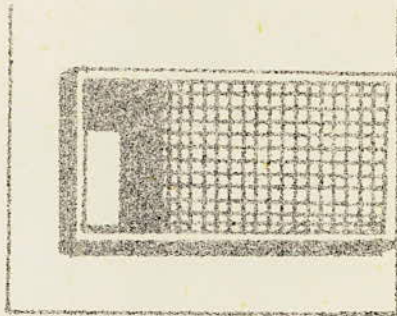
- Surcharges: $P = 350 \text{ kg/m}^2$

- Charges Concentrées: (- dues au garde corps)

pes de la partie en béton : $2500 \times 0,925 \times 0,1 \times 1,00 = 231,25 \text{ kg}$
 pes de la partie supérieure : $2000 \times 1,525 \times 0,05 \times 1,00 = 152,5 \text{ kg}$

Soit $G = 383,75 / 5,10 \times 1,475 = 51,01 \text{ kg/m}^2$ $G = 383,75 \text{ kg}$

- Effet de la main Courante:



il se traduit par une force de 100 kg/m² agissant en haut sur la paroi en béton à 32,5 cm, dans le sens horizontal. Son effet se reflète avec par un moment 170 a giv. part à l'extrémité libre de la bande.

$$M_0 = 1,2 \times 100 \times 0,925 = 111 \text{ kg.m}$$

$$\text{Soit } q = G + 1,2 P = (558 + 51,01 + 175) + 1,2 \times 350 = 774,01 + 420 = 1194,01 \text{ kg/m}^2$$

On prendra alors $q = 1194,01 \text{ kg/m}^2$ de dalle.
Nous donnons ci-dessous, selon la RDM, les formules des moments de flexion pour une poutre rectangulaire uniformément chargée, avec deux appuis simplement appuyés, le troisième étant libre et le 4^e encasté.

Moment sur le bord libre: ($x = \frac{a}{2}, y = b$)

$$M_x = \alpha \cdot q \cdot a^2$$

Moment d'encastement: ($x = \frac{a}{2}, y = 0$)

$$M_y = \beta \cdot q \cdot a^2 \quad \text{si } \frac{b}{a} > \frac{2}{3} = 0,666$$

$$M_y = \beta \cdot q \cdot b^2 \quad \text{si } \frac{b}{a} \leq \frac{2}{3}$$

Les coef. α, β sont données en fonction du rapport b/a .

Dans notre cas: $b = 1,425 \text{ m}, a = 5,10 \text{ m}$
 $\frac{b}{a} = 1,425 / 5,10 = 0,280 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,0078 \\ \beta = 0,428 \end{cases}$

alors $M_x = \alpha \cdot q \cdot a^2 = 0,0078 \cdot 1194,01 \times 5,1^2 = 242,24 \text{ kg.m}$
 $M_y = \beta \cdot q \cdot b^2 = 0,428 \cdot 1194,01 \times 1,425^2 = 1411,82 \text{ kg.m}$

Dans notre cas, on doit tenir compte aussi de l'encastement des deux côtés (AB et CD) qui sont d'axe et appuyés.

M^E d'encastement en AB et CD: $0,5 M_x = 0,5 \cdot 242,24 = 121,12 \text{ kg.m}$

M^E d'encastement en BC: $1,2 M_y = 1411,82 \text{ kg.m}$

M^E en travée (milieu de BD): $0,8 M_x = 0,8 \cdot 242,24 = 193,77 \text{ kg.m}$

Ferraillage:

a) Suivant la poutre forte (y) (armatures supérieures)

$$M = M_y + M_0 = 1411,82 + 111 = 1522,82 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1222,82 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,03876 \rightarrow \begin{cases} K = 49,6 \\ \varepsilon = 0,9151 \end{cases}$$

$$A = \frac{1222,82 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9161 \times 13} = 3,66 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prendra donc ST6 (3,92 cm}^2\text{)}$$

β) Suivant la grande portée (11 m) (armatures inférieures) avec un espacement $f_s = 20 \text{ cm} < 3h_f = 3 \times 15 = 45 \text{ cm}$

- en travée: $M = 193,79 \text{ kg m}$

$$\mu = \frac{15 \times 193,79 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,00674 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9645 \\ K = 126 \end{cases}$$

$$A = \frac{193,79 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9645 \times 13} = 0,552 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prendra donc ST6 (1,41 cm}^2\text{)}$$

- Aux Appuis: $M = 121,12 \text{ kg m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 121,12 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,00384 \rightarrow \begin{cases} K = 162 \\ \varepsilon = 0,9718 \end{cases}$$

$$A = \frac{121,12 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9718 \times 13} = 0,3424 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prendra ST6 (1,41 cm}^2\text{)}$$

Vérifications:

1) Vérification de Contraintes:

$$\tilde{\omega} = \frac{\mu}{15} \times \frac{100 \cdot A}{b \cdot h}$$

- Suivant la petite portée (armatures supérieures)

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \times 13} = 0,3015 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9138 \\ K = 93,0 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1222,82 \cdot 10^2}{3,92 \times 0,9138 \times 13} = 2625,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

Véuifié

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K_f} = \frac{2625,9}{93} = 28,23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

(Véuifié)

- Suivant la grande portée (armatures inf.)

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot 1,41}{100 \times 13} = 0,1085 \rightarrow \begin{cases} K = 76,0 \\ \varepsilon = 0,9451 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{193,79 \cdot 10^2}{1,41 \cdot 0,9451 \cdot 13} = 1118,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Véuifié

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1118,6}{76} = 14,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Véuifié

e. Vérification de non fragilité: $\rho = b/a = 0,289$

- suivant la petite portée:

$$A \geq 0,69 \cdot l \cdot \rho \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{bc}} \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,9}{9200} \left(1 - \frac{0,289}{2}\right) = 1,078 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

- suivant la grande portée:

Comme $\rho < 0,4$ on doit vérifier si:

$$A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 9,43 \cdot \frac{5,9}{9200} \cdot 0,25 = 0,32 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

3. Vérification de la fissuration (pour σ_s max)

$$\omega_f = \frac{A}{B l} = \frac{3,92}{100 (212)} = 0,0098$$

$\phi = 10 \text{ mm}$ $\eta = 1,6$ (HA), $K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible, $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_s = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,0098}{1 + 0,098} = 2142,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 2,9 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,9 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot 5,9} = 2855,9 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_a \leq \min \begin{cases} \max(\sigma_s, \sigma_c) = 2855,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$
 est donc pas de risque de cisaillement.

4. Vérification de l'adhérence (cond. de non entraînement)

$$\tau_{ed} = \frac{T_{max}}{n \cdot p \cdot \phi} \text{ avec } T_{max} = 1,475 \cdot 1194,02 \text{ (calculé)} = 1769,61 \text{ kg pour une bande de } 3 \text{ m pyffées (en contact) (cas de fauvrette)}$$

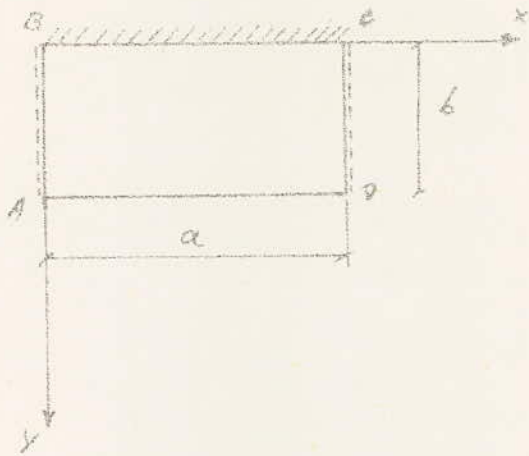
$$\tau_{ed} = \frac{1769,61}{5 \times 3,14 \times 1,0 \times \frac{7}{8} \cdot 13} = 9,85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{ed} = 242 \cdot \bar{\sigma}_b = 242,5 \times 5,9 = 1431,25 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

5. Condition aux affuis:

$$T = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \text{ (cond. de cisaillement)}$$

$$\tau_b = \frac{1769,61}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 1,55 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

2) Yoggias: le garde-corps est, en barreaux.



Charges et surcharges:

- charge : $G = 558 \text{ kg/m}^2$

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

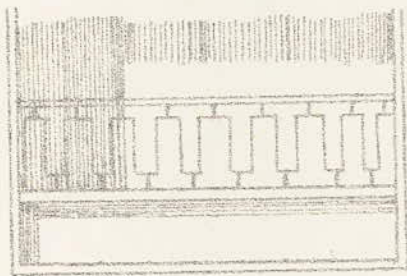
$q = G + 1,2P = 558 + 1,2 \cdot 350 = 978 \text{ kg/ml, de dalle.}$

- Charge concentrée (due au garde-corps)

pts. de barreaux $P' = 50 \text{ kg.}$

soit $Q = 50 \times 1,45 \times 3,60 = 9,578 \text{ kg/m}^2$

- Effet de la main courante:



il se traduit par une force de 100 kg/ml agissant en haut du garde-corps, à 95 cm dans le sens horizontal. Son effet est remplacé par un moment M_0 agissant à l'extrémité libre de la barre $M_0 = 1,2 \times 100 \times 0,95 = 114 \text{ kg.m.}$

soit $q = G + 1,2P = (558 + 9,578) + 1,2 \times 350$

soit $q = 987,578 \text{ kg/ml, de dalle.}$

- M_x sur le bord libre ($x = a/2, y = b$)

$M_x = \alpha \cdot q \cdot a^2 = 0,0199 \times 987,578 \times 3,60^2 = 254,7 \text{ kg.m}$

$$M_y = \beta q l^2 = 0,3325 \times 987,578 \times 4,47^2 = 786,97 \text{ kg.m}$$

(m², d'encastrement)

$$M^{\pm} \text{ d'encastrement en AB et DC} = 0,5 M_y = 0,5 \times 786,97 = 393,485 \text{ kg.m}$$

$$M^{\pm} \text{ d'encastrement en BC} : d. (M_y + M_0) = 786,97 + 393,485 = 1180,455 \text{ kg.m}$$

$$M^{\pm} \text{ en travée (au lieu de AD)} : 0,8 M_y = 0,8 \times 786,97 = 629,576 \text{ kg.m}$$

Ferraillage:

a) Puisant la petite portée (11 lg) (Arm. supérieurs)

$$M = 900,97 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 900,97 \cdot 10^2}{2800 \times 140 \cdot 13^2} = 0,0285 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9270 \\ \kappa = 51,1 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{900,97 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9270 \times 13} = 2,67 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prendra donc } 5T40 \text{ (} 2,42 \text{ cm}^2 \text{)}$$

b) Puisant la grande portée (11 ln) avec $h = 80 \text{ cm}$.

- En travée : $M = 803,76 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 803,76 \cdot 10^2}{2800 \times 140 \cdot 13^2} = 0,0258 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,8759 \\ \kappa = 25,3 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{803,76 \cdot 10^2}{2800 \times 0,8759 \times 13} = 0,639 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prendra donc } 5T6 \text{ (} 1,45 \text{ cm}^2 \text{)}$$

- aux appuis : $M = 427,35 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 427,35 \cdot 10^2}{2800 \times 140 \cdot 13^2} = 0,004036 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9911 \\ \kappa = 118 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{427,35 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9911 \times 13} = 0,36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prendra } 5T6 \text{ (} 1,45 \text{ cm}^2 \text{)}$$

puisque on a trouvé le même ferraillage que celui des poteaux la vérification par un autre procédé

ETUDE AU SEISME

ETUDE AU SEISME

Effets du seisme :

Les seismes imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques, ainsi on peut concevoir une composante verticale et une composante horizontale; On admet que l'accélération horizontale du mouvement sismique s'adresse à la masse des constructions.

Dans le cas des constructions comportant des planchers, on admet que les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher.

Recommandations de conception générale de bâtiment.

Face aux actions sismiques il faut toujours :

- Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments et surtout le rapport de cette hauteur à la largeur.
- Éviter les ensembles mal équilibrés en hauteur et en inertie.
- Éviter les grandes ouvertures.
- Éviter les éléments de construction mal liés à l'ossature.
- Prévoir, si possible, un sous-sol rigide qui ancre la construction dans le sol.
- Établir des fondations profondes et soigneusement chaînées afin de s'opposer aux efforts de soulèvement.

Pour la superstructure il faut :

- abaisser autant que possible le COG de la construction.
- Réaliser des nœuds rigides.
- Dans les poteaux, les recouvrements de barres doivent être au moins égaux à 50 fois le diamètre de ces barres.

Calcul statique équivalent :

Principe de Calcul :

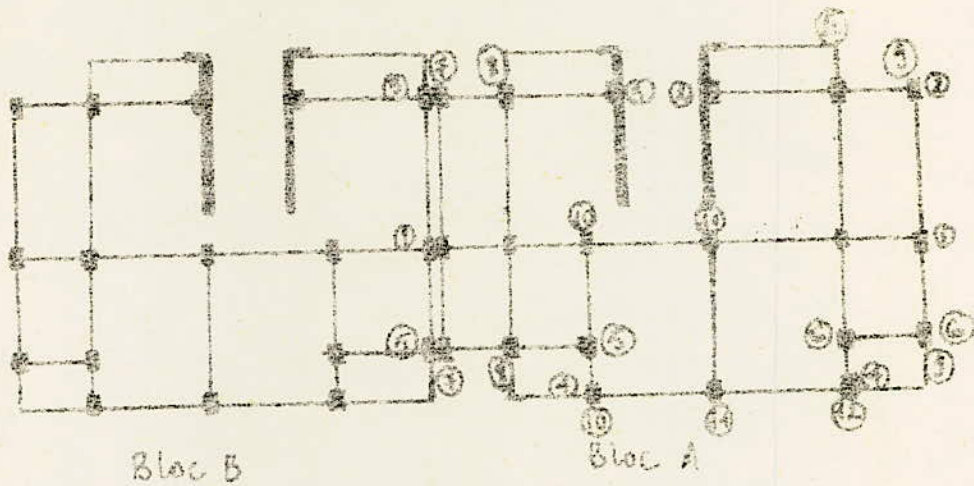
Ce mode de calcul substitue aux efforts dynamiques réels les sollicitations statiques résultant de la considération de systèmes de forces fictifs dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique.

Systemes équivalents :

- les systemes équivalents résultent de la combinaison :
- d'un système de forces élémentaires horizontales (S_{II})
 - d'un système de forces élémentaires verticales (S_{IV})
 - d'un système de couple de torsion d'ensemble d'axe vertical (S_T)

Pour les sollicitations sismiques horizontales, les règles permettent la vérification dans deux directions rectangulaires à envisager successivement. *

Vue en plan du bâtiment :



L'étude se fera par le bloc A.
 le calcul sismique sera appliqué sur trois portiques :
 - un portique longitudinal
 - deux portiques transversaux.

Calcul des forces sismiques :

Pour déterminer les sollicitations sismiques, il faudra déterminer d'abord les masses soumises à l'action sismique ; les masses sont considérées concentrées au niveau des planches.

Dans notre cas les masses représentent les masses totales de chaque niveau.

Forces sismiques horizontales :

Elles sont obtenues à l'aide

de la relation suivante :

$$F_H = W S_H$$

Détermination de W pour chaque niveau :

Surface du bâtiment en plan :

$$S = 20,10 \times 11,47 - 3 \times 2,6 \times 1,7 = 212,2 \text{ m}^2$$

- Niveau terrasse :

a. charges permanentes :

- plancher : $0,526 \times 212,2 = 111,61 \text{ t}$
- poutres : $0,30 \times 0,45 \times 2,5 (3 \times 20,10 + 2 \times 2,6 + 1 \times 11,47 + 2 \times 4,77) = 36,78 \text{ t}$
- $\frac{1}{2}$ poteaux : $(6 \times 0,40 \times 0,30 + 14 \times 0,40 \times 0,45) \times 2,5 \times 1,326 = 12,32 \text{ t}$
- Acrotère : $0,90 \times 0,10 \times 2,5 [2(20,10 + 11,47)] = 14,20 \text{ t}$
- Volées : $2(0,15 \times 5,2 \times 1,326 \times 2,5) = 5,17 \text{ t}$
- Murs extérieurs : $0,400 \times (2 \times 10,10 + 2 \times 9,1) \times 1,326 = 30 \text{ t}$

Total $G = 196 \text{ t}$

6. Surcharge d'exploitation

$$\frac{1}{5} P = 0,100 \times 212,2 \times \frac{1}{5} = 4,24 \text{ t}$$

Charges et surcharges intéressées par le séisme :
d'après RS 69 :

$$W = G + P/5 = 196 + 4,24 = 200,24 \text{ t}$$

Niveau courant :

a) charges permanentes

- Plancher : $0,472 \times 212,2 = 100,15 \text{ t}$
- Poutres : $36,78 \text{ t}$
- Poteaux : $2 \times 12,32 = 24,64 \text{ t}$
- Voiles : $2 \times 5,17 = 10,34 \text{ t}$
- Murs extérieurs $2 \times 30 = 60,00 \text{ t}$

$$\text{Total } G = 231,91 \text{ t}$$

b) Surcharges : $\frac{1}{5} P = \frac{1}{5} [(0,175 \times 212,2 + 0,25 \times 5,5 \times 2,75) + 0,350 (1,70 \times 4,10 + 1,70 \times 5,10 + 1,70 \times 3,60 + 1,70 \times 3,30)] = 8,65 \text{ t}$

c) Charges et surcharges intéressées par le séisme :

$$W = G + P/5 = 231,91 \times 0,65 = 240,6 \text{ t}$$

Niveau RDC

a) charges permanentes

- Plancher : $0,472 \times 212,2 = 100,15 \text{ t}$
- Poutres : $36,78 \text{ t}$
- Poteaux : $(6 \times 0,40 \times 0,50 + 14 \times 0,40 \times 0,45) \times 2,5 \times (1,325 + 0,975 + 1,2) = 32,32 \text{ t}$
- Voiles : $(0,15 \times 5,2 \times 2,5) (1,325 + 0,975 + 1,2) \times 2 = 13,55 \text{ t}$
- Murs extérieurs = 30 t

$$\text{Total } G = 213 \text{ t}$$

b) Surcharges : $\frac{1}{5} \times P = 8,65 \text{ t}$

c) Charges et surcharges intéressées par le séisme

$$W = G + \frac{1}{5} P = 221,65 \text{ t}$$

L'expérience montre que les ouvrages modernes, lorsqu'ils sont de conception saine et qu'il leur est fait une application correcte des textes normatifs de construction, ont des chances non négligeables de supporter convenablement des secousses destructrices d'intensité modérée, d'où l'importance du calcul au séisme suivant les règles en vigueur dans la localité où on envisage la construction.

A partir du concept de rigidité relative que nous étudierons par la suite, plusieurs schémas de calcul ont été élaborés pour donner une répartition des efforts sismiques horizontaux suivant les éléments de la construction.

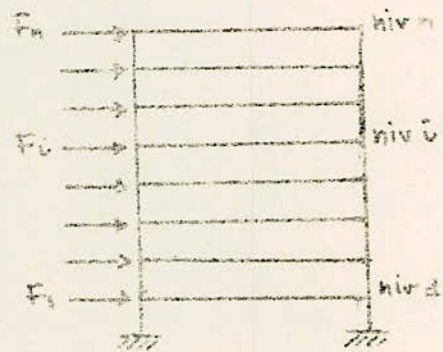
THEORIE ET CALCUL DES RIGIDITES
- Methode de K. MUTO -

Le calcul exact des portiques sous l'effet des charges horizontales considérées comme concentrées au niveau de chaque plancher est très difficile car le système est hyperstatique.

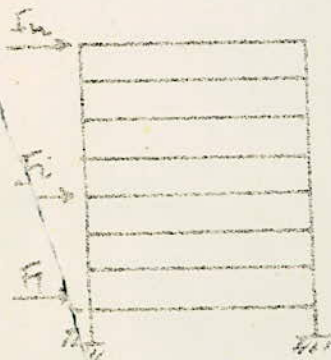
Dans tout ce qui suit et dans le seul but de simplifier, l'exposé se reportera à un portique constitué d'une seule travée, ce qui ne modifie en rien le raisonnement.

La déformée du portique est due à :

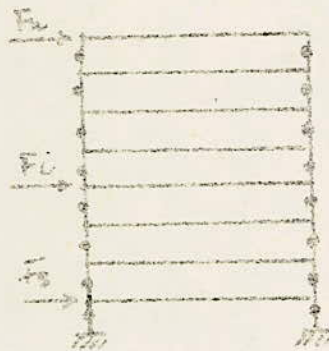
- la déformation des poteaux (un poteau s'allonge l'autre se raccourcit)
- la distorsion (anti-symétrie) de la poutre.
- le déplacement relatif des extrémités du poteau.



Les analyses du comportement des portiques donnent plusieurs renseignements précieux, par exemple pour des portiques courants (C.A.D.) que la hauteur des étages est constante et sans variation brusque de l'inertie, la déformée présente des points d'inflexion situés à mi-hauteur pour les étages courants sauf pour le RDC où la position de ce point d'inflexion varie selon le degré d'encastrement des poteaux dans les fondations. Au point de vue statique puisque le moment fléchissant dans ces points est nul, les poteaux peuvent être considérés comme articulés en ces points.



Schema réel du portique



Schema de calcul du portique.

Mecanisme de transport des forces horizontales:

L'effort tranchant de

niveau defini par la somme des forces horizontales appliquees aux etages superieurs represente l'element actif de niveau (deplacements entre extremité des poteaux) sous l'action des charges horizontales.

- les poteaux sont l'element actif
- les poutres sont l'element resistant.

Sous l'action des charges verticales le mecanisme est inverse

- les poutres sont l'element actif
- les poteaux sont l'element resistant

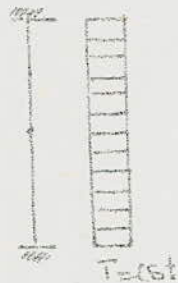
Le probleme revient donc a determiner les moments flechissants dans les poteaux qui sont equilibrés dans les noeuds par les moments flechissants dans les poutres.

Pour cela il est necessaire de connaitre la modalité de repartition de l'effort tranchant de niveau entre les differents poteaux de ce niveau. La loi de repartition est determinee par le fait que tous les poteaux d'un etage doivent avoir le même déplacement relatif des extremités, il est donc necessaire d'etablir la relation entre le déplacement relatif de extremité d'un poteau et l'effort tranchant auquel il est soumis.

Relation entre l'effort tranchant (T) et le déplacement (Δ):

Dans l'hypothese

ou les poutres ont une inertie infinie (ce qui est un cas limite pour les portiques reels), la relation est donnee par le theoreme de CASTIGLIANO.



$$\frac{\Delta}{2} = \frac{T \left(\frac{h}{2}\right)^3}{3EI}$$

$$\Rightarrow \Delta = \frac{T h^3}{12EI}$$

- avec:
- h = hauteur de l'etage.
 - I = inertie du poteau dans le plan du déplacement.
 - E = Module d'elasticité du materiau
 - Δ = déplacement relatif du plancher
 - T = l'effort tranchant dans le poteau.

Si on considere un portique simple a deux poteaux A et B et si:

- T_i est l'effort tranchant
 - I_i^A et I_i^B les moments d'inertie des poteaux au niveau i
- La condition d'egalité des déplacements relatifs des extremités determine la distribution des T_i entre les poteaux.

$$\Delta_i = \frac{T_C^A h^3}{12 E I_C^A} = \frac{T_C^B h^3}{12 E I_C^B} \Rightarrow T_C^A = T_C^B \frac{I_C^A}{I_C^B}$$

$$\text{Or } T_C = T_C^A + T_C^B = T_C^B \frac{I_C^A}{I_C^B} + T_C^B = T_C^B \left(1 + \frac{I_C^A}{I_C^B}\right)$$

et finalement:

$$\begin{aligned} T_C^A &= \frac{I_C^A}{I_C^A + I_C^B} T_C \\ T_C^B &= \frac{I_C^B}{I_C^A + I_C^B} T_C \end{aligned}$$

Conclusion:

L'effort tranchant de niveau se répartit entre les poteaux proportionnellement à leurs inertias.

La relation entre le déplacement Δ et l'effort tranchant T permet de définir une notion fondamentale pour le calcul des portiques.

La rigidité relative de niveau qui est l'effort tranchant qui produit un déplacement unitaire entre les extrémités des poteaux.

$$1 = R_{i00} \frac{h^3}{12 E I} \text{ d'où } R_{i00} = \frac{12 E I}{h^3} = \frac{12 E}{h^2} \frac{I}{h} = \frac{12 E}{h^2} i_p$$

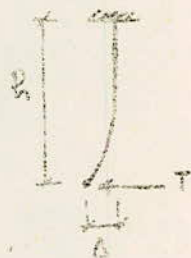
Avec:

i_p = rigidité linéaire du poteau.

La rigidité relative de niveau dans le cas où le poteau est encadré à une extrémité et articulé à l'autre est définie d'une manière analogue par:

$$\Delta = T \frac{h^3}{3 E I}$$

$$\begin{aligned} 1 &= R'_{i00} \frac{h^3}{3 E I} \Rightarrow R'_{i00} = \frac{3 E I}{h^3} = \frac{3 E}{h^2} \frac{I}{h} \\ &= \frac{3 E}{h^2} i_{pot} \end{aligned}$$



$$\Rightarrow R_{i00} = \frac{R'_{i00}}{4}$$




Finalement la distribution de l'effort tranchant se fait proportionnellement aux rigidités relatives de niveau. Mais dans le cas réel la rotation des nœuds entraîne une diminution des moments fléchissants dans les poteaux, cela implique une nouvelle valeur de la rigidité est:

$$R_i = f R_{i00} \text{ avec } f \leq 1 \text{ défini comme suit:}$$

f : coefficient de réduction qui tient compte:

- des rigidités géométriques et mécaniques des poutres et des poteaux et de la variation de celles-ci sur la hauteur du bâtiment.
- la variation de l'effort tranchant sur la hauteur du bâtiment.

La valeur de f est donnée en fonction de $K = \frac{i_{\text{poteau}}}{\sum i_{\text{poutres}}}$ dans les trois cas suivants:

- pour un poteau encasté dans les poutres $f = \frac{1}{1+4K}$ 
- pour un poteau articulé en fondation $f = \frac{1}{2(2+K)}$ 
- Pour un poteau semi-encasté en fondation $f = \frac{2+K}{2(1+2K)}$ 

Finalement la rigidité relative de niveau d'un poteau est donnée par la relation suivante:

$$R_i = f R_{i0} = \frac{12E}{h^3} i_{\text{pot}} \cdot f$$

Le coefficient $12E$ est constant sur chaque niveau, il faut souligner que R_i diminue rapidement lorsque la hauteur du niveau augmente, le changement de qualité du béton modifie R_i car:

$$E = 21000 \sqrt{\sigma_{28}} \quad (\text{en kg/cm}^2)$$

Par exemple pour un béton doté à 350 kg/m^3 de CPA 325
 $\sigma_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow E = 21000 \sqrt{270} = 345 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2$.

Rigidité relative d'un portique:

Si R_i^k est la rigidité relative de niveau pour un poteau (k), alors la rigidité relative de niveau du portique (P) pour l'étage (i) est donnée par:

$$R_i^P = \sum R_i^k$$

Déplacement relatif de niveau et flèche:

Le déplacement relatif de niveau est donné par la relation suivante:

$$\Delta_i = T_i / R_i$$

par définition: $\Delta_i = u_i - u_{i-1}$.

La flèche de niveau (f_i) sera alors:

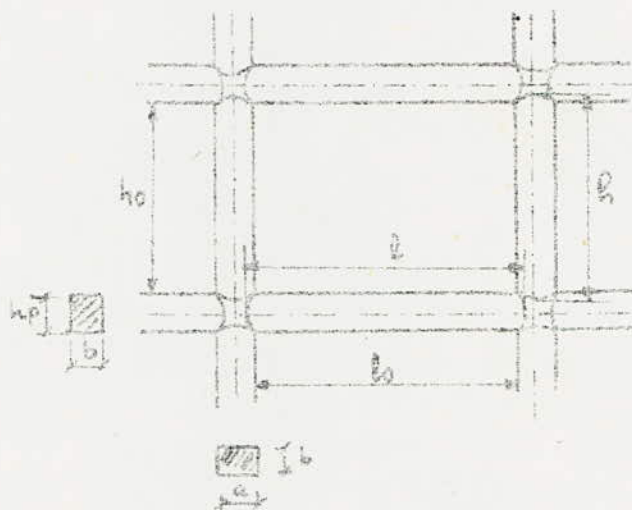
$$f_i = \sum_1^i \Delta_i$$

Remarque: Les valeurs du déplacement relatif de niveau et la flèche au sommet doivent être comparées avec les valeurs admissibles données par les normes.

Calcul pratique des portiques à nœuds rigides soumis à l'action des forces horizontales.

METHODE DE K. MUTO

1. Notations



$$l = \min \left(l_0 + \frac{2h_p}{4}, l_0 + a \right)$$

$$h = \min \left(h_0 + \frac{2a}{4}, h_0 + h_p \right)$$

2. Valeurs à calculer:

- Moment d'inertie de chaque poteau: $I_{pot} = \frac{ba^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)}$

- Rigidité linéaire de poteau: $\bar{I}_{pot} = \frac{I_{pot}}{h} \text{ (cm}^3\text{)}$

- Moment d'inertie de la poutre: $I_{pout} = \frac{bh^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)}$

- Rigidité linéaire de la poutre: $\bar{I}_{pout} = \frac{I_{pout}}{l} \text{ (cm}^3\text{)}$

- Degré d'encastrement des poteaux $K = \frac{\bar{I}_{pot}}{\bar{I}_{pout}}$

- Coefficient de rigidité des poteaux β

- Rigidité réelle des poteaux $R_{pot} = \frac{12E}{h^3} I_{pot} \times \beta \text{ (t/cm)}$

- Rigidité de niveau $R_{niv} = \sum R_{pot} \text{ (t/cm)}$

Dans notre cas toutes les poutres ont une même section.
Pour cette partie de calcul on rassemblera les résultats sous forme de tableaux.

A. Portiques longitudinaux.

- Portique 1-1

Poteaux:

niveau 0-I :

$$h_0 = 2,40 - 0,25 = 2,15 \text{ m}$$

niveaux (I à VI) = 2,15 cm.

$$h_0 = 2,65 \text{ m} = 265 \text{ cm}$$

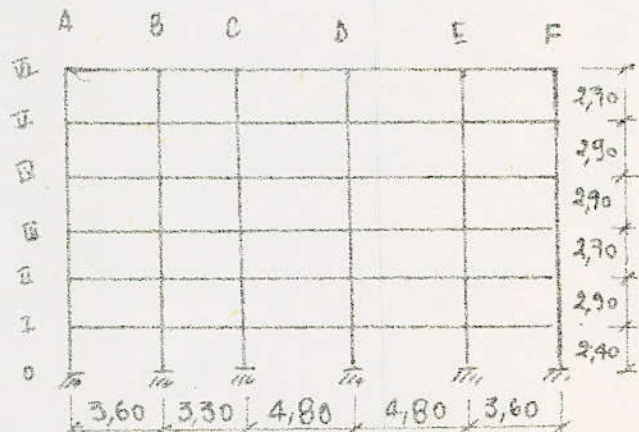
Poutres:

AB et EF:

$$l_0 = 360 - 40 = 320 \text{ cm}$$

$$\text{BC: } l_0 = 330 - 40 = 290 \text{ cm}$$

$$\text{CD et DE: } l_0 = 480 - 40 = 440 \text{ cm}$$



Don:

Poteaux:

$$\text{Niveau 0-I } h = h_0 + \frac{2a}{4} = 215 + \frac{2 \times 40}{4} = 235 \text{ cm}$$

$$\text{Niveaux (I à VI) } h = 265 + \frac{2 \times 40}{4} = 285 \text{ cm}$$

Poutres:

$$\text{AB et EF: } l = l_0 + \frac{2h_p}{4} = 320 + \frac{2 \times 45}{4} = 342,5 \text{ cm}$$

$$\text{BC: } l = 290 + \frac{2 \times 45}{4} = 312,5 \text{ cm}$$

$$\text{CD et DE: } l = 440 + \frac{2 \times 45}{4} = 462,5 \text{ cm}$$

Poteaux	0-I	I à VI
h (cm)	235	285

Poutres	l (cm)	I (cm ⁴)	i (cm ³)
AB et EF	342,5	228 10 ³	665
BC	312,5	228 10 ³	729,6
CD et DE	462,5	228 10 ³	493

On considère que les poteaux sont encastres à leurs extrémités

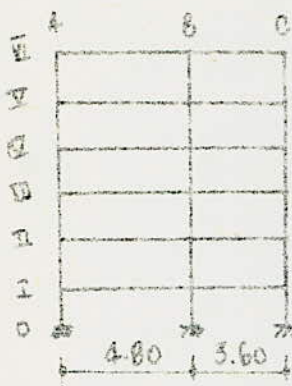
$$\Rightarrow f = \frac{1}{1 + 4K}$$

Poteaux : Au niveau 0 on prend $M_{max} = i f a b e$.

File	A et F		B		C		D		E	
	0-I	I à VI	0-I	I à VI	0-I	I à VI	0-I	I à VI	0-I	I à VI
NIVEAU	0-I	I à VI	0-I	I à VI	0-I	I à VI	0-I	I à VI	0-I	I à VI
h (cm)	235	285	235	285	235	285	235	285	235	285
I (cm ⁴)	267 10 ³	267 10 ³	267 10 ³	267 10 ³	267 10 ³	267 10 ³	267 10 ³	267 10 ³	267 10 ³	267 10 ³
i (cm ³)	1135	937	1135	937	1135	937	1135	937	1135	937
K	0,853	0,705	0,907	0,336	0,464	0,383	0,575	0,475	0,490	0,404
f	0,227	0,262	0,381	0,427	0,350	0,395	0,303	0,345	0,338	0,382
R (t/cm)	19,51	12,51	32,42	20,39	29,78	18,86	25,78	16,50	28,75	18,24

Portique de rive (2-2):

Ici on n'a pas de longerons mais un voile périphérique.



Poutres:

File	A		B		C	
	0I	I à VI	0I	I à VI	0I	I à VI
h (cm)	235	285	235	285	235	285
I (cm ⁴)	240 10 ³	240 10 ³	240 10 ³	240 10 ³	240 10 ³	240 10 ³
L (cm ³)	1021,5	842,1	1021,5	842,1	1021,5	842,1
K	1,035	0,854	0,440	0,365	0,267	0,652
P	0,195	0,226	0,362	0,403	0,246	0,285
R (kg)	14,83	9,70	27,72	27,51	18,93	12,95

Poutre	l (cm)	I (cm ⁴)	h (cm)
A-B	462,5	228 10 ³	485
BC	542,5	228 10 ³	666

Portique de rive (3-3):



Poutres:

File	A		B		C	
	0I	I à VI	0I	I à VI	0I	I à VI
h	235	285	235	285	235	285
I	240 10 ³	240 10 ³	240 10 ³	240 10 ³	240 10 ³	240 10 ³
L	1021,5	842,10	1021,5	842,10	1021,5	842,10
K	0,367	0,532	0,452	0,373	1,403	0,909
P	0,246	0,285	0,366	0,401	0,185	0,216
R	18,83	12,15	27,26	17,21	14,16	9,27

Poutres:

AB: $l_0 = 360 - 40 = 320$ cm
 $l = 320 + 22,5 = 342,5$ cm

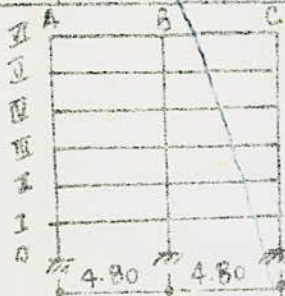
BC: $l_0 = 510 - 40 = 470$ cm
 $l = 470 + 22,5 = 492,5$ cm

Poutre	l (cm)	I (cm ⁴)	h (cm)
A-B	342,5	228 10 ³	666
A-C	492,5	228 10 ³	463

Poutres:

niv 0I: $h_0 = 215$, $h = 235$ cm
 niv I à VI: $h_0 = 265$, $h = 285$ cm

Portique de rive (4-4):

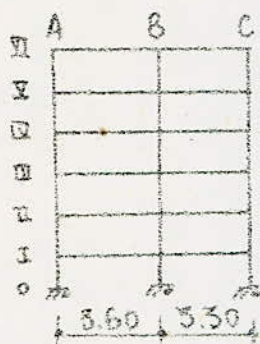


Poutres:

AB et BC:
 $l = 462,5$ cm
 $I = 228 10^3$ cm⁴
 $h = 483$ cm

File	A et C		B	
	0I	I à VI	0I	I à VI
h	235	285	235	285
I	240 10 ³	240 10 ³	240 10 ³	240 10 ³
L	1021,5	842,1	1021,5	842,1
K	1,035	0,854	0,515	0,427
P	0,195	0,226	0,526	0,369
R	14,83	9,70	25,00	16,84

Portique de Vire (J-J)



Poteaux:

File	A		B		C	
NIV	0 I	I à VII	0 I	I à VII	0 I	I à VII
h	235	285	235	285	235	285
I	$240 \cdot 10^3$	$240 \cdot 10^3$	$240 \cdot 10^3$	$240 \cdot 10^3$	$240 \cdot 10^3$	$240 \cdot 10^3$
i	1021,27	842,10	1021,27	842,10	1021,27	842,10
K	0,767	0,632	0,366	0,279	0,699	0,576
f	0,246	0,283	0,406	0,473	0,263	0,303
R	16,83	12,15	31,08	20,50	20,13	13,00

Poutres:

AB: $l_0 = 360 - 40 = 320 \text{ cm}$
 $l = 320 + 21,5 = 342,5 \text{ cm}$
 BC: $l_0 = 330 - 40 = 290 \text{ cm}$
 $l = 290 + 22,5 = 312,5 \text{ cm}$

Poutres

\	l (cm)	I (cm ⁴)	i (cm ³)
AB	342,5	$228 \cdot 10^5$	666
BC	312,5	$229 \cdot 10^3$	730

Poteaux:

NIV I h = 235 cm
 NIV I à VII h = 285 cm

le Vire (6-6)



Poteaux:

files A et B:

niv 0 I: $h_0 = 240 - 25 = 215$
 $h = 215 + 21,5 = 236,5 \text{ cm}$
 niv I à VII: $h_0 = 265$
 $h = 265 + 20 = 285 \text{ cm}$

Poutres:

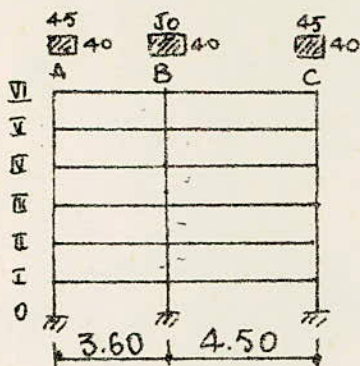
$l_0 = 360 - 40 = 320 \text{ cm}$
 $l = l_0 + \frac{2h^2}{a} = 320 + \frac{2 \cdot 21,5^2}{a} = 342,5 \text{ cm}$

File	A et B	
NIV	0-I	I à VII
h (cm)	235	285
I (cm ⁴)	$267 \cdot 10^3$	$267 \cdot 10^3$
i (cm ³)	1136	929,8
K	0,853	0,698
f	0,226	0,263
R (t/cm)	19,25	12,46

Poutres	A B
l (cm)	342,5
I (cm ⁴)	$228 \cdot 10^5$
i (cm ³)	666

B. Portiques transversaux:

Portiques (7-7). (8-8). (9-9):



Poteaux:

niv 0-I:

file A et C: $h_0 = 240 - 25 = 215 \text{ cm}$
 $h = h_0 + \frac{2 \times 45}{4} = 237,5 \text{ cm}$

file B: $h_0 = 215$
 $h = 215 + \frac{2 \times 50}{4} = 240 \text{ cm}$

niv I à VI

Files A et C: $h_0 = 265$
 $h = 265 + \frac{2 \times 45}{4} = 287,5 \text{ cm}$

File B: $h_0 = 265 \text{ cm}$
 $h = 265 + \frac{2 \times 50}{4} = 290 \text{ cm}$

Poutres: (toutes les poutres ont une même section 30×45)

AB: $l_0 = 360 - (45 + 50)/2 = 312,5 \text{ cm}$
 $l = 312,5 + \frac{2h}{4} = 312,5 + \frac{2 \times 45}{4} = 335 \text{ cm}$

BC: $l_0 = 450 - (45 + 50)/2 = 402,5 \text{ cm}$
 $l = 402,5 + \frac{2 \times 45}{4} = 425 \text{ cm}$

Poteaux:

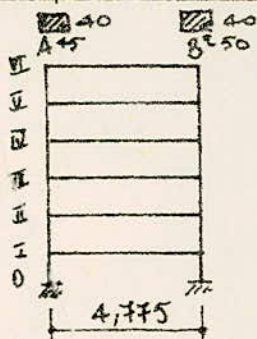
Poutres	l (cm)	I (cm ⁴)	λ (cm ³)
A-B	335	228 10 ³	680,6
B-C	425	228 10 ³	536,5

File	A		B		C	
	0-I	I à VI	0-I	I à VI	0-I	I à VI
h	237,5	287,5	240	290	237,5	287,5
I	303,7 10 ³	303,7 10 ³	416,7 10 ³	416,7 10 ³	303,7 10 ³	303,7 10 ³
λ	1279	1056,5	1736,3	1437	1279	1056,5
K	0,939	0,776	0,713	0,590	1,190	0,985
g	0,210	0,244	0,259	0,297	0,174	0,202
R	19,71	12,91	32,32	21,00	16,33	10,69

Remarque:

Notre bâtiment comporte un voile périphérique, sur tout le pourtour entre le niveau des fondations et du premier plancher. Pour le besoin de calcul on a considéré la rigidité de ce voile égale à celle des longrines. Cette supposition nous laisse une grande marge de sécurité.

Portiques (10-10) et (11-11):



Poteaux:

Niv 0-I:

file A: $h_0 = 240 - 25 = 215 \text{ cm}$
 $h = 215 + \frac{2 \times 45}{4} = 237,5 \text{ cm}$

file B: $h_0 = 215 \text{ cm}$
 $h = 215 + \frac{2 \times 50}{4} = 240 \text{ cm}$

Niv I à VI:

file A: $h = 265 + \frac{2 \times 45}{4} = 287,5 \text{ cm}$
 file B: $h = 265 + \frac{2 \times 50}{4} = 290 \text{ cm}$

Poutres:

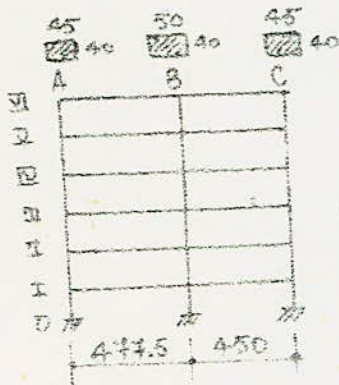
$l_0 = 477,5 - (45 + 50)/2 = 430 \text{ cm}$
 $l = l_0 + \frac{2h}{4} = 430 + \frac{2 \times 45}{4} = 452,5 \text{ cm}$

Poteaux:

Pout	A B
l (cm)	452,5
I (cm ⁴)	228 10 ³
j (cm ⁴)	503,8

Fils	A		B	
	0-I	I à VI	0-I	I à VI
Niv	0-I	I à VI	0-I	I à VI
h (cm)	237,5	287,5	240	290
I (cm ⁴)	303,75 10 ³	503,75 10 ³	216,7 10 ³	416,7 10 ³
W (cm ³)	1279	1056,5	1736,3	1437
K	1,27	1,05	1,72	1,43
ρ	0,164	0,192	0,127	0,148
R (kg/cm)	15,33	10,16	15,85	10,54

Portique: (12-12)



Poteaux:

Niv 0-I:

Fils A et C: $h_0 = 240 - 25 = 215 \text{ cm}$
 $w = h_0 + 2 \times 45/4 = 237,5 \text{ cm}$

Fils B: $h_0 = 215 \text{ cm}$
 $w = 215 + 2 \times 50/4 = 240 \text{ cm}$

Niv I à VI:

Fils A et C: $h_0 = 265 \text{ cm}$
 $w = 265 + 2 \times 45/4 = 287,5 \text{ cm}$

Fils B: $h_0 = 265 \text{ cm}$
 $w = 265 + 2 \times 50/4 = 290 \text{ cm}$

Données:

A-B: $l_0 = 477,5 - (45 + 50)/2 = 430 \text{ cm}$
 $l = l_0 + 2 \times 45/4 = 430 + 2 \times 45/4 = 452,5 \text{ cm}$

B-C: $l_0 = 450 - (45 + 50)/2 = 402,5 \text{ cm}$
 $l = 402,5 + 2 \times 45/4 = 425 \text{ cm}$

Pout	l (cm)	I (cm ⁴)	J (cm ⁴)
A-B	452,5	228 10 ³	504
B-C	425	228 10 ³	536,5

Poteaux:

Fils	A		B		C	
	0-I	I à VI	0-I	I à VI	0-I	I à VI
Niv	0-I	I à VI	0-I	I à VI	0-I	I à VI
h	237,5	287,5	240	290	237,5	287,5
I	304 10 ³	304 10 ³	417 10 ³	417 10 ³	304 10 ³	800 10 ³
W	1280	1057,4	1737,5	1438	1280	1057,4
K	1,27	1,05	0,65	0,69	1,19	0,98
ρ	0,164	0,192	0,232	0,266	0,174	0,203
R	15,4	10,2	28,9	18,8	16,3	10,7

Rigidité des voiles :

(Structures Résistantes aux Séismes)
ENP-EPAU 76 RADU PETROVICI

La rigidité d'un voile au niveau (j) pour un bâtiment de (n) niveaux est donnée par la formule suivante :

$$R_{jn} = \frac{12 EI}{H^3} d_{jn} \quad \text{avec } E: \text{Module d'élasticité du béton}$$

I : Inertie du voile
H : Hauteur totale du voile
 d_{jn} : Coefficient de rigidité qui tient compte du nombre de niveau et du niveau en question

$$R_{jn} = \frac{12 \cdot 345000 \times 15 \cdot (487,5)^3}{12 (1650)^3} d_{jn} = 1,3347 \cdot 10^5 d_{jn} \text{ (kg/cm)}$$

$$= 133,47 d_{jn} \text{ (t/cm)}$$

d_{jn} est donné par la formule :

$$d_{jn} = \frac{2,5 [(2n-1)(2n-2j+1) - 2(n-j)^2] n^3}{15n^4 + (n-j)^4(4n+j) - (n-j+1)^4(4n+j-1)}$$

Pour les différents niveaux d_{jn} est donné par un tableau en fonction du nombre de niveaux (n) et du niveau considéré (j) pour le cas d'une force triangulaire.

niveau 6 :	$d_{66} = 0,31$	$\rightarrow R_{66} = 21,38 \text{ t/cm}$
niveau 5 :	$d_{56} = 0,88$	$\rightarrow R_{56} = 117,45$
niveau 4 :	$d_{46} = 1,43$	$\rightarrow R_{46} = 190,86$
niveau 3 :	$d_{36} = 2,13$	$\rightarrow R_{36} = 284,29$
niveau 2 :	$d_{26} = 3,46$	$\rightarrow R_{26} = 461,81$
niveau 1 :	$d_{16} = 5,68$	$\rightarrow R_{16} = 759,99$

Rigidité des portiques et du niveau :

- Sens longitudinal (t/cm).

Niv	$R_{port 11}$	$R_{port 22}$	$R_{port 33}$	$R_{port 44}$	$R_{port 55}$	$R_{port 66}$	ΣR_i
VI	99,01	39,36	38,63	35,24	45,45	24,92	282,61
V	99,01	39,36	38,63	35,24	45,45	24,92	282,61
IV	99,01	39,36	38,63	35,24	45,45	24,92	282,61
III	99,01	39,36	38,63	35,24	45,45	24,92	282,61
II	99,01	39,36	38,63	35,24	45,45	24,92	282,61
I	155,35	61,48	60,25	54,86	70,04	38,50	490,88

- Sens transversal

Niv	$R_{port 11, 22}$	$R_{port 10, 11, 11, 11}$	$R_{port 12-12}$	$R_{voies 1, 2}$	ΣR_i
VI	44,60	20,70	39,70	47,38	252,66
V	44,60	20,70	39,70	117,45	449,80
IV	44,60	20,70	39,70	190,86	596,62
III	44,60	20,70	39,70	284,29	783,40
II	44,60	20,70	39,70	461,81	1138,52
I	68,36	31,24	60,60	1291,99	2912,14

Determination des coefficients sismiques

L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément donné dans la direction (ox) est égale à :

$F_H = \sigma_x W$: W : Poids des charges permanentes et surcharges propre à l'élément et considérées comme soumises à l'action sismique.
 σ_x : Coefficient sismique.

A. Sens longitudinal :

$(\sigma_x)_i = \alpha \beta \delta \delta_i$ (pour chaque niveau).

$\alpha, \beta, \delta, \delta_i$ sont des coefficients sans dimension dénommés respectivement :

- α = Coefficient d'intensité :

Il dépend de l'intensité nominale (I_n).

Comme notre bâtiment sera implanté à BLIDA, zone de moyenne sismicité (Zon II) $I_n = B \Rightarrow \alpha = 2^{(I_n - 8)} = 1$ (PS 69 art 3, 112-122)

- β = Coefficient de reprise :

Il caractérise l'importance de la reprise 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, du degré d'amortissement de l'ouvrage et de la nature de fondation.

Notre bâtiment est à usage d'habitation, l'amortissement est considéré comme moyen (d'après les recommandations du CTC) donc :

$\beta = \frac{0,085}{\sqrt{T}}$ (PS 69 Art 3, 112-113) avec $0,065 \leq \beta \leq 0,13$.

Dans le sens longitudinal, notre bâtiment est contreventé par ossature en béton armé :

$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} = 0,09 \frac{16,5}{\sqrt{2070}} = 0,331 \text{ sec.}$

H et L étant respectivement la hauteur et la longueur du bâtiment.

Calcul de β :

- par la méthode directe :

$\beta = \frac{0,085}{\sqrt{0,331}} = 0,122$

- Par la méthode des approximations successives :

Première approximation :

Niv	W_i^2 (k)	$T_i^2 = \frac{W_i^2}{R_i^2}$ (s)	R_i^2 (k)	$\Delta_i^2 = \frac{T_i^2}{R_i^2}$ (s)	$V_i^2 = \frac{W_i^2}{\Delta_i^2}$ (cm)	$\xi_i^2 = \frac{V_i^2}{L^2}$
VI	200,24	200,24	282,61	0,703	15,200	1,00
V	240,60	449,84	282,61	1,560	14,490	0,953
IV	240,60	651,44	282,61	2,411	12,930	0,850
III	240,60	822,04	282,61	3,262	10,620	0,699
II	240,60	1162,6	282,61	4,113	7,256	0,477
I	221,65	1334,3	400,48	3,143	3,143	0,207

2^e approximation:

On reprend la même disposition avec $W_U^{\text{II}} = W_U^{\text{I}} \times \frac{\Sigma V_U^{\text{I}}}{\Sigma V_U^{\text{II}}}$

NIV	W_U^{II}	T_U^{II}	R_U^{II}	Δ_U^{II}	V_U^{II}	ΣV_U^{II}
VI	200,24	200,24	282,61	0,709	13,14	1,000
V	229,30	429,54	282,61	1,520	12,43	0,946
IV	204,51	634,05	282,61	2,240	10,91	0,830
III	168,18	802,23	282,61	2,840	8,67	0,660
II	114,77	917	282,61	3,240	5,83	0,444
I	221,65	1138,65	440,48	2,590	2,59	0,200

3^e approximation:

même disposition avec $W_U^{\text{III}} = W_U^{\text{I}} \times \frac{\Sigma V_U^{\text{II}}}{\Sigma V_U^{\text{III}}}$

NIV	W_U^{III}	T_U^{III}	R_U^{III}	Δ_U^{III}	V_U^{III}	ΣV_U^{III}
VI	200,24	200,24	282,61	0,709	12,52	1,000
V	227,61	427,85	282,61	1,514	11,81	0,943
IV	199,70	627,55	282,61	2,221	10,30	0,823
III	158,80	786,35	282,61	2,782	8,07	0,645
II	106,83	893,18	282,61	3,160	5,30	0,423
I	44,33	937,51	440,48	2,129	2,13	0,170

4^e approximation:

$W_U^{\text{IV}} = W_U^{\text{I}} \times \frac{\Sigma V_U^{\text{III}}}{\Sigma V_U^{\text{IV}}}$

NIV	W_U^{IV}	T_U^{IV}	R_U^{IV}	Δ_U^{IV}	V_U^{IV}	ΣV_U^{IV}
VI	200,24	200,24	282,61	0,709	12,40	1,000
V	228	427,2	282,61	1,511	11,69	0,943
IV	198,01	625,23	282,61	2,212	10,18	0,821
III	155,18	780,31	282,61	2,761	7,97	0,643
II	104,80	885,11	282,61	3,121	5,21	0,420
I	37,69	919,80	440,48	2,090	2,09	0,168

5^e approximation:

$W_U^{\text{V}} = W_U^{\text{I}} \times \frac{\Sigma V_U^{\text{IV}}}{\Sigma V_U^{\text{V}}}$

NIV	W_U^{V}	T_U^{V}	R_U^{V}	Δ_U^{V}	V_U^{V}	ΣV_U^{V}
VI	200,24	200,24	282,61	0,708	12,384	1,000
V	226,88	427,12	282,61	1,511	11,676	0,943
IV	197,53	624,65	282,61	2,210	10,165	0,821
III	154,71	779,36	282,61	2,757	8,355	0,643
II	101,05	880,41	282,61	3,115	5,198	0,419
I	37,24	917,65	440,48	2,083	2,083	0,168

On peut calculer β_L car $V_U^{\text{V}} \approx V_U^{\text{IV}}$

$$T_L = 0,2 \sqrt{V_U^{\text{IV}} \times \beta_L} = 0,2 \sqrt{12,384} = 0,7038 \text{ sec}$$

$$\text{alors } \beta_L = \frac{0,085}{\sqrt{T_L}} = \underline{\underline{0,0955}}$$

δ = Coefficient de distribution :

Il ne depend que de la structure et caracterise le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Le Coefficient de distribution $\delta(h)$ applicable à un plancher situé à la cote (h) est donné par :

$$\delta(h) = R \frac{\sum z M(z)}{\sum z^2 M(z)} \quad (Art 143.3 \text{ PS 69})$$

$M(z)$ = masse concentrée à la cote z

Determination de δ :

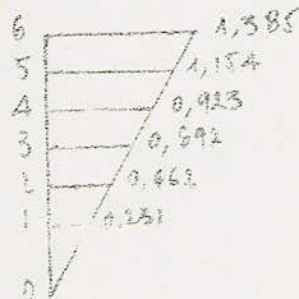
- Methode directe :

Pour les batiments d'habitation composés d'étages pouvant être considérés comme identiques, δ peut s'exprimer en fonction du rang (n) du plancher compte à partir de la base.

$$\delta_n = \frac{3z}{2n+1}$$

n : nombre de planchers (n=6)

n	δ_n
6	1,385
5	1,154
4	0,923
3	0,692
2	0,462
1	0,231



Coefficient de fondation :

Ce coefficient est independant des propriétés dynamiques de la construction, il prend compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage (PS 69 Art 3.11.1) 150

$\beta = 1,1$ (terrain de consistance moyenne et les semelles sont superficielles)

Determination de coefficients $(\delta_n)_0$ pour chaque niveau :

$(\delta_n)_0 = \alpha \beta \delta \beta_0 = 1 \times 1,0955 \times 1,15 \times \delta_n$
le calcul d'inertie donne :

Niv	δ_n	$(\delta_n)_0$
6	1,385	0,1522
5	1,154	0,1268
4	0,923	0,1014
3	0,692	0,0760
2	0,462	0,0507
1	0,231	0,0253

Calcul des forces sismiques longitudinales

$$(F_x)_i = W_i (\sigma_x)_i$$

$(F_x)_i$ est la force sismique longitudinale au niveau (i)

NIV	W_i (t)	$(\sigma_x)_i$	$(F_x)_i$ (t)	$(F_x)_i$ cumulé
6	200,24	0,1522	30,47	30,47
5	240,60	0,1268	30,51	60,98
4	240,60	0,1014	24,40	85,38
3	240,60	0,0760	18,29	103,67
2	240,60	0,0507	12,20	115,87
1	221,65	0,0253	5,61	121,48

Distribution des forces sismiques par portique longitudinal :

À chaque niveau (i) on a une force longitudinale $(F_x)_i$ qu'il faut distribuer aux différents portiques longitudinaux et ceci proportionnellement à leurs rigidités au niveau considéré.

Pour un portique (n) et à un niveau (i) :

$$(F_x)_i^n = (F_x)_i \times \frac{R_i^n}{\sum R_i}$$

Portique longitudinal (1-1) :

NIV	R_i (t/cm)	$\sum R_i$ (t/cm)	$R_i / \sum R_i$	$(F_x)_i$ (t)	$(F_x)_i^n$ (t)	$(F_x)_i^n$ cumulé
6	99,01	282,61	0,3503	30,47	10,673	10,673
5	99,01	282,61	0,3503	30,51	10,687	21,360
4	99,01	282,61	0,3503	24,40	8,547	29,907
3	99,01	282,61	0,3503	18,29	6,407	36,314
2	99,01	282,61	0,3503	12,20	4,274	40,588
1	155,35	440,18	0,3527	5,61	1,979	42,567

Calcul des déplacements longitudinaux

- déplacements réels :

$$\Delta_{\text{réel}} = \frac{(F_x)_i^{\text{cumulé}}}{\sum R_i} = \frac{(F_x)_i^{\text{cum}}}{R}$$

$(F_x)_i^{\text{cum}}$: effort tranchant au niveau considéré
 R : rigidité de niveau

NIV	$(F_x)_i^{\text{cum}}$ (t)	$\sum R_i$ (t/cm)	$\Delta_{\text{réel}}$ (m)	$\sum \Delta_{\text{réel}}$ (m)
6	30,47	282,61	0,108	1,679
5	60,98	282,61	0,216	1,571
4	85,38	282,61	0,302	1,355
3	103,67	282,61	0,367	1,053
2	115,87	282,61	0,410	0,746
1	121,48	440,18	0,276	0,470

Déplacements admissibles :

$$\Delta_i \text{ adm} = \frac{1,3 R}{1000} \quad (\text{d'après le CTC})$$

h_i : hauteur de l'étage.

NIV	R_i (cm)	$R_i / 1000$	$\Delta_i \text{ adm}^{(cm)}$	$\Sigma \Delta_i \text{ adm}$
6	290	0,290	0,377	2,197
5	290	0,290	0,377	1,820
4	290	0,290	0,377	1,443
3	290	0,290	0,377	1,066
2	290	0,290	0,377	0,689
1	240	0,240	0,312	0,312

La condition $\Delta_{\text{reel}} < \Delta_{\text{adm}}$ est vérifiée.

B. Sens transversal

$$(\sigma_t)_i = \alpha \beta \delta \sigma_0$$

$\alpha = 1$

Calcul de β :

$$\beta_t = \frac{0,085}{\sqrt{T}} \quad (\text{d'après PS 69})$$

$$T_1 = \frac{0,09 H}{\sqrt{E}} = 0,09 \frac{16,5}{\sqrt{9,275}} = 0,4876 \text{ sec}$$

(par contreventement par ossature en BA)

H et L étant respectivement la hauteur et la largeur du Bâtiment.

$$T_2 = 0,75 \frac{H}{\sqrt{E}} \sqrt{\frac{H}{H+L}} \quad (\text{contreventement par voiles en BA})$$

$$= (0,3467 \text{ sec})$$

Calcul de β par la méthode des approximations successives.

1^{ere} approximation :

NIV	W_v^I	T_v^I	R_v^I	Δ_v^I	1_v	ξ_v
VI	200,24	200,24	287,66	0,672	5,467	1,000
V	240,60	440,84	444,21	0,910	2,195	0,877
IV	240,60	681,44	596,62	1,142	3,815	0,698
III	240,60	922,04	783,48	1,177	2,673	0,489
II	240,60	1162,60	1138,52	1,021	1,496	0,274
I	221,65	1384,30	2912,14	0,478	0,475	0,087

2^e approximation:

$$W_v^{II} = W_v^I \frac{\Sigma_v^I}{\Sigma_v^{II}}$$

NIV	W_v^{II}	T_v^{II}	R_v^{II}	Δ_v^{II}	V_v^{II}	$\frac{\Sigma_v^{II}}{\Sigma_v}$
VI	200,24	200,24	297,66	0,673	4,295	1,000
V	211,00	411,24	449,8	0,914	3,712	0,897
IV	167,94	579,18	546,6	0,937	2,798	0,638
III	117,65	696,83	793,5	0,889	1,827	0,417
II	65,92	762,75	1138,5	0,670	0,938	0,214
I	13,28	782,03	2912,14	0,288	0,268	0,081

3^e approximation:

$$W_v^{III} = W_v^I \frac{\Sigma_v^{II}}{\Sigma_v^{III}}$$

NIV	W_v^{III}	T_v^{III}	R_v^{III}	Δ_v^{III}	V_v^{III}	$\frac{\Sigma_v^{III}}{\Sigma_v}$
VI	200,24	200,24	297,66	0,673	4,215	1,000
V	203,78	404,03	449,80	0,898	3,522	0,840
IV	153,50	557,53	546,62	0,939	2,644	0,627
III	100,33	657,86	793,48	0,839	1,710	0,305
II	51,49	709,35	1138,52	0,623	0,872	0,206
I	13,52	722,87	2912,14	0,248	0,248	0,059

4^e approximation:

$$W_v^{IV} = W_v^I \frac{\Sigma_v^{III}}{\Sigma_v^{IV}}$$

NIV	W_v^{IV}	T_v^{IV}	R_v^{IV}	Δ_v^{IV}	V_v^{IV}	$\frac{\Sigma_v^{IV}}{\Sigma_v}$
VI	200,24	200,24	297,66	0,672	4,183	1,000
V	202,10	402,34	449,80	0,894	3,511	0,817
IV	150,00	553,19	546,62	0,927	2,517	0,625
III	97,44	650,63	793,48	0,830	1,690	0,404
II	49,56	700,19	1138,52	0,615	0,860	0,205
I	13,07	713,26	2912,14	0,245	0,245	0,058

5^e approximation:

$$W_v^V = W_v^I \frac{\Sigma_v^{IV}}{\Sigma_v^V}$$

NIV	W_v^V	T_v^V	R_v^V	Δ_v^V	V_v^V	$\frac{\Sigma_v^V}{\Sigma_v}$
VI	200,24	200,24	297,66	0,627	4,154	1,000
V	201,86	402,10	449,80	0,894	3,507	0,807
IV	150,87	552,47	546,62	0,926	2,613	0,600
III	97,20	649,67	793,48	0,929	1,687	0,408
II	49,32	698,99	1138,52	0,614	0,858	0,207
I	12,95	711,84	2912,14	0,244	0,244	0,059

On peut calculer B_c car $V_c^V \cong V_c^{III}$

$$T = 0,2 \sqrt{V_c^V} = 0,2 \sqrt{4,154} = 0,2066 \text{ sec}$$

alors $B_c = \frac{0,085}{3\sqrt{T}} = 0,11473$

Calcul de δ d'après les règles PS 69.

(Art 3.112, 142).

$$\delta_i = \frac{\sum W_i V_i^{(n)}}{\sum W_i (V_i^{(n)})^2} \times V_i^{(n)}$$

NIV	W_i (t)	$V_i^{(n)}$ (cm)	$W_i V_i^{(n)}$ (t·cm)	$\sum W_i V_i^{(n)}$	$W_i (V_i^{(n)})^2$	$\sum W_i (V_i^{(n)})^2$	δ_i
6	200,24	4,134	827,8	827,8	3422,1	3422,1	1,000
5	240,60	3,177	843,8	1671,6	2859,2	6381,3	0,918
4	240,60	2,613	628,9	2300,3	1642,7	8024	0,749
3	240,60	1,677	405,9	2706,2	634,7	8708,7	0,524
2	240,60	0,818	206,4	2912,6	206,4	8915,1	0,280
1	221,65	0,244	54,1	2966,7	13,2	8928,3	0,001

Détermination de $(\delta_t)_i$ pour chaque niveau :

$$(\delta_t)_i = \alpha \beta \delta_i = 1 \times 0,11473 \times 1,15 \delta_i$$

NIV	6	5	4	3	2	1
δ_i	1,000	0,918	0,749	0,524	0,280	0,081
$(\delta_t)_i$	0,1319	0,1211	0,0988	0,0691	0,0369	0,0106

Forces sismiques transversales.

$$(F_t)_i = W_i (\delta_t)_i$$

NIV	W_i (t)	$(\delta_t)_i$	$(F_t)_i$ (t)	$(F_t)_i^{Cum}$ (t)
6	200,24	0,1319	26,41	26,41
5	240,60	0,1211	29,14	55,55
4	240,60	0,0988	23,77	79,32
3	240,60	0,0691	16,63	95,95
2	240,60	0,0369	8,88	104,83
1	221,65	0,0106	2,35	107,18

Forces sismiques verticales.

Détermination des coefficients sismiques du système de forces verticales.

$$(\delta_v)_i = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} (\delta_H)_i \quad \text{avec:} \quad (\delta_H)_i = \max[(\delta_x)_i, (\delta_t)_i]$$

$$= (\delta_H)_i \quad \text{car } \alpha = 1$$

NIV	$(\delta_x)_i$	$(\delta_t)_i$	$(\delta_H)_i$	$(\delta_v)_i$
6	0,1522	0,1319	0,1522	0,1522
5	0,1268	0,1211	0,1268	0,1268
4	0,1014	0,0988	0,1014	0,1014
3	0,0760	0,0691	0,0760	0,0760
2	0,0507	0,0369	0,0507	0,0507
1	0,0253	0,0106	0,0253	0,0253

Tableau donnant les forces sismiques verticales pour chaque niveau :

Surface de chaque niveau :

$$S_{niv} = 20,10 \times 11,5 - 3 \times 3,60 \times 1,7 = 212,8 \text{ m}^2$$

Surface revenant au portique longitudinal (1-1) :

$$S_{1-1} = 20,10 \times (4,50 + 3,60) / 2 = 81,4 \text{ m}^2$$

Surface revenant aux portiques transversaux (8-8) et (12-12)

$$S_{8-8, 12-12} = 11,5 \times 0,65 = 7,475 \text{ m}^2 \text{ (portiques non porteurs)}$$

$$W_u^{li} = \frac{81,4}{212,8} \times W_i = 0,38 W_i$$

$$W_u^{8-8, 12-12} = \frac{7,475}{212,8} W_i = 0,035 W_i$$

Portique	Niv	W (t)	(Gv) _i	(Fv) _i = W(Gv) _i	
				(t)	(t/m ²)
Longitudinal (1-1) L = 20,10 m	6	76,09	0,1522	11,58	0,576
	5	91,43	0,1268	11,59	0,517
	4	91,43	0,1014	9,27	0,461
	3	91,43	0,0760	6,95	0,345
	2	91,43	0,0507	4,64	0,231
	1	84,23	0,0253	2,13	0,108
Transversaux (8-8 et 12-12) L = 11,5 m	6	7,01	0,1522	1,067	0,093
	5	8,42	0,1268	1,067	0,093
	4	8,42	0,1014	0,854	0,074
	3	8,42	0,0760	0,640	0,056
	2	8,42	0,0507	0,427	0,037
	1	7,76	0,0253	0,196	0,017

Distribution des forces sismiques par portiques niveau

Pour un portique (h) et à un niveau (l) on a :

$$(F_t)_c^h = (F_t)_i \times \frac{R_i^h}{\sum R_i}$$

Portiques (7-7), (8-8) et (9-9)

NIV	R _i (t/m)	$\sum R_i$	R _i / $\sum R_i$	(F _t) _i ^(h)	(F _t) _i ⁹⁻⁹	(F _t) _i ^{cum}
6	44,60	297,66	0,1498	26,41	3,956	3,956
5	44,60	449,80	0,0991	29,14	2,807	6,263
4	44,60	596,62	0,0747	23,77	1,775	8,618
3	44,60	783,48	0,0569	16,63	0,946	9,564
2	44,60	1138,52	0,0391	8,88	0,347	9,911
1	63,36	2912,14	0,0234	2,35	0,055	9,966

Portiques (10-10) et (11-11)

Niv	R _i	ΣR _i	R _i /ΣR _i	(F _t) _i	(F _t) _i ¹⁰⁻¹⁰	(F _t) _i ^{Cum}
6	20,70	297,66	0,0695	26,41	1,835	1,835
5	20,70	449,80	0,0460	29,14	1,340	3,175
4	20,70	596,62	0,0347	23,77	0,828	4,000
3	20,70	783,48	0,0264	16,63	0,439	4,439
2	20,70	1138,52	0,0182	8,88	0,162	4,601
1	31,24	2912,14	0,0107	2,35	0,025	4,626

Portique (12-12)

Niv	R _i	ΣR _i	R _i /ΣR _i	(F _t) _i	(F _t) _i ¹²	(F _t) _i ^{Cum}
6	39,70	297,66	0,1334	26,41	3,523	3,523
5	39,70	449,80	0,0882	29,14	2,570	6,093
4	39,70	596,62	0,0665	23,77	1,580	7,673
3	39,70	783,48	0,0507	16,63	0,843	8,516
2	39,70	1138,52	0,0349	8,88	0,310	8,826
1	60,60	2912,14	0,0208	2,35	0,049	8,875

Calcul des déplacements transversaux:

Déplacements réels:

$$\Delta_{i \text{ réel}} = \frac{(F_t)_{i \text{ cumulé}}}{\Sigma R_i}$$

Niv	(F _t) _i ^{Cum}	ΣR _i	Δ _{i réel}	ΣΔ _{i réel}
6	26,41	297,66	0,0887	0,5965
5	55,55	449,80	0,1235	0,5078
4	79,32	596,62	0,1329	0,3843
3	95,95	783,48	0,1225	0,2514
2	104,83	1138,52	0,0921	0,1289
1	107,18	2912,14	0,0368	0,0368

Déplacements admissibles

$$\Delta_{adm} = \frac{1,3 R_i}{1000} \text{ (d'après le CTC)}$$

Niv	6	5	4	3	2	1
Δ _{adm}	1,820	1,443	1,443	1,066	0,689	0,312

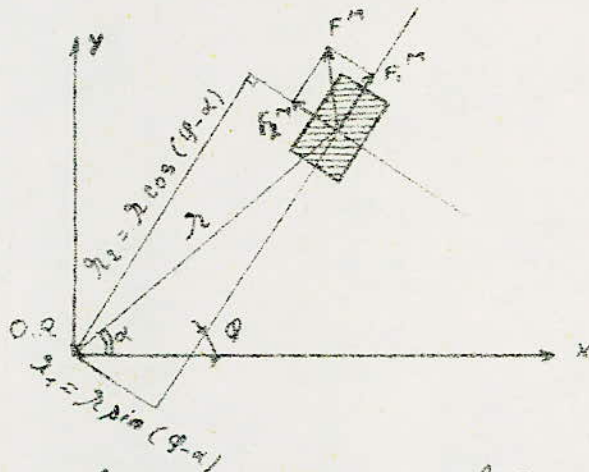
La Condition $\Sigma \Delta_{i \text{ réel}} < \Delta_{i \text{ adm}}$ est vérifiée.

Etude de la torsion

Dans le cas de bâtiments dissymétriques il arrive que les efforts horizontaux ne passent pas par le centre de gravité du niveau qui sera donc entraîné dans une rotation autour d'un centre. On peut remplacer la résultante des forces horizontales au niveau considéré par une force F appliquée au centre de rigidité et par un couple de torsion ($m = F \cdot d$) d'axe vertical passant par ce centre ($d =$ excentricité de la résultante par rapport au centre de rigidité des éléments résistants).

Le couple de torsion a pour effet de produire une rotation du plancher supérieur par rapport au plancher inférieur et en conséquence les extrémités supérieures des poteaux vont subir des déplacements suivant la direction de la tangente à la courbe trajectoire. On peut considérer que ces déplacements sont provoqués par des forces appliquées aux extrémités supérieures des poteaux. Le calcul de ces forces est basé sur les hypothèses suivantes:

- L'effort est parallèle au déplacement de l'extrémité supérieure du poteau: $F = R \cdot \Delta$ avec R la rigidité du poteau suivant la direction de la tangente à la courbe trajectoire.
- Les déplacements des extrémités supérieures des poteaux sont proportionnels à la distance (λ) de l'extrémité du poteau considéré au centre de rigidité.



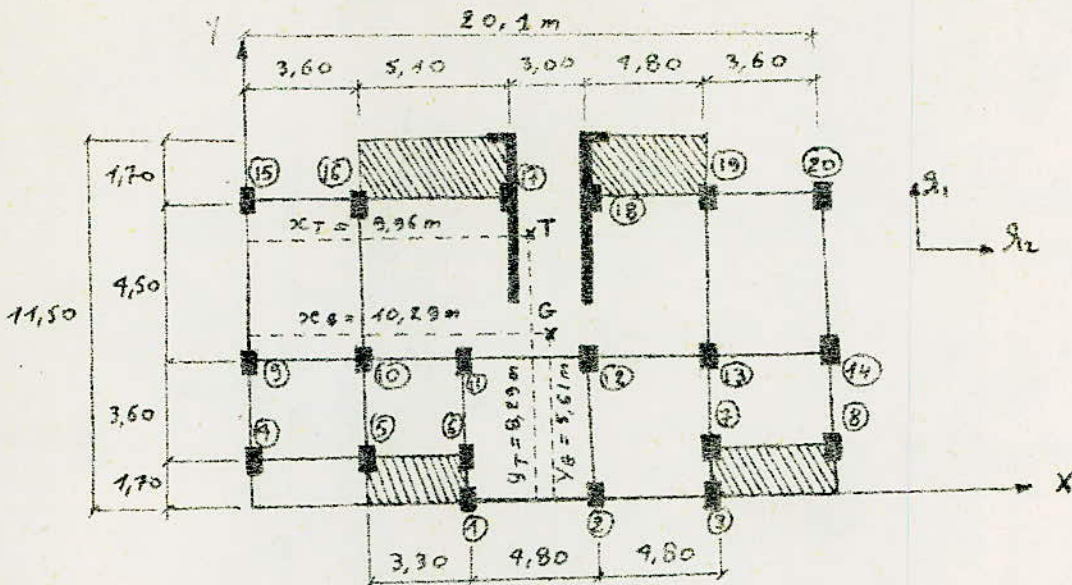
Considérons le poteau figure ci-dessus, avec les rigidités R_1 et R_2 dans les deux sens: $d_1 = K \lambda_1$, $d_2 = K \lambda_2$. Le déplacement (Δ) est la résultante des déplacements d_1 et d_2 par les forces F_1^M et F_2^M .

$F_1^M = R_1 d_1 = R_1 K \lambda_1$; $F_2^M = R_2 d_2 = R_2 K \lambda_2$.
La somme des moments de la force par rapport au centre de rigidité doit équilibrer le moment (M).

$$M = \sum (F_1^M \lambda_1 + F_2^M \lambda_2) = K \sum (R_1 \lambda_1^2 + R_2 \lambda_2^2)$$

$\Rightarrow K = \frac{M}{\sum R_1 \lambda_1^2 + \sum R_2 \lambda_2^2}$ des forces additionnelles agissant suivant les deux axes principaux des poteaux et dues au m^t de torsion qui sont:

$$F_1^M = \frac{R_1 \lambda_1}{\sum R_1 \lambda_1^2 + \sum R_2 \lambda_2^2} M \quad \text{et} \quad F_2^M = \frac{R_2 \lambda_2}{\sum R_1 \lambda_1^2 + \sum R_2 \lambda_2^2} M$$



Calcul des Coordonnées du Centre de gravité:

$$x_G = \frac{\sum m_i \cdot x_i}{\sum m_i} \quad ; \quad y_G = \frac{\sum m_i \cdot y_i}{\sum m_i}$$

Les charges des planchers étant uniformes, on peut remplacer, dans ces formules les masses (m_i) par les surfaces (A_i).

$$x_G = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} \quad ; \quad y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$\begin{aligned} \sum A_i &= (4,50 + 3,60 + 1,70)(3,60 + 5,10 + 3,00 + 4,80 + 3,60) \\ &\quad + (5,10 + 3,00 + 4,80)(1,70) - (3,60)(1,70) \\ &= 9,8 \times 20,1 + 12,9 \times 1,7 - 3,6 \times 1,70 \\ &= 212,79 \text{ m}^2 \quad (\text{pour tous les niveaux}). \end{aligned}$$

$$\sum A_i \cdot x_i = 9,8 \cdot 10,1 + 12,9 \cdot 1,7 \left(\frac{12,9}{2} + 3,60 \right) - 1,70 \cdot 3,60 \cdot \frac{3,60}{2}$$

$$= 2189,03 \text{ m}^3$$

$$\sum A_i \cdot y_i = 9,8 \cdot 9,8 + 12,9 \cdot 1,7 \left(\frac{1,7}{2} + 9,8 \right) - 1,70 \times 3,60 \cdot \frac{1,7}{2}$$

$$= 1193,55 \text{ m}^3$$

$$x_G = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} = \frac{2189,03}{212,79} = 10,29 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{1193,55}{212,79} = 5,61 \text{ m}$$

Centre de torsion:

$$x_T = \frac{\sum R_{y_i} \cdot x_i}{\sum R_{y_i}} \quad , \quad y_T = \frac{\sum R_{x_i} \cdot y_i}{\sum R_{x_i}}$$

$$\begin{cases} \sum R_{y_6} = \sum R_{y_5} = \sum R_{y_4} = \sum R_{y_3} = \sum R_{y_2} = 282,61 \text{ t/cm} \\ \sum R_{y_1} = 490,48 \text{ t/cm} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \sum R_{x_6} &= 297,56 \text{ t/cm} \quad , \quad \sum R_{x_5} = 499,80 \text{ t/cm} \quad , \quad \sum R_{x_4} = 506,56 \text{ t/cm} \\ \sum R_{x_3} &= 783,92 \text{ t/cm} \quad , \quad \sum R_{x_2} = 783,92 \text{ t/cm} \quad , \quad \sum R_{x_1} = 783,92 \text{ t/cm} \end{aligned}$$

Niveau VI: $\sum R y_6 \cdot x_6 = 99,01 \cdot \frac{20,1}{2} + 39,36 (360+330+480 + \frac{480+360}{2})$
 $+ 38,63 \cdot (\frac{2 \cdot 510+240}{2}) + 35,24 (360+330+410)$
 $+ 45,95 (\frac{360+330}{2}) + 29,98 \cdot (360+330+480+480 + \frac{360}{2})$

= 281406 t.

$x_T = \frac{281406}{282,61} = 995,7 \text{ cm} = 9,957 \text{ m}.$

$\sum R x_6 = 297,66 \text{ t/cm}.$

$\sum R x_6 \cdot y_6 = 3 \times 49,6 \cdot (170 + \frac{450+360}{2}) + 2 \cdot 20,7 \cdot (\frac{360+170}{2})$
 $+ 39,7 \cdot \frac{(360+450+170)^2}{2} + 2 \times 41,38 (2 \cdot 170 + 360 + 450 - \frac{987,5}{2})$

= 76935 + 10071 + 19453 + 22x91,38

= 107379 + 2x91,38 \cdot (906,25)

= 182360,25.

$y_T = \frac{182360,25}{297,66} = 612,6 \text{ cm} = 6,126 \text{ m}.$

Niveau V: $\sum R y_5 = 282,61 \text{ t/cm}.$

$\sum R y_5 \cdot x_5 = 281406 \text{ t}$

$x_T = \frac{281406}{282,61} = 9,957 \text{ m}.$

$\sum R x_5 = 499,8 \text{ t/cm}.$

$\sum R x_5 \cdot y_5 = 107379 + 2 \times 117,95 (906,25) = 320237,12 \text{ t}.$

$y_T = \frac{320237,12}{499,8} = 711,95 \text{ cm} = 7,1195 \text{ m}.$

Niveau IV: $\sum R y_4 = 282,61 \text{ t/cm}.$

$\sum R y_4 \cdot x_4 = 281406 \text{ t}.$

$x_T = \frac{281406}{282,61} = 9,957 \text{ m}$

$\sum R x_4 = 596,62 \text{ t/cm}$

$\sum R x_4 \cdot y_4 = 107379 + 2 \times 190,86 \cdot (906,25) = 453292,74 \text{ t}.$

$y_T = \frac{453292,74}{596,62} = 759,7 \text{ cm} = 7,597 \text{ m}.$

Niveau III: $\sum R y_3 = 282,61 \text{ t/cm}.$

$\sum R y_3 \cdot x_3 = 281406 \text{ t}$

$x_T = 9,957 \text{ m}$

$\sum R x_3 = 783,98 \text{ t/cm}$

$\sum R x_3 \cdot y_3 = 107379 + 2 \cdot 284,29 \cdot (906,25) = 622639,62 \text{ t}.$

$y_T = \frac{622639,62}{783,98} = 794,7 = 7,947 \text{ m}.$

Niveau II: $\sum R y_2 = 282,61 \text{ t/cm}.$

$\sum R y_2 \cdot x_2 = 281406 \text{ t}.$

$x_T = 9,957 \text{ m}$

$\sum R x_2 = 1138,52 \text{ t/cm}.$

$\sum R x_2 \cdot y_2 = 107379 + 2 \cdot 467,81 (906,25) = 944389,62 \text{ t}.$

$y_T = \frac{944389,62}{1138,52} = 829,5 \text{ cm} = 8,295 \text{ m}$

Niveau I: $\sum R y_1 = 440,98 \text{ t/cm}.$

$\sum R y_1 \cdot x_1 = 155,37 \cdot \frac{20,1}{2} + 61,48 (360+330+480 + \frac{480+360}{2})$

$+ 60,27 \cdot (\frac{510+360}{2}) + 54,86 \cdot (360 + 330 + 480) + 70,04 \cdot (\frac{360+330}{2})^2$

$+ 38,5 \cdot (360^2 + 330^2 + 480 + 480 + \frac{360}{2}) = 289328,21 \text{ t}$

$$x_T = \frac{284328,21}{440,98} = 645,49 \text{ cm} = 6,455 \text{ m.}$$

$$\sum R_{x_i} = 2912,14 \text{ t/cm.}$$

$$\sum R_{x_i} \cdot y_i = 3 \times 68,36 \times \left(\frac{170 + 450 + 360}{2} \right) + 2 \times 31,24 \times \left(\frac{360 + 170}{2} \right) + 60,60 \times \left(\frac{360 + 450 + 170}{2} \right) + 2 \times 1201,99 \times (906,27) = 2505904 \text{ t.}$$

$$y_T = \frac{2505904}{2912,14} = 860,5 \text{ cm} = 8,605 \text{ m.}$$

Calcul des excentricités:

$$e_x = x_T - x_G.$$

$$e_y = y_T - y_G.$$

Niveau I: $e_x = 6,455 - 10,29 = 3,835 \text{ m.}$
 $e_y = 8,605 - 5,61 = 2,995 \text{ m}$

Niveau II: $e_x = 9,957 - 10,29 = 0,333 \text{ m.}$
 $e_y = 8,295 - 5,61 = 2,685 \text{ m.}$

Niveau III: $e_x = 9,957 - 10,29 = 0,333 \text{ m}$
 $e_y = 7,947 - 5,61 = 2,337 \text{ m}$

Niveau IV: $e_x = 9,957 - 10,29 = 0,333 \text{ m.}$
 $e_y = 7,597 - 5,61 = 1,987 \text{ m.}$

Niveau V: $e_x = 9,957 - 10,29 = 0,333 \text{ m}$
 $e_y = 7,120 - 5,61 = 1,51 \text{ m}$

Niveau VI: $e_x = 9,957 - 10,29 = 0,333 \text{ m.}$
 $e_y = 6,126 - 5,61 = 0,516 \text{ m.}$

Calcul des Forces additionnelles:

Moment de torsion: $M_{t1} = (F_t)_i^c \cdot e_{xi}$
 $M_{t2} = (F_x)_i^c \cdot e_{yi}$

- avec $(F_i)^c$ force prismatique cumulée, au niveau i et e_i excentricité au niveau i .

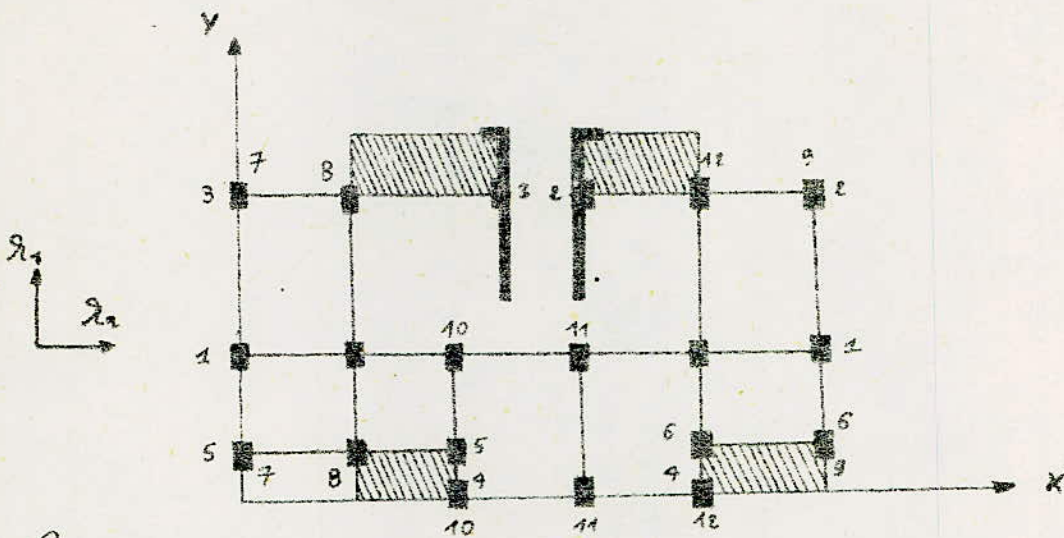
Ces moments, apportent sur chaque plateau, des forces additionnelles:

$$F_1^M = \frac{R_1 \cdot \lambda_1}{\sum R_1 \cdot \lambda_1^2 + \sum R_2 \cdot \lambda_2^2} \cdot M_t, \quad F_2^M = \frac{R_2 \cdot \lambda_2}{\sum R_2 \cdot \lambda_2^2 + \sum R_1 \cdot \lambda_1^2} \cdot M_t.$$

Les 2 ms de torsion s'exercent pas simultanément sur les plateaux donc on ne prendra que le plus défavorable pour le calcul des forces additionnelles F_1^M et F_2^M c.a.d $M_t = \max(M_{t1} \text{ et } M_{t2})$.

Calcul du Moment:

Calcul de $K = \underbrace{\sum R_1 \cdot \lambda_1^2}_{\text{sens. trans.}} + \underbrace{\sum R_2 \cdot \lambda_2^2}_{\text{sens. long}}$



Niveau VI:

$x_T = 9,957m.$

$y_T = 6,126m.$

$$\begin{aligned} \sum R_2 \lambda_2^2 &= 99,01 \times (10,05 - 9,957)^2 + 39,36 \cdot (3,60 + 3,30 + 4,80 + \frac{9,80 + 3,60}{2} - 9,957)^2 \\ &+ 38,63 \cdot (\frac{3,60 + 5,10}{2} - 9,957)^2 + 35,24 \cdot (3,60 + 3,30 + 4,80 - 9,957)^2 \\ &+ 45,45 \cdot (\frac{3,60 + 3,30}{2} - 9,957)^2 + 24,92 \cdot (3,60 + 3,30 + 4,80 + 4,80 + \frac{3,60}{2} - 9,957)^2 \\ &= 2 \cdot 99,01 \cdot 8,65 \cdot 10^{-3} + 39,36 \cdot 35,32 + 38,63 \cdot 31,44 + 35,24 \cdot 3,04 \\ &+ 45,45 \cdot 42,34 + 24,92 \cdot 8,34 = 4,845 \cdot 10^5 \text{ soit } 4,845 \cdot 10^5 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum R_1 \lambda_1^2 &= 3 \cdot 44,6 \cdot (\frac{1,70 + 3,60 + 4,50}{2} - 6,126)^2 + 2 \times 20,7 \cdot (\frac{1,7 + 2,6}{2} - 6,126)^2 \\ &+ 39,7 \cdot (\frac{1,7 + 3,60 + 4,50}{2} - 6,126)^2 + 2 \times 4,38 \cdot (\frac{1,7 + 3,6 + 4,5 + 1,70}{2} - 6,126)^2 \\ &= 3 \times 44,6 \cdot 0,141 + 2 \times 20,7 \cdot 10,1 + 39,7 \cdot 1,5 \\ &+ 2 \cdot 4,38 \cdot 8,68 = 1,892,77 \text{ soit } 1,89277 \cdot 10^5 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

$K = \sum R_1 \lambda_1^2 + \sum R_2 \lambda_2^2 = 4,845 \cdot 10^5 + 1,893 \cdot 10^5 = 6,738 \cdot 10^5 \text{ t.m}$

Niveau V:

$x_T = 9,957m$

$y_T = 7,120m.$

$$\begin{aligned} \sum R_2 \lambda_2^2 &= 99,01 \cdot (10,05 - 9,957)^2 + \dots = 4,845 \cdot 10^5 \text{ t.m} \\ \sum R_1 \lambda_1^2 &= 3 \times 44,6 \cdot (5,75 - 7,120)^2 + 2 \cdot 20,7 \cdot (2,65 - 7,120)^2 \\ &+ 39,7 \cdot (4,9 - 7,120)^2 + 2 \cdot 197,45 \cdot (9,06 - 7,120)^2 \\ &= 2,158 \cdot 10^5 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

$K = 7,003 \cdot 10^5 \text{ t.m}$

Niveau IV:

$x_T = 9,957m$

$y_T = 7,597m$

$$\begin{aligned} \sum R_2 \lambda_2^2 &= 4,845 \cdot 10^5 \text{ t.m} \\ \sum R_1 \lambda_1^2 &= 3 \times 44,6 \cdot (5,75 - 7,597)^2 + 2 \times 20,7 \cdot (2,65 - 7,597)^2 \\ &+ 39,7 \cdot (4,9 - 7,597)^2 + 2 \times 190,86 \cdot (9,06 - 7,597)^2 = 2575,4 \\ &\text{ soit } 2,575 \cdot 10^5 \text{ t.m} \\ \Rightarrow K &= 7,420 \cdot 10^5 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Niveau III:

$x_T = 9,957m.$

$y_T = 7,947m.$

$\sum R_2 \lambda_2^2 = 4,845 \cdot 10^5 \text{ t.m.}$

$$\sum R_i \cdot \Delta_i^2 = 3.44,6 \cdot (5,75 - 7,947)^2 + 2.20,7 \cdot (2,65 - 7,947)^2 + 39,7 \cdot (4,9 - 7,947)^2 + 2.284,29 \cdot (9,06 - 7,947)^2 = 2880$$

soit $2,880 \cdot 10^5 \text{ t.m}$
 $\rightarrow K = 7,725 \cdot 10^5 \text{ t.m}$

Niveau II: $x_T = 9,957 \text{ m}$
 $y_T = 8,295 \text{ m}$
 $\sum R_i \cdot \Delta_i^2 = 4,845 \cdot 10^5 \text{ t.m}$
 $\sum R_i \cdot \Delta_i^2 = 3.44,6 \cdot (5,75 - 8,295)^2 + 2.20,7 \cdot (2,65 - 8,295)^2 + 39,7 \cdot (4,9 - 8,295)^2 + 2.961,81 \cdot (9,06 - 8,295)^2 = 3189$ soit $3,184 \cdot 10^5 \text{ t.m}$
 $\rightarrow K = 8,029 \cdot 10^5 \text{ t.m}$

Niveau I: $x_T = 6,455 \text{ m}$
 $y_T = 8,605 \text{ m}$
 $\sum R_i \cdot \Delta_i^2 = 155,75 \cdot (10,05 - 6,455)^2 + 61,48 \cdot (15,9 - 6,455)^2 + 70,04 \cdot (3,45 - 6,455)^2 + 38,5 \cdot (18,3 - 6,455)^2 = 15302$ soit $15,302 \cdot 10^5 \text{ t.m}$
 $\sum R_i \cdot \Delta_i^2 = 3 \times 68,36 \cdot (5,75 - 8,605)^2 + 2.31,24 \cdot (2,65 - 8,605)^2 + 60,60 \cdot (4,9 - 8,605)^2 + 2 \times 1291,99 \cdot (9,06 - 8,605)^2 = 5254$ soit $5,254 \cdot 10^5 \text{ t.m}$
 $\rightarrow K = 20,556 \cdot 10^5 \text{ t.m}$

Calcul de M_f par niveau:

$$M_f = \max [(F_T)_i \cdot e_{x_i}, (F_x)_i \cdot e_{y_i}]$$

(long.) (trans.)

Niveau	$(F_x)_i$ (t)	e_{y_i} (m)	$(F_x)_i \cdot e_{y_i}$	$(F_T)_i$ (t)	e_{x_i} (m)	$(F_T)_i \cdot e_{x_i}$	M_f (tm)
VI	30,42	0,516	15,72	26,41	0,333	8,79	15,72
V	60,98	1,510	92,08	55,55	0,333	18,50	92,08
IV	85,38	1,987	169,61	79,32	0,333	26,41	169,61
III	103,67	2,337	242,27	95,95	0,333	31,95	242,27
II	115,87	2,685	311,11	104,83	0,331	34,91	311,11
I	124,48	2,995	263,83	107,18	3,835	411,03	411,03

Calcul de $\max R_i \cdot \Delta_i$ par niveau:

Sens longitudinal (partique 1-2), poteau de file B.

Niveau VI: $20,30 \cdot (9,957 - 3,60) = 129,62$ soit 12962 t .

Niveau V: $20,39 \cdot (9,957 - 3,60) = 12962 \text{ t}$.

Niveau III: $20,39 \cdot (9,957 - 3,60) = 12962 \text{ t}$.

Niveau III: 12962 t.

Niveau II: 12962 t.

Niveau I: 19,31. (20,1 - 6,455) = 263,98 soit 26398 t

Calcul des Forces additionnelles maximales par Niveau:

$$\max F_i^m = \frac{\max R_i \cdot \lambda_i}{\sum R_1 \cdot \lambda_1^2 + \sum R_2 \cdot \lambda_2^2} \cdot M_t$$

NIVEAU	VI	V	IV	III	II	I
M_t (t.m)	15,72	92,08	169,65	242,27	311,11	411,03
$\max R_i \cdot \lambda_i$ (H)	12962	12962	12962	12962	12962	26398
$\frac{\sum R_1 \cdot \lambda_1^2 + \sum R_2 \cdot \lambda_2^2}{\sum R_1 \cdot \lambda_1^2}$ (t.m)	$6,138 \cdot 10^5$	$7,007 \cdot 10^5$	$7,420 \cdot 10^5$	$7,725 \cdot 10^5$	$8,029 \cdot 10^5$	$20,556 \cdot 10^5$
F_i^m (H)	0,332	1,700	2,964	4,065	5,023	2,59
F_i^m (H) cumulés	0,332	2,03	4,99	9,06	14,03	16,67

EFFORTS

DANS

LES PORTIQUES

Efforts dans les Portiques sous les forces horizontales

La méthode qu'on va utiliser est celle de Bowman.

Exposé de la méthode de Bowman:

Cette méthode permet d'obtenir des résultats voisins de ceux obtenus en utilisant les méthodes exactes. L'effort tranchant total à chacun des niveaux se partage proportionnellement aux moments d'inertie des poteaux. Les points d'inflexion dans les poteaux de hauteur h se situent:

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

Le partage des moments dans les barres sera effectué proportionnellement aux rigidités des barres situées à droite et à gauche du nœud considéré.

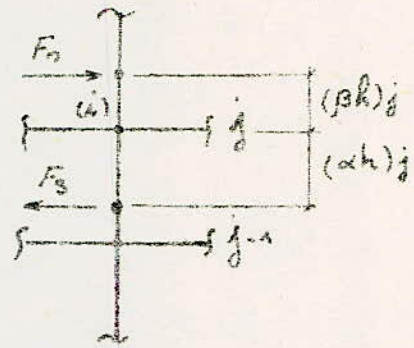
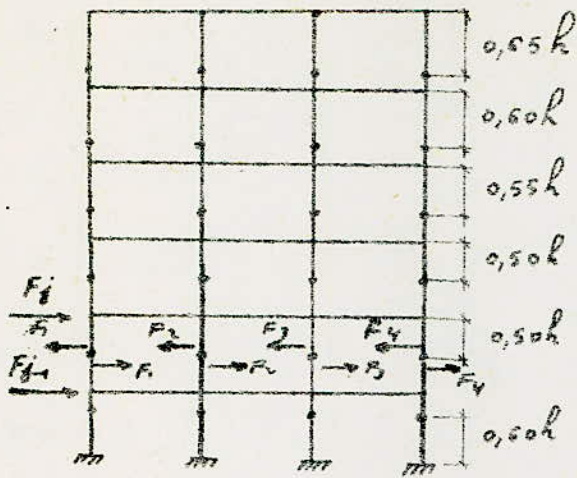
La méthode de Bowman donne des résultats meilleurs que ceux obtenus par la méthode qui consiste à admettre un point d'inflexion à mi-hauteur du poteau à tous les niveaux.

Hypothèses de Calcul: dans le cas où les poteaux d'un même étage ont la même hauteur et où les rigidités des différentes travées des poutres porteuses du plancher sont parallèles aux forces appliquées et perpendiculaires des poteaux sont toutes supérieures au $\frac{1}{5}$ de la rigidité du poteau le plus rigide, on admet:

- que les forces horizontales agissant purement sur des poteaux se répartissent entre les différents poteaux proportionnellement aux moments d'inertie des dits poteaux, les moments d'inertie des poteaux de rive étant réduits de 20%.
- que les poteaux des étages courants sont encastres au niveau de chacun des planchers et articulés aux hauteurs définies plus haut.

Compte tenu de ces hypothèses nous pouvons écrire:





Si nous appelons $F_1, F_2, \dots, F_j, F_{j+1}, \dots, F_{jn}$ les forces horizontales agissant au niveau de chaque plancher, l'effort qu'il y a lieu de répartir, entre les p -teaux supportant un niveau, donné est:

$F = \sum F_j = F_j + F_{j+1} + \dots + F_{jn}$. c'est l'effort cumulé au niveau considéré. Les forces reprises par les différents p -teaux du niveau pont alors:

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

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

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

Dans un nœud (i) , ces forces, créent des moments qui sont respectivement:

- en tête des poteaux: $M_s = F_s \times (\alpha h)_j$ au niveau j considéré.

- à la base des poteaux: $M_n = F_n \times (\beta h)_j$
 α et β étant les coefs. de Bowman, définis précédemment et liés par la relation $\alpha + \beta = 1$.

Ces forces, créent aussi, des moments fléchissants, dans les poutres.

Au droit d'un nœud, il est possible, de déterminer les moments, dans les poutres, aboutissant, à ce nœud en fonction, de M_n et M_s .

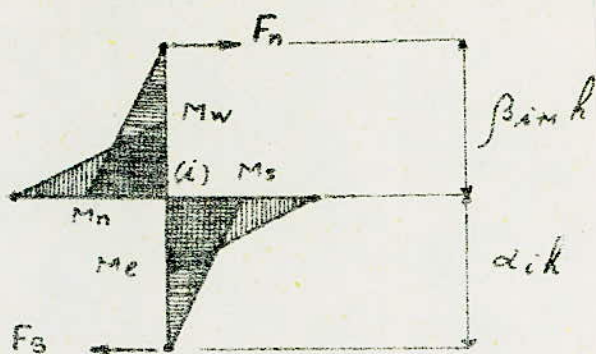
Pour un nœud intermédiaire:

• m^t à gauche, du nœud $M_w = (M_n + M_s) \frac{K_w}{K_e + K_w}$

• m^t à droite, du nœud $M_e = (M_n + M_s) \frac{K_e}{K_e + K_w}$

K_e et K_w étant les raideurs, des poutres, aboutissant, au nœud ($K = I/l$).

Remarque: pour un nœud, de rive $M_w = M_e = M_n + M_s$.



Remarque:

La répartition des moments, dans les travées sera effectuée proportionnellement aux rigidités des poutres situées à droite et à gauche du nœud considéré. Les moments, dans les poutres, doivent équilibrer le moment fléchissant du plateau appartenant à ce nœud.

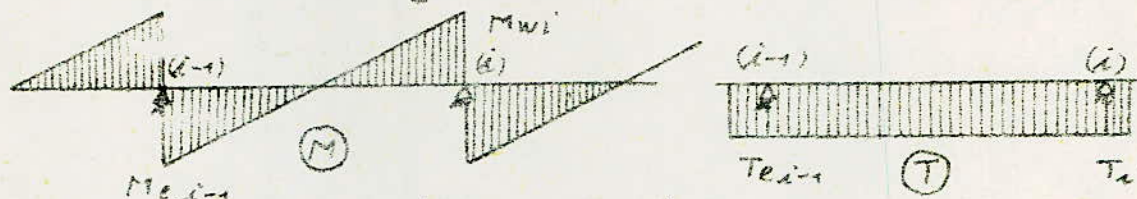
Efforts tranchants dans les poutres: Les efforts tranchants, dans les poutres pont, déterminés à partir des moments de continuité dans les poutres pont M_w et M_e . Si on considère la travée indépendante avec $m(x) = \alpha x + \beta$ (un mètre à la distance x de l'extrémité) l'effort tranchant, correspondant à la même distance sera:

$$T(x) = \frac{dm(x)}{dx} = \alpha$$

Soit SI_H agissant de gauche à droite.

pour $x=0 \rightarrow \beta = M_e$

pour $x=l \rightarrow \alpha = -\frac{M_e + M_w}{l}$



donc $T_{e,i-1} = T_{w,i} = -\frac{M_{e,i-1} + M_{w,i}}{l}$

Remarque: pour SI_H agissant de droite à gauche on change de signe.

Efforts dans les poteaux (efforts normaux)

Le plateau supportant la poutre, au niveau du nœud (i) subira un effort normal de $N_i = T_{e,i} - T_{w,i}$.

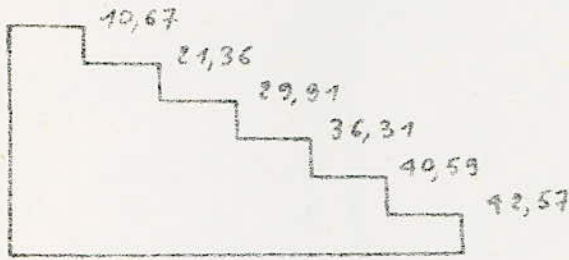
si $N > 0 \rightarrow$ le poteau sera comprimé.

si $N < 0 \rightarrow$ le poteau sera tendu.

Remarque: dans ce qui suit, on suppose le poutre agissant de gauche à droite. Pour le poutre agissant dans l'autre sens les efforts changent de signe, ainsi le mouvement s'inverse et la fibre tendue devient alors comprimée et vice-versa.

Etude du Portique longitudinal 1-1:

Efforts tranchants, dus à la translation (seisme):



Efforts tranchants, dus à la torsion par niveau:

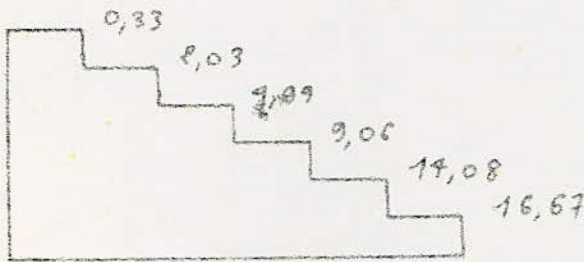
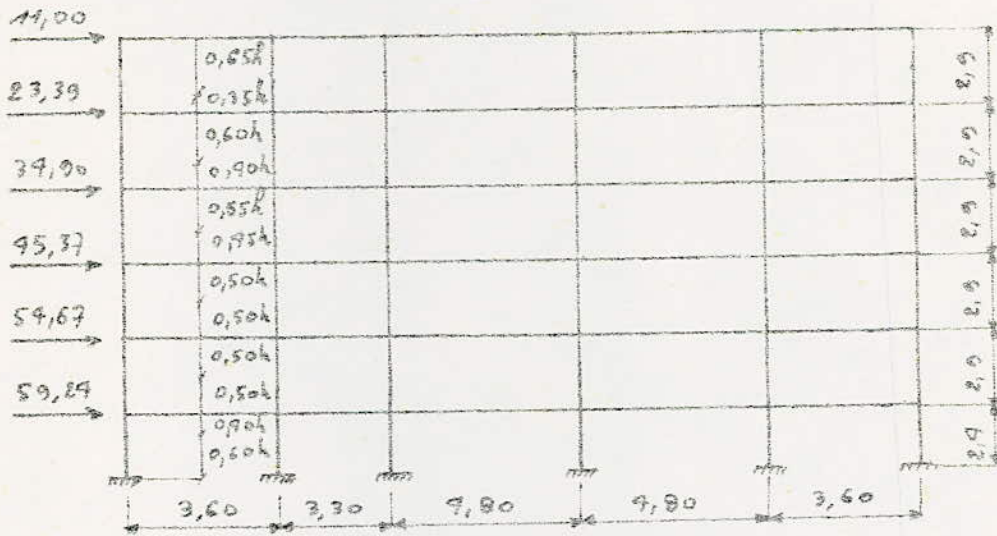


Tableau récapitulatif, donnant les efforts horizontaux pour le portique longitudinal 1-1:

Niveaux	F_{xi}^c (k)	F_{xi}^M (k)	$F_x = F_{xi}^c + F_{xi}^M$
VI	10,67	0,33	11,00
V	21,36	2,03	23,39
IV	29,91	4,99	34,90
III	36,31	9,06	45,37
II	40,59	14,08	54,67
I	48,57	16,67	59,24



Détermination des forces F_i pour chaque Niveau:

$F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6$; tous les poteaux ont la même inertie.

Poteau de Rive: $F_1 = F_6 = \frac{F \cdot 0,8I}{2 \times 0,8I + 4I} = \frac{0,8F}{5,6}$ force de rive par poteau de rive.

Poteau intermédiaire: $F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = \frac{F \cdot I}{2 \times 0,8I + 4I} = \frac{F}{5,6}$ (file 1 ou 6).

Niveau	F (t)	F ₁ = F ₆ (t)	F ₂ = F ₃ = F ₄ = F ₅ (t)
VI	11,00	1,57	1,96
V	23,39	3,34	4,18
IV	34,90	4,98	6,23
III	45,37	6,98	8,10
II	54,67	7,77	9,76
I	59,29	8,46	10,58

Moments, en tête et à la base des Poteaux:

- moment en tête $M_s = F_i \cdot d \cdot h_i$
- " à la base $M_n = F_i \cdot \beta \cdot h_i$

Tableau récapitulatif donnant les forces F_i et les moments M_s et M_n :

Niveaux	F ₁ = F ₆ (t)	F ₂ = F ₃ = F ₄ = F ₅ (t)	d h (m)	β h (m)	en tête		à la base	
					M _{s1} = M _{s6}	M _{n1} = M _{n6}	M _{n2} = M _{n3}	M _{s2} = M _{s3}
VI	1,57	1,96	1,885	1,015	2,96	3,69	1,59	1,99
V	3,34	4,18	1,790	1,160	5,81	7,27	3,87	4,85
IV	4,98	6,23	1,535	1,305	7,99	9,99	6,50	8,13
III	6,98	8,10	1,450	1,450	9,39	11,75	9,39	11,75
II	7,77	9,76	1,450	1,450	11,26	14,15	11,26	14,15
I	8,46	10,58	0,960	1,440	8,12	10,16	11,18	15,23

Moments des poutres: toutes les poutres ont la même inertie I. on détaillera les calculs pour le niveau VI puis on donne tous les moments dans un tableau récapitulatif.

Niveau VI: file (A)

$M_{w1} = 0$, $M_{e1} = - (M_{n1} + M_{s1}) = - M_{s1} = - 2,966 \text{ t.m}$
(car $M_{n1} = 0$).

file (B):

$M_{w2} = - (M_{s2} + M_{n2}) \cdot \frac{K_{w2}}{K_{w2} + K_{e2}} = - (M_{s2} + M_{n2}) \cdot \frac{I/l_{w2}}{I/l_{w2} + I/l_{e2}}$
 $= - (M_{s2} + M_{n2}) \cdot \frac{l_{e2}}{l_{w2} + l_{e2}} = M_{s2} \cdot \frac{l_{e2}}{l_{w2} + l_{e2}}$
 $= - 3,69 \cdot \frac{3,69}{3,30 + 3,60} = 1,38 \text{ t.m}$

$M_{e2} = - (M_{s2} + M_{n2}) \cdot \frac{K_{e2}}{K_{w2} + K_{e2}} = M_{s2} \cdot \frac{l_{w2}}{l_{w2} + l_{e2}} = 3,69 \cdot \frac{3,30}{3,30 + 3,60}$
 $= 1,76 \text{ t.m}$

file ③: $M_{W3} = - (M_{S3} + M_{N3}) \cdot \frac{l_{e3}}{l_{e3} + l_{W3}} = - M_{S3} \cdot \frac{l_{e3}}{l_{e3} + l_{W3}} = - 3,69 \cdot \frac{4,80}{4,80 + 3,30}$
 $= - 2,19 \text{ t.m}$
 $M_{E3} = - M_{S3} \cdot \frac{l_{W3}}{l_{e3} + l_{W3}} = - 3,69 \cdot \frac{3,30}{4,80 + 3,30} = - 1,50 \text{ t.m}$

file ④: $M_{W4} = - M_{S4} \cdot \frac{l_{e4}}{l_{e4} + l_{W4}} = - 3,69 \cdot \frac{4,80}{4,80 + 4,80} = - 1,85 \text{ t.m}$
 $M_{E4} = - M_{S4} \cdot \frac{l_{W4}}{l_{e4} + l_{W4}} = - \frac{3,69}{2} = - 1,85 \text{ t.m}$

file ⑤: $M_{W5} = - M_{S5} \cdot \frac{l_{e5}}{l_{e5} + l_{W5}} = - 3,69 \cdot \frac{3,60}{3,60 + 4,80} = - 1,58 \text{ t.m}$
 $M_{E5} = - M_{S5} \cdot \frac{l_{W5}}{l_{e5} + l_{W5}} = - 3,69 \cdot \frac{4,80}{3,60 + 4,80} = 1,1 \text{ t.m}$

file ⑥: $M_{W6} = - (M_{S6} + M_{N6}) = - M_{S6} = - 2,96 \text{ t.m}$
 $M_{E6} = 0$

Tableau récapitulatif:

NIVEAU	File 1		File 2		File 3		File 4		File 5		File 6	
	M _{W1} (t.m)	M _{E1} (t.m)	M _{W2} (t.m)	M _{E2} (t.m)	M _{W3} (t.m)	M _{E3} (t.m)	M _{W4} (t.m)	M _{E4} (t.m)	M _{W5} (t.m)	M _{E5} (t.m)	M _{W6} (t.m)	M _{E6} (t.m)
VI	0	-2,96	-1,92	-3,96	-2,49	-1,50	-1,85	-1,85	-1,58	-1,1	-2,96	0
V	0	-7,90	-4,82	-9,92	-5,46	-3,79	-4,67	-4,67	-3,98	-5,28	-7,90	0
IV	0	-11,81	-7,69	-13,10	-8,73	-6,40	-7,39	-7,39	-6,76	-8,93	-11,81	0
III	0	-15,69	-10,79	-18,54	-11,73	-8,46	-9,94	-9,94	-8,85	-11,13	-15,69	0
II	0	-20,65	-13,97	-25,73	-15,28	-10,62	-12,95	-12,95	-11,44	-14,76	-20,65	0
I	0	-24,78	-18,64	-31,67	-19,34	-13,97	-17,15	-17,15	-14,95	-18,86	-24,78	0

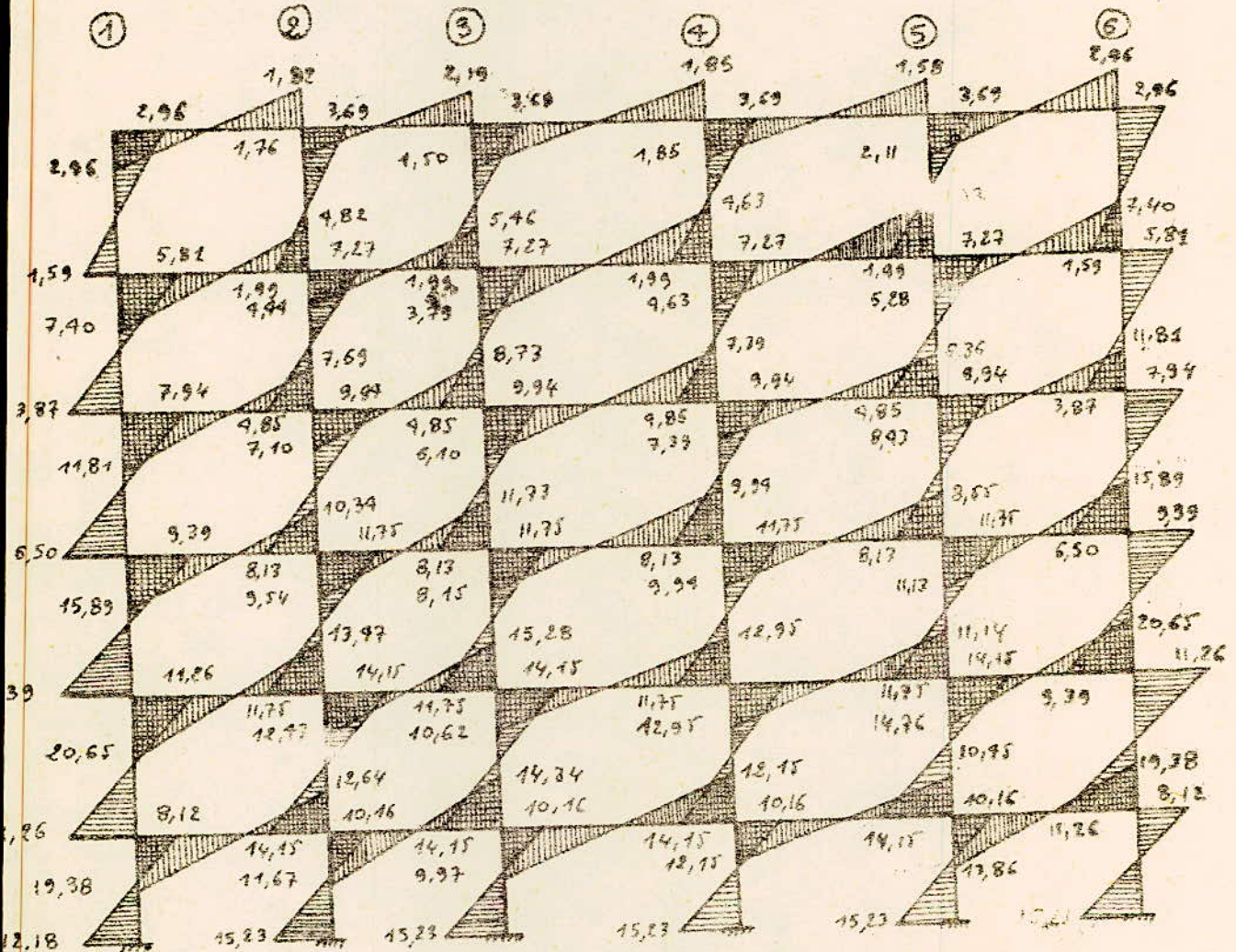
Efforts tranchants dans les poutres sous S.H.

NIVEAU	travée	l(m)	M _w (t.m)	M _e (t.m)	T _{S.H.} (t)	T _{S.H.} (t)
VI	1-2	3,60	2,96	1,92	-1,36	1,36
	2-3	3,30	1,76	2,19	-1,19	1,19
	3-4	4,80	1,50	1,85	-0,69	0,69
	4-5	4,80	1,85	1,58	-0,71	0,71
	5-6	3,60	2,11	2,96	-1,41	1,41
V	7-8	3,60	7,40	4,82	-3,39	3,39
	8-9	3,30	4,40	5,46	-3,00	3,00
	9-10	4,80	3,79	4,63	-1,75	1,75
	10-11	4,80	4,63	3,98	-1,79	1,79
	11-12	3,60	5,28	7,90	-3,52	3,52
IV	13-14	3,60	11,81	7,69	-5,41	5,41
	14-15	3,30	7,10	8,73	-4,79	4,79
	15-16	4,80	6,10	7,39	-2,81	2,81
	16-17	4,80	7,39	6,36	-2,86	2,86
	17-18	3,60	8,43	11,81	-5,62	5,62
III	19-20	3,60	15,89	10,34	-7,28	7,28
	20-21	3,30	9,54	11,73	-6,44	6,44
	21-22	4,80	8,15	9,94	-3,77	3,77
	22-23	4,80	9,94	8,55	-3,85	3,85
	23-24	3,60	11,13	15,89	-7,50	7,50
II	25-26	3,60	20,65	13,47	-9,47	9,47
	26-27	3,30	12,43	15,28	-8,39	8,39
	27-28	4,80	10,62	12,95	-4,90	4,90
	28-29	4,80	12,95	11,14	-5,01	5,01
	29-30	3,60	14,76	20,65	-9,83	9,83
I	31-32	3,60	19,38	12,64	-8,89	8,89
	32-33	3,30	11,67	14,34	-7,88	7,88
	33-34	4,80	9,97	12,15	-4,60	4,60
	34-35	4,80	12,15	10,45	-4,70	4,70
	35-36	3,60	13,86	19,38	-9,23	9,23

Remarque: Les moments M_e et M_w sont pris par rapport aux travées:

$$\begin{pmatrix} M_e \text{ travée} = M_{\text{aud.}} \\ M_w \text{ travée} = M_{\text{aud.}} \end{pmatrix}$$

Diagramme des moments fléchissants pour l'axe longitudinal 1-1:

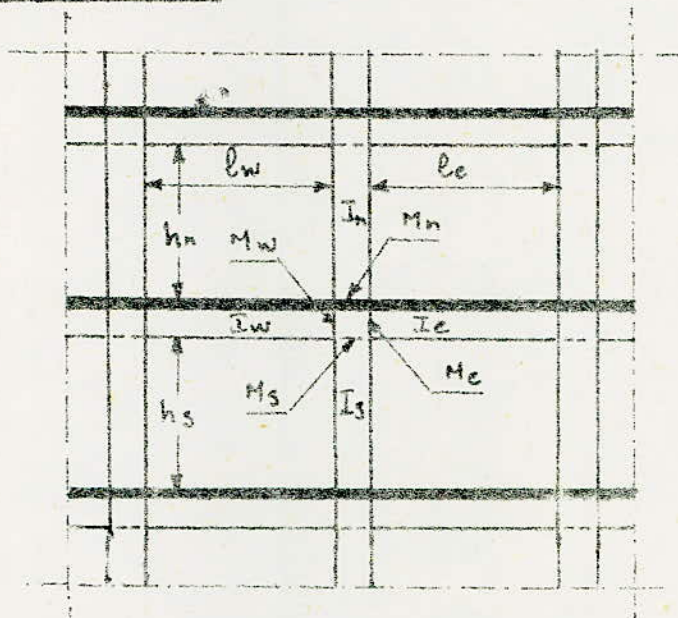


EFFORTS DANS LES PORTIQUES
SOUS LES CHARGES VERTICALES

~ Methode de CAQUOT ~

Pour le calcul des efforts sous les charges verticales on appliquera la methode de CAQUOT exposee a l'annexe A du CCBA 68. Cette methode est applicable dans le cas des elements de planchers constitues de nervures et de poutres associees a des hourdis, elle convient notamment aux elements de planchers a surcharge relativement elevee (surcharge repartie superieure a deux fois les charges permanentes) ($\lambda > 2G$) auxquels ne s'appliquent pas les prescriptions de l'article 55.

Exposé de la methode:



Les portiques constituant l'ossature sont soumis :

- a leur poids propre
- Au poids propre des planchers qu'ils supportent
- Aux surcharges transmises par les planchers
- Aux surcharges sismiques.

Pour chaque element la sollicitation qu'il faudrait prendre en compte est la sollicitation la plus defavorable resultant de la combinaison

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

Cette methode permet la determination des moments dans les poutres solidaires des poteaux qui les supportent.

Les moments reels aux nus d'appui pour chaque travée sont calcules a partir des moments fictifs aux nus d'appui de travées fictives definiés comme suit :

1. Dimensions fictives des elements:

- les hauteurs fictives des poteaux

sont données par les relations suivantes :

$$h_n = \alpha h_n$$

$$h_s = \beta h_s$$

ou h_n et h_s sont les hauteurs libres des poteaux, α, β des coefficients tels que :

$\alpha = 0,9$ si le noeud considéré appartient à l'avant dernier plancher.

$\alpha = 0,8$ pour les autres cas.

$\beta = 0,8$ pour les poteaux encastrés aux fondations

$\beta = 1$ dans le cas d'une articulation.

- les longueurs fictives pour les travées des pontes sont suivant le cas, à savoir :

* Pour une travée intermédiaire

$l_w = 0,8 l_w$ à gauche de l'appui considéré

$l_e = 0,8 l_e$ à droite de l'appui en considération

* Pour une travée de rive, soit par exemple la travée du côté gauche, si le noeud est de rive alors :

$$l_e = 0,8 l_e$$

si le noeud est voisin de rive ou a :

$$l_w = \chi l_w \quad \text{avec } \chi = 0,8 \text{ si } K_s + K_n \geq 1,5 K_e$$

$$\chi = 1 - \frac{K_s + K_n}{7,5 K_e} \text{ si } K_s + K_n < 1,5 K_e$$

- Les rigidités fictives :

$$K_n = \frac{I_n}{h_n}, \quad K_s = \frac{I_s}{h_s}, \quad K_w = \frac{I_w}{l_w}, \quad K_e = \frac{I_e}{l_e}$$

$$D = K_n + K_s + K_w + K_e$$

I_n, I_s, I_w et I_e désignent respectivement les moments d'inertie du poteau supérieur, du poteau inférieur, de la travée de gauche et de la travée de droite.

2. Moments fictifs

$$M_w = \frac{q_w l_w^2}{8,5} + l_w \sum k_w Q_w ; \quad M_e = \frac{q_e l_e^2}{8,5} + l_e \sum k_e Q_e$$

avec : q_w : charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche

Q_w : charge concentrée appliquée à la distance (a_w) du nu d'appui

q_e : charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de droite

Q_e : charge concentrée appliquée à la distance (a_e) d'appui

les valeurs de k_e (soit k_w ou k_w) sont données (pour les pontes à section constante) par l'échelle fonctionnelle indiquée au CCBA 68 en fonction des rapports (a_e/l_e ou a_w/l_w) CCBA 68 A11,2

Dans notre cas on a :

$$M_w' = \frac{q_w l_w^2}{8,5} \quad \text{et} \quad M_e' = \frac{q_e l_e^2}{8,5}$$

3. Moments reels aux nus d'appuis :

- Noeud intermediaire :

$$M_w = M_e' \frac{K_w}{D} + M_w' \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

$$M_e = M_w' \frac{K_e}{D} + M_e' \left(1 - \frac{K_e}{D}\right)$$

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M_e' - M_w')$$

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M_e' - M_w')$$

- dans la travée de gauche au nu de l'appui
- dans la travée de droite au nu de l'appui
- Au nu interieur des poutres dans le poteau interieur
- Au nu superieur du plancher dans le poteau superieur.

- Noeud de rive (sans console).

Noeud de rive gauche :

$$M_w = 0$$

$$M_e = M_e' \left(1 - \frac{K_e}{D}\right)$$

$$M_s = M_e' \frac{K_s}{D}$$

$$M_n = M_e' \frac{K_n}{D}$$

Noeud de rive droite :

$$M_e = 0$$

$$M_w = M_w' \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

$$M_s = M_w' \frac{K_s}{D}$$

$$M_n = M_w' \frac{K_n}{D}$$

4. Moments en travée :

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



- M_e et M_w sont les moments aux appuis définis plus haut.
- M_0 est le moment statique de la travée indépendante avec son cas de surcharge.

Article A12 de l'annexe A du CCBA 68 :

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 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 ;
- et 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 indépendantes les uns des autres.

5. Moments dans les poteaux

(Art A14 du CCBA 68 page 147)

On admet que les points de moment nul dans les poteaux se trouvent à (h_n) au dessus du plancher et à (h_s) au dessous

du nu intérieur des poutres.

Dans les poteaux la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M_e ou M_w des moments fictifs en travée définis plus haut. La face tendue du tronçon inférieur du poteau est du côté opposé.

6. Efforts tranchants dans les poutres:

(Article A13 du CCBA 68 Page 146)

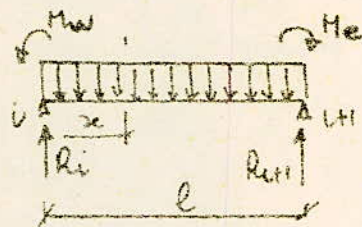
Dans le cas de plusieurs travées, les efforts tranchants d'appui sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres continues en faisant état des moments de continuité définis en A11,2 et A11,3. A partir des efforts tranchants d'appui on trace le diagramme de efforts tranchants en travée pour les charges permanentes et pour les surcharges en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes de autres.

Dans le cas d'une seule travée, les efforts tranchants d'appui font pris égaux à ceux de la travée indépendante de portée l si l'ossature est symétrique et symétriquement chargée.

Pour une travée $(i, i+1)$ les efforts tranchants sont donnés par les formule suivantes :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \text{ à l'appui } (w)$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \text{ à l'appui } (i+1)$$



M_e : Moment à l'appui $(i+1)$ pris en valeur absolue
 M_w : Moment à l'appui (i) pris en valeur absolue.

7. Efforts normaux apportés par les poutres aux poteaux:

verticales uniformément réparties en travée et provoquant des efforts tranchants aux appuis, on obtient des réactions qui créent des efforts de compression au droit de poteaux dont la valeur est donnée par les relations suivantes. Pour les charges

$$N_i = T_e^i - T_w^i \text{ au droit du poteau de la file } (i)$$

$$N_{i+1} = T_e^{i+1} - T_w^{i+1} \text{ au droit du poteau de la file } (i+1)$$

(T_e^i, T_e^{i+1}, T_w^i et T_w^{i+1} étant des valeurs algébriques)

8. Efforts tranchants dans les poteaux et efforts normaux dans les poutres

(Art A15 du CCBA 68)

Par simplification, on ne fait pas état dans les calculs de efforts tranchants dans les poteaux, ni de efforts normaux dans les poutres.

Charges verticales revenant à chaque portique:

Poids propre G , surcharge P (non majorée)

1. Portique longitudinal (1-1)

Surface revenant au portique: $20,1 \times (3,60 + 4,50) / 2 = 81,4 \text{ m}^2$

• Niveau G:

- Plancher (16+5) $0,526 \times 4,05 \times 1,00 = 2,13 \text{ t/ml}$
- Poutre longitudinale $0,30 \times 0,45 \times 2,5 = 0,187 \text{ t/ml}$
- Acrotère $0,10 \times 0,8 \times 1,00 \times 2,5 = 0,200 \text{ t/ml}$

$G = 2,517 \text{ t/ml}$

$P = 0,405 \text{ t/ml}$

- Surcharge $P = 0,100 \times 4,05 \times 1,00$

• Niveaux 5, 4, 3, 2 et 1

- Plancher (16+5) $0,472 \times 4,05 \times 1,00 = 1,91 \text{ t/ml}$
- Poutre longitudinale $= 0,187 \text{ t/ml}$

$G = 2,100 \text{ t/ml}$

$P = 0,710 \text{ t/ml}$

- Surcharge $P = 0,175 \times 4,05 \times 1,00$

2. Portiques transversaux (8-8) et (12-12) (non porteurs)

• Niveau G:

- Plancher (16+5) ----- $0,526 \times 0,65 \times 1,00 = 0,342 \text{ t/ml}$
- Poutre transversale ----- $= 0,187 \text{ t/ml}$

$G = 0,530 \text{ t/ml}$

$P = 0,065 \text{ t/ml}$

- Surcharge $P = 0,100 \times 0,65 \times 1,00 =$

• Niveaux 5, 4, 3, 2 et 1.

- Plancher (16+5) ----- $0,472 \times 0,65 \times 1,00 = 0,307 \text{ t/ml}$
- Poutre transversale ----- $= 0,187 \text{ t/ml}$

$G = 0,494 \text{ t/ml}$

$P = 0,114 \text{ t/ml}$

- Surcharge $P = 0,175 \times 0,65 \times 1,00$

Recapitulation

Portique longitudinal (1-1)

NIV	G (t/ml)	P (t/ml)	Sev (t/ml)
G	2,517	0,405	0,576
5	2,100	0,710	0,577
4	2,100	0,710	0,461
3	2,100	0,710	0,345
2	2,100	0,710	0,231
1	2,100	0,710	0,108

Portiques transversaux (8-8) et (12-12)

NIV	G (t/ml)	P (t/ml)	Sev (t/ml)
G	0,530	0,065	0,093
5	0,494	0,114	0,093
4	0,494	0,114	0,074
3	0,494	0,114	0,056
2	0,494	0,114	0,037
1	0,494	0,114	0,017

Les efforts dans les portiques sous les charges verticales sont données sous forme de tableaux.

	2	3	4	5	6
1	1	9	10	11	12
13	14	15	16	17	18
19	20	21	22	23	24
25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36
37	38	39	40	41	42
	360	330	480	480	360

NW	Niveau	E ₁ (m)	E ₂ (m)	R ₁ (m)	R ₂ (m)	T ₁ ² (m ² /s ²)	T ₂ ² (m ² /s ²)	E ₁ '(m)	E ₂ '(m)	R ₁ '(m)	R ₂ '(m)	K ₁ (m ² /s ²)	K ₂ (m ² /s ²)	K ₁ ² (10 ⁻² m ² /s ²)	K ₂ ² (10 ⁻² m ² /s ²)	P (10 ⁻² m ²)	λ
VI	1	0,00	3,20	0,00	2,45	22,78	26,70	0,00	2,56	0,00	1,96	—	—	—	—	—	—
	2	3,20	2,80	0,00	2,45	22,78	26,70	2,56	2,32	0,00	1,96	0,09	9,82	—	—	—	
	3	2,90	4,40	0,00	2,45	22,78	26,70	2,32	3,52	0,00	1,96	6,47	6,47	—	—	—	
	4	4,40	4,40	0,00	2,45	22,78	26,70	3,52	3,32	0,00	1,96	6,47	6,47	—	—	—	
	5	4,40	3,20	0,00	2,45	22,78	26,70	3,52	2,16	0,00	1,96	6,47	8,09	—	—	—	
	6	3,20	0,00	0,00	2,45	22,78	26,70	2,56	0,00	0,00	1,96	1,89	—	—	—	—	
	7	0,00	3,20	2,45	2,45	22,78	26,70	0,00	2,16	2,205	1,96	—	8,09	12,11	13,62	34,62	0,80
	8	3,20	2,90	1,45	2,45	22,78	26,70	2,56	2,32	2,205	1,96	8,89	9,82	12,11	13,62	44,44	—
	9	2,90	4,40	2,45	2,45	22,78	26,70	2,32	3,52	2,205	1,96	9,82	6,47	12,11	13,62	42,02	—
	10	4,40	4,40	1,45	2,45	22,78	26,70	3,52	3,32	2,205	1,96	6,47	6,47	12,11	16,62	38,67	—
	11	4,40	3,20	2,45	2,45	22,78	26,70	3,52	2,16	2,205	1,96	6,47	8,89	12,11	13,62	41,09	—
	12	3,20	0,00	2,45	2,45	22,78	26,70	2,56	0,00	2,205	1,96	8,09	—	12,11	13,62	34,62	0,80
	13	0,00	3,20	2,45	2,45	22,78	26,70	0,00	2,16	1,96	1,96	—	8,09	13,62	13,62	36,13	0,80
	14	3,20	2,90	2,45	2,45	22,78	26,70	2,56	2,32	1,96	1,96	6,47	9,82	13,62	13,62	41,98	—
	15	2,90	4,40	2,45	2,45	22,78	26,70	2,32	3,52	1,96	1,96	6,47	6,47	13,62	13,62	43,53	—
	16	4,40	4,40	2,45	2,45	22,78	26,70	3,52	3,32	1,96	1,96	6,47	6,47	13,62	13,62	49,18	—
	17	4,40	3,20	2,45	2,45	22,78	26,70	3,52	2,16	1,96	1,96	6,47	8,09	13,62	13,62	42,60	—
	18	3,20	0,00	2,45	2,45	22,78	26,70	2,56	0,00	1,96	1,96	8,89	—	13,62	13,62	24,24	0,80
IV																	
V																	

Características geométricas de portanza longitudinal (1-1)

Caractéristiques géométriques du portique longitudinal (1-1)
(Suite)

Niv	Niveau	$R_u(m)$	$R_c(m)$	$R_m(m)$	$R_s(m)$	$L_c = \sum_{i=1}^n L_i$	$L_m = \sum_{i=1}^n L_i$	$R'_u(m)$	$R'_c(m)$	$R'_m(m)$	$R'_s(m)$	$K_{10} (10^3)$	$K_{10}^2 (10^6)$	$K_{10}^3 (10^9)$	$K_{10}^4 (10^{12})$	$D_{10} (10^3)$	X
III	19	0,00	3,20	2,45	2,45	22,78	26,70	0,00	2,56	1,96	1,96	—	8,89	13,62	15,62	36,13	0,8
	20	3,20	2,90	2,45	2,45	22,78	26,70	2,56	2,56	1,96	1,96	8,89	13,62	13,62	37,06	—	
	21	2,90	4,40	2,45	2,45	22,78	26,70	2,56	3,52	1,96	1,96	6,47	13,62	13,62	33,71	—	
	22	4,40	4,40	2,45	2,45	22,78	26,70	3,52	3,52	1,96	1,96	6,47	13,62	13,62	33,71	—	
II	23	4,40	3,20	2,45	2,45	22,78	26,70	3,52	2,56	1,96	1,96	6,47	13,62	13,62	36,13	—	
	24	3,20	0,00	2,45	2,45	22,78	26,70	2,56	0,00	1,96	1,96	8,89	—	13,62	13,62	36,13	0,8
	25	0,00	3,20	2,45	2,45	22,78	26,70	0,00	2,56	1,96	1,96	—	8,89	13,62	13,62	36,13	0,8
	26	3,20	2,90	2,45	2,45	22,78	26,70	2,56	2,56	1,96	1,96	8,89	13,62	13,62	41,95	—	
I	27	2,90	4,40	2,45	2,45	22,78	26,70	2,56	3,52	1,96	1,96	6,47	13,62	13,62	43,53	—	
	28	4,40	4,40	2,45	2,45	22,78	26,70	3,52	3,52	1,96	1,96	6,47	13,62	13,62	40,18	—	
	29	4,40	3,20	2,45	2,45	22,78	26,70	3,52	2,56	1,96	1,96	6,47	13,62	13,62	42,60	—	
	30	3,20	0,00	2,45	2,45	22,78	26,70	2,56	0,00	1,96	1,96	8,89	—	13,62	13,62	36,13	0,8
I	31	0,00	3,50	2,45	1,95	22,78	26,70	0,00	2,56	1,96	1,56	—	8,89	13,62	17,12	39,63	0,8
	32	3,20	2,90	2,45	1,95	22,78	26,70	2,56	2,56	1,96	1,56	8,89	13,62	17,12	49,45	—	
	33	2,90	4,40	2,45	1,95	22,78	26,70	2,56	3,52	1,96	1,56	6,47	13,62	17,12	47,03	—	
	34	4,40	4,40	2,45	1,95	22,78	26,70	3,52	3,52	1,96	1,56	6,47	13,62	17,12	43,68	—	
	35	4,40	3,20	2,45	1,95	22,78	26,70	3,52	2,56	1,96	1,56	6,47	13,62	17,12	46,10	—	
	36	3,20	0,00	2,45	1,95	22,78	26,70	2,56	0,00	1,96	1,56	8,89	—	13,62	17,12	39,63	0,8

MOMENTS AUX APPUIS SOUS (G)

- et portique 1-1 ->

Niveau	Nœuds	q_c (t/ml)	q_w (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)
VI	1	2,52	/	1,94	/	1,17	/	/	1,17
	2	2,52	2,52	1,60	1,94	1,29	1,84	/	0,14
	3	2,52	2,52	3,67	1,60	3,22	2,98	/	0,94
	4	2,52	2,52	3,67	3,67	3,67	3,67	/	/
	5	2,52	2,52	1,94	3,67	2,47	3,28	/	0,81
	6	/	2,52	/	1,94	/	1,17	/	1,17
V	7	2,10	/	1,62	/	1,20	/	0,57	0,63
	8	2,10	2,10	1,33	1,62	1,39	1,56	0,08	0,08
	9	2,10	2,10	3,06	1,33	2,79	1,73	0,50	0,56
	10	2,10	2,10	3,06	3,06	3,06	3,06	/	/
	11	2,10	2,10	1,62	3,06	1,93	2,83	0,42	0,47
	12	/	2,10	/	1,62	/	1,20	0,57	0,63
IV	13	2,10	/	1,62	/	1,22	/	0,61	0,61
	14	2,10	2,10	1,33	1,62	1,39	1,56	0,08	0,08
	15	2,10	2,10	3,06	1,33	2,80	1,25	0,54	0,54
	16	2,10	2,10	3,06	3,06	3,06	3,06	/	/
	17	2,10	2,10	1,62	3,06	1,08	2,84	0,46	0,46
	18	/	2,10	/	1,62	/	1,08	0,81	0,81

MOMENTS AUX APPUIS SOUS G (suite)

→ Portique 1-1 30 ←

Niv	Noeud	q_e (t/m)	q_w (t/m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_c (t.m)	M_w (t.m)	M_m (t.m)	M_s (t.m)
III	19	2,10	/	1,62	/	1,22	/	0,61	0,61
	20	2,10	2,10	1,33	1,62	1,40	1,55	-0,10	0,10
	21	2,10	2,10	3,06	1,33	2,33	1,83	0,69	0,69
	22	2,10	2,10	3,06	3,06	3,06	3,06	/	/
	23	2,10	2,10	1,62	3,06	1,97	2,80	0,54	-0,54
	24	/	2,10	/	1,62	/	1,22	-0,61	-0,61
II	25	2,10	/	1,62	/	1,22	/	0,61	0,61
	26	2,10	2,10	1,33	1,62	1,39	1,56	0,08	0,08
	27	2,10	2,10	3,06	1,33	2,80	1,72	0,54	0,54
	28	2,10	2,10	3,06	3,06	3,06	3,06	/	/
	29	2,10	2,10	1,62	3,06	1,97	2,84	0,46	0,46
	30	/	2,10	/	1,62	/	1,22	0,61	-0,61
I	31	2,10	/	1,62	/	1,25	/	0,55	0,69
	32	2,10	2,10	1,33	1,62	1,38	1,56	0,08	0,10
	33	2,10	2,10	3,06	1,33	2,82	1,69	0,50	0,62
	34	2,10	2,10	3,06	3,06	3,06	3,06	/	/
	35	2,10	2,10	1,62	3,06	1,89	2,85	0,42	0,53
	36	/	2,10	/	1,62	/	1,25	-0,55	0,69

MOMENTS AUX APPUIS SOUS P

~& forçage a-1 30~

Niv	Nœud	q_e (t/ml)	q_w (t/ml)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_c (t.m)	M_w (t.m)	M_u (t.m)	M_s (t.m)
VI	1	0,405	/	0,31	/	0,19	/	/	0,19
	2	0,405	0,405	0,26	0,31	0,28	0,30	/	-0,02
	3	0,405	0,405	0,59	0,26	0,52	0,37	/	0,15
	4	0,405	0,405	0,59	0,59	0,59	0,59	/	/
	5	0,405	0,405	0,31	0,59	0,40	0,53	/	0,13
	6	/	0,405	/	0,31	/	0,19	/	-0,19
V	7	0,710	/	0,55	/	0,41	/	0,19	0,22
	8	0,710	0,710	0,45	0,55	0,47	0,53	-0,03	-0,03
	9	0,710	0,710	1,03	0,45	0,94	0,59	0,17	0,19
	10	0,710	0,710	1,03	1,03	1,03	1,03	/	/
	11	0,710	0,710	0,55	1,03	0,65	0,95	-0,15	-0,16
	12	/	0,710	/	0,55	/	0,41	-0,16	-0,22
IV	13	0,710	/	0,55	/	0,41	/	0,21	0,21
	14	0,710	0,710	0,45	0,55	0,47	0,53	-0,03	-0,03
	15	0,710	0,710	1,03	0,45	0,94	0,58	0,18	0,18
	16	0,710	0,710	1,03	1,03	1,03	1,03	/	/
	17	0,710	0,710	0,55	1,03	0,65	0,96	-0,15	-0,15
	18	/	0,710	/	0,55	/	0,37	-0,28	-0,28

MOMENTS AUX TRAPUS SOUS P (en k).

~ E partie 1-1 b ~

Niv	Nœud	M_e (+m)	M_w (+m)	M_c (+m)	M_u (+m)	M_e (+m)	M_w (+m)	M_n (+m)	M_s (+m)
III	19	0,710	/	0,55	/	0,41	/	0,21	0,21
	20	0,710	0,710	0,45	0,55	0,48	0,53	0,04	0,04
	21	0,710	0,710	1,03	0,45	0,92	0,62	0,23	0,23
	22	0,710	0,710	1,03	1,03	1,03	1,03	/	/
	23	0,710	0,710	0,55	1,03	0,67	0,94	0,18	0,18
	24	/	0,710	/	0,55	/	0,41	0,21	0,21
II	25	0,710	/	0,55	/	0,41	/	0,21	0,21
	26	0,710	0,710	0,45	0,55	0,47	0,53	0,03	0,03
	27	0,710	0,710	1,03	0,45	0,94	0,58	0,18	0,18
	28	0,710	0,710	1,03	1,03	1,03	1,03	/	/
	29	0,710	0,710	0,55	1,03	0,65	0,55	0,15	0,15
	30	/	0,710	/	0,55	/	0,41	0,21	0,21
I	31	0,710	/	0,55	/	0,45	/	0,19	0,24
	32	0,710	0,710	0,45	0,55	0,47	0,53	0,03	0,03
	33	0,710	0,710	1,03	0,45	0,95	0,57	0,17	0,22
	34	0,710	0,710	1,03	1,03	1,03	1,03	/	/
	35	0,710	0,710	0,55	1,03	0,64	0,96	0,14	0,19
	36	0,710	0,710	/	0,55	/	0,53	0,19	0,24

MOMENTS AUX APPUIS SOUS (SIV)

— de portique 1-1 20 —

Niv	Noeud	q_c (t/m)	q_w (t/m)	M_c (t.m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_n (t.m)	M_s (t.m)
VI	1	0,576	/	0,44	/	0,27	/	/	0,27
	2	0,576	0,576	0,36	0,44	0,38	0,42	/	0,03
	3	0,576	0,576	0,84	0,36	0,74	0,52	/	0,22
	4	0,576	0,576	0,84	0,84	0,84	0,84	/	/
	5	0,576	0,576	0,44	0,84	0,56	0,75	/	0,19
	6	/	0,576	/	0,44	/	0,37	/	0,27
V	7	0,577	/	0,44	/	0,33	/	0,15	0,17
	8	0,577	0,577	0,36	0,44	0,38	0,42	0,02	0,02
	9	0,577	0,577	0,84	0,36	0,77	0,47	0,14	0,16
	10	0,577	0,577	0,84	0,84	0,84	0,84	/	/
	11	0,577	0,577	0,44	0,84	0,53	0,78	0,12	0,13
	12	/	0,577	/	0,44	/	0,33	0,15	0,17
IV	13	0,461	/	0,36	/	0,27	/	0,14	0,14
	14	0,461	0,461	0,29	0,36	0,30	0,35	0,02	0,02
	15	0,461	0,461	0,67	0,29	0,61	0,37	0,12	0,12
	16	0,461	0,461	0,67	0,67	0,67	0,67	/	/
	17	0,461	0,461	0,36	0,67	0,42	0,62	0,10	0,10
	18	/	0,461	/	0,36	/	0,24	0,18	0,18

MOMENTS AUX APPUIS SOUS (SIV) (Suis)

- de portique 1-1 -

Niv	Noeud	q_e (t/m)	q_w (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)
III	19	0,345	/	0,26	/	0,19	/	0,10	0,10
	20	0,345	0,345	0,22	0,26	0,23	0,25	0,01	0,01
	21	0,345	0,345	0,50	0,22	0,45	0,30	0,11	0,11
	22	0,345	0,345	0,50	0,50	0,50	0,50	/	/
	23	0,345	0,345	0,26	0,50	0,32	0,46	0,09	0,09
	24	/	0,345	/	0,26	/	0,19	0,10	0,10
II	25	0,231	/	0,18	/	0,14	/	0,07	0,07
	26	0,231	0,231	0,15	0,18	0,16	0,17	0,01	0,01
	27	0,231	0,231	0,34	0,15	0,30	0,19	0,06	0,06
	28	0,231	0,231	0,34	0,34	0,34	0,34	/	/
	29	0,231	0,231	0,18	0,34	0,21	0,31	0,05	0,05
	30	/	0,231	/	0,18	/	0,13	0,07	0,07
I	31	0,106	/	0,08	/	0,06	/	0,03	0,03
	32	0,106	0,106	0,07	0,08	0,07	0,08	0,003	0,003
	33	0,106	0,106	0,15	0,07	0,14	0,09	0,02	0,03
	34	0,106	0,106	0,15	0,15	0,15	0,15	/	/
	35	0,106	0,106	0,08	0,15	0,09	0,14	0,02	0,03
	36	/	0,106	/	0,08	/	0,06	0,03	0,03

Efforts tranchants sous (G)

~ de pontique 1-1 B ~

NIVEAU	TRAVÉE	q (t/ml)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Tw (t)	Te (t)
VI	1-2	2,52	1,17	1,84	3,82	-4,24
	2-3	2,52	1,29	2,28	3,31	-3,99
	3-4	2,52	3,22	3,67	5,44	-5,65
	4-5	2,52	3,67	3,28	5,63	-5,45
	5-6	2,52	2,47	1,17	4,44	-3,62
V	7-8	2,10	1,20	1,56	3,24	-3,47
	8-9	2,10	1,39	1,73	2,88	-3,20
	9-10	2,10	2,79	3,06	4,45	-4,78
	10-11	2,10	3,06	2,83	4,67	-4,57
	11-12	2,10	1,93	1,20	3,59	-3,13
IV	13-14	2,10	1,22	1,56	3,25	-3,47
	14-15	2,10	1,39	1,25	3,09	-2,99
	15-16	2,10	2,80	3,06	4,56	-4,68
	16-17	2,10	3,06	2,84	4,67	-4,57
	17-18	2,10	1,08	1,09	3,34	-3,38
III	19-20	2,10	1,22	1,55	3,26	-3,46
	20-21	2,10	1,40	1,83	2,89	-3,19
	21-22	2,10	2,73	3,06	4,54	-4,69
	22-23	2,10	3,06	2,80	4,68	-4,56
	23-24	2,10	1,97	1,22	3,59	-3,12
II	25-26	2,10	1,22	1,56	3,25	-3,47
	26-27	2,10	1,39	1,72	2,93	-3,16
	27-28	2,10	2,80	3,06	4,56	-4,68
	28-29	2,10	3,06	2,84	4,67	-4,57
	29-30	2,10	1,97	1,22	3,59	-3,12
I	31-32	2,10	1,26	1,56	3,25	-3,46
	32-33	2,10	1,38	1,69	2,94	-3,15
	33-34	2,10	2,82	3,06	4,56	-4,67
	34-35	2,10	3,06	2,85	4,67	-4,57
	35-36	2,10	1,89	1,25	3,56	-3,16

EFFORTS tranchants sous (P)

- CE Portique 1-1 B -

NIVEAU	TRAVES	q (t/ml)	Me (t.m)	Mlw (t.m)	Tw (t)	Te (t)
VI	1-2	0,405	0,19	0,30	0,613	-0,682
	2-3	0,405	0,28	0,37	0,556	-0,618
	3-4	0,405	0,32	0,59	0,875	-0,907
	4-5	0,405	0,59	0,53	0,905	-0,877
	5-6	0,405	0,40	0,19	0,714	-0,582
V	7-8	0,710	0,41	0,53	1,098	-1,173
	8-9	0,710	0,47	0,59	0,988	-1,071
	9-10	0,710	0,94	1,03	1,542	-1,582
	10-11	0,710	1,03	0,95	1,580	-1,544
	11-12	0,710	0,65	0,41	1,211	-1,061
IV	13-14	0,710	0,41	0,53	1,098	-1,173
	14-15	0,710	0,47	0,58	0,992	-1,067
	15-16	0,710	0,94	1,03	1,542	-1,582
	16-17	0,710	1,03	0,96	1,578	-1,546
	17-18	0,710	0,65	0,37	1,224	-1,048
III	19-20	0,710	0,41	0,53	1,098	-1,173
	20-21	0,710	0,48	0,62	0,981	-1,078
	21-22	0,710	0,92	1,03	1,537	-1,587
	22-23	0,710	1,03	0,94	1,582	-1,541
	23-24	0,710	0,67	0,41	1,217	-1,035
II	25-26	0,710	0,41	0,53	1,098	-1,173
	26-27	0,710	0,47	0,58	0,992	-1,067
	27-28	0,710	0,94	1,03	1,542	-1,582
	28-29	0,710	1,03	0,55	1,671	-1,453
	29-30	0,710	0,65	0,41	1,211	-1,061
I	31-32	0,710	0,43	0,53	1,104	-1,167
	32-33	0,710	0,47	0,57	0,995	-1,064
	33-34	0,710	0,95	1,03	1,544	-1,580
	34-35	0,710	1,03	0,96	1,578	-1,546
	35-36	0,710	0,64	0,43	1,202	-1,070

Efforts tranchants sous (SIV)

~ ce portique 1-1 32

NIVEAU	TRAVÉE	q (t/ml)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Tw (t)	Te (t)
VI	1-2	0,576	0,27	0,42	0,870	-0,970
	2-3	0,576	0,38	0,52	0,790	-0,880
	3-4	0,576	0,74	0,84	1,244	-1,289
	4-5	0,576	0,84	0,75	1,287	-1,246
	5-6	0,576	0,56	0,37	0,980	-0,862
V	7-8	0,577	0,33	0,42	0,895	-0,951
	8-9	0,577	0,38	0,47	0,805	-0,867
	9-10	0,577	0,77	0,84	1,253	-1,285
	10-11	0,577	0,84	0,78	1,283	-1,255
	11-12	0,577	0,53	0,33	0,985	-0,860
IV	13-14	0,461	0,27	0,35	0,762	-0,712
	14-15	0,461	0,30	0,37	0,692	-0,644
	15-16	0,461	0,61	0,67	1,027	-1,000
	16-17	0,461	0,67	0,62	1,002	-1,025
	17-18	0,461	0,42	0,24	0,681	-0,793
III	19-20	0,345	0,19	0,26	0,533	-0,571
	20-21	0,345	0,23	0,30	0,476	-0,524
	21-22	0,345	0,45	0,50	0,747	-0,770
	22-23	0,345	0,50	0,46	0,768	-0,770
	23-24	0,345	0,32	0,19	0,592	-0,511
II	25-26	0,231	0,14	0,17	0,369	-0,379
	26-27	0,231	0,16	0,19	0,325	-0,345
	27-28	0,231	0,30	0,34	0,499	-0,517
	28-29	0,231	0,34	0,31	0,515	-0,501
	29-30	0,231	0,21	0,13	0,395	-0,345
I	31-32	0,106	0,06	0,08	0,163	-0,176
	32-33	0,106	0,07	0,09	0,147	-0,161
	33-34	0,106	0,14	0,15	0,231	-0,235
	34-35	0,106	0,15	0,14	0,235	-0,231
	35-36	0,106	0,09	0,06	0,179	-0,160

SUPERPOSITION
DES
SOLLICITATIONS

SUPERPOSITION des Sollicitations

Dans les justifications de calculs relatives à l'équilibre statique à la résistance, et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations, dites sollicitations totales pondérées définies, ci-après.

Les sollicitations totales pondérées, du 1^{er} genre :

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

$$(S_1') = (G) + (P) + (V) + (T).$$

Les sollicitations totales pondérées, du 2^{em} genre :

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

$$(S_2') = (G) + (P) + \delta_w (W) + (T).$$

(S_2'') = (G) + (P) + (T) + (SI) où δ_w dépend des surcharges d'exploitation, avec :

(G) : sollicitation due à la charge permanente.

(P) : sollicitation due aux surcharges d'exploitation y compris leurs majorations éventuelles par effets dynamiques.

(V) : sollicitation due aux surcharges climatiques normales.

(W) : sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes.

(T) : sollicitation due aux effets de la température et au retrait.

(SI) : sollicitation due aux séismes.

Dans notre cas la sollicitation due aux effets de la température et au retrait n'est pas à prendre en compte, car il y a un joint de dilatation prévu dans le bâtiment.

De plus notre bâtiment, étant de hauteur faible (R+4) (il ne dépasse pas 25m) la sollicitation développée par les surcharges pesantes d'exploitation, et prépondérante devant celle du vent.

La sollicitation pondérée, du 1^{er} genre à considérer sera donc :

$$(G) + 1,2 (P).$$

La sollicitation, du 2^{em} genre à considérer est :

$(G) + (P) + (SI)$, car l'effet du séisme est prépondérant.

Les effets du séisme horizontal et vertical seront considérés simultanément et avec la totalité des surcharges d'exploitation.

Pour les poteaux, on prendra une combinaison qui nous donnera un effort normal minimal (ou un effort de traction s'il existe) et une autre combinaison qui nous donnera un effort normal maximal.

Les combinaisons sont les suivantes :

- pour les poutres :

$$\begin{cases} (G) + 1,2 (P) & 1^{\text{er}} \text{ genre} \\ (G) + (P) + (SI_V)^{+/-} + (SI_H) & 2^{\text{e}} \text{ genre} \end{cases}$$

- pour les colonnes :

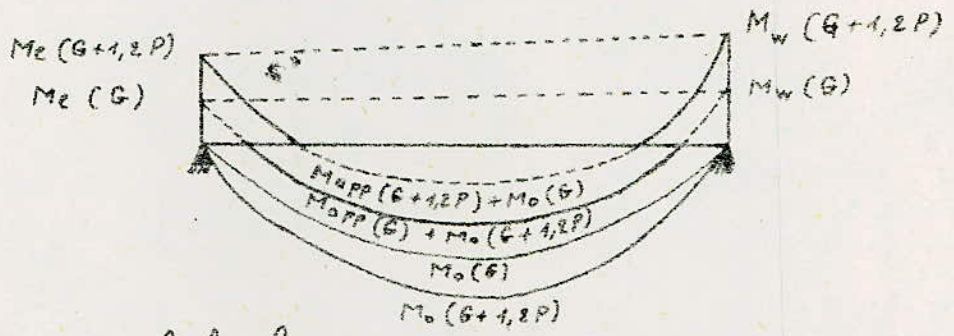
$$\begin{cases} (G) + 1,2 (P) & 1^{\text{er}} \text{ genre} \\ (G) + (P) + (SI_H) & 2^{\text{e}} \text{ genre} \end{cases}$$

Moments en travée: (ART. A12 CCBA 68)

Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante, complète de portée (L), avec les charges permanentes puis avec les charges permanentes et les surcharges; puis on prend comme ligne de fermeture

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeur absolue.
 - pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appuis maximaux en valeur absolue.
- et, ceci dans chaque cas de surcharge en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Exemple: soit à calculer le moment en travée pour G+1,2P



On veut calculer le moment en travée sous G+1,2P. On calcule le moment isostatique M_o sous (G+1,2P), le m^2 en travée sera:

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

Le moment, à l'appui sera:

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

Le calcul des moments en travée sera fait sous forme de tableaux pour le portique longitudinal.

Moments en travée sous ($\vec{S}IH$):

l'expression du moment en travée sous ($\vec{S}IH$) est donnée par la relation suivante:

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

Le calcul sera, aussi, fait sous forme de tableaux.

— Moments en travée Sous SI_H —

Portique longitudinal 1-1				
Niveau	travée	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_t (t.m)
VI	1-2	1,92	2,96	0,520
	2-3	2,19	1,76	0,215
	3-4	1,85	1,50	0,175
	4-5	1,58	1,85	0,135
	5-6	2,96	2,11	0,425
V	7-8	4,82	7,40	1,290
	8-9	5,46	4,40	0,570
	9-10	4,63	3,79	0,420
	10-11	3,98	4,63	0,325
	11-12	7,4	5,28	1,06
IV	13-14	7,69	11,81	2,06
	14-15	8,77	7,10	0,815
	15-16	7,39	6,10	0,645
	16-17	6,36	7,39	0,515
	17-18	11,81	8,43	1,69
III	19-20	10,34	15,89	2,775
	20-21	11,73	9,54	1,095
	22-22	9,94	8,15	0,895
	22-23	8,55	9,94	0,695
	23-24	15,89	11,13	2,38
II	25-26	13,47	20,65	3,59
	26-27	15,28	12,43	1,425
	27-28	12,95	10,62	1,165
	28-29	11,14	12,95	0,905
	29-30	20,65	14,76	2,945
I	31-32	12,64	19,38	3,370
	32-33	14,34	11,67	1,335
	33-34	12,15	9,97	1,09
	34-35	10,45	12,15	0,850
	35-36	19,38	13,86	2,76

Remarque: Les moments sont, en valeurs absolues, de fait que " SI_H " peut agir, dans un sens, ou, dans l'autre.

Moments en travée sous les différentes
Combinaisons du Portique longitudinal (1-1)

Niveau	Travée	Me + Mw 2 Sous (G)	G + 1,2 P			G + P + SI _v ↓		
			q	M ₀	M _t	q	M ₀	M _t
VI	1-2	1,505	3,010	3,85	2,345	3,501	4,48	2,975
	2-3	1,785		3,16	1,375		3,05	1,865
	3-4	3,445		7,28	3,835		8,47	5,025
	4-5	3,475		7,28	3,805		8,47	4,995
	5-6	1,820		3,85	2,030		4,48	2,660
V	7-8	1,380	2,952	3,78	2,900	3,387	4,34	2,960
	8-9	1,560		3,10	1,540		3,56	2,040
	9-10	2,925		7,14	4,215		8,19	5,265
	10-11	2,945		7,14	4,195		8,19	5,245
	11-12	1,565		3,78	2,215		4,34	2,775
IV	13-14	1,390	2,952	3,78	2,390	3,271	4,19	2,80
	14-15	1,320		3,10	1,780		3,44	2,12
	15-16	2,930		7,14	4,210		7,92	4,99
	16-17	2,95		7,14	4,190		7,92	4,97
	17-18	1,085		3,78	2,695		4,19	3,105
III	19-20	1,385	2,952	3,78	2,395	3,155	4,04	2,655
	20-21	1,615		3,10	1,485		3,32	1,705
	21-22	2,890		7,14	4,245		7,64	4,745
	22-23	2,950		7,14	4,210		7,64	4,710
	23-24	1,595		3,78	2,185		4,04	2,445
II	25-26	1,380	2,952	3,78	2,390	3,049	3,89	2,500
	26-27	1,555		3,10	1,545		3,20	1,645
	27-28	2,930		7,14	4,210		7,36	4,430
	28-29	2,950		7,14	4,190		7,36	4,410
	29-30	1,595		3,78	2,185		3,89	2,285
I	31-32	1,410	2,952	3,78	2,270	2,916	3,73	2,320
	32-33	1,535		3,10	1,565		3,07	1,535
	33-34	2,940		7,14	4,200		7,07	4,13
	34-35	2,955		7,14	4,185		7,07	4,115
	35-36	1,570		3,78	2,210		3,73	2,160

Remarque: M en t.m
signe utilisé



Moments Flexionnants, dans les Poutres, du Portique longitudinal n° 2
(Me et Mw par rapport à l'axe horizontal)

Niveau	G		P		SIV ↓		SIV ↑		SIV ↑		SIV ↓		SIV ↑		SIV ↓		SIV ↑		SIV ↓		SIV ↑		SIV ↓		SIV ↑		SIV ↓		SIV ↑		SIV ↓		SIV ↑		SIV ↓				
	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me					
I	1-2	144	4,84	-0,19	-0,30	-0,22	-0,42	0,27	0,42	1,92	-0,52	-1,92	0,52	-1,40	2,345	-2,80	0,22	3,495	-3,08	-1,11	2,945	-2,04	0,83	2,84	-1,52	1,80													
	2-3	120	2,28	0,88	-0,37	-0,38	-0,52	0,38	0,52	2,19	-0,22	-2,19	0,22	-1,62	1,325	-2,22	0,24	1,480	-3,38	-1,14	1,05	-5,36	1,00	-2,30	-3,38	-1,945													
II	3-4	3,22	-3,67	-0,52	-0,59	-0,74	-0,84	0,74	0,84	1,85	-0,715	-1,85	0,715	-3,84	3,835	-4,38	-2,63	5,200	-0,775	-6,35	4,85	-4,92	-1,15	-3,79	-4,85	-3,245													
	4-5	3,67	3,28	0,59	0,53	0,84	0,75	0,84	0,75	1,58	-0,735	-1,58	0,735	-4,38	3,805	-3,82	-3,52	5,13	-5,235	-6,68	4,86	-4,40	-1,84	-3,95	-5,00	-2,42													
III	5-6	2,47	1,77	-0,40	-0,49	-0,56	-0,31	0,56	0,37	2,96	-0,205	-2,96	0,205	-2,95	2,030	-1,10	-0,47	4,905	-2,155	-6,39	2,735	-1,305	0,65	-1,41	-5,22	-0,505													
	7-8	1,20	1,55	-0,44	-0,53	-0,33	-0,42	0,33	0,42	4,22	-1,29	-4,22	1,29	-1,70	2,40	-2,19	2,88	4,25	-3,80	-6,76	1,67	-1,22	3,54	-2,96	-5,10	-0,38													
IV	8-9	1,39	1,73	-0,42	-0,59	-0,38	-0,42	0,38	0,42	5,46	-0,53	-5,46	0,53	-1,95	1,54	-2,44	3,22	2,53	-3,32	-7,70	1,17	-2,26	3,98	-2,38	-1,49	-1,32													
	9-10	2,29	3,06	-0,94	-1,03	-0,77	-0,84	0,77	0,84	4,63	-0,42	-4,63	0,42	-3,32	4,215	-4,30	0,12	5,685	-5,35	-9,11	4,805	-4,51	1,67	-3,67	-7,59	-2,83													
V	10-11	3,06	2,83	-1,03	-0,95	-0,84	-0,78	0,84	0,78	3,98	-0,325	-3,98	0,325	-4,30	4,195	-3,92	-0,95	5,59	-4,89	-8,88	4,92	-4,235	0,73	-3,32	-7,23	-2,67													
	11-12	1,93	1,20	0,65	-0,44	-0,53	-0,33	0,53	0,33	7,14	-1,06	-7,14	1,06	-2,71	2,215	-1,69	4,29	3,835	-3,00	-1,95	1,715	-0,88	5,35	-2,34	-9,45	-0,22													
VI	13-14	1,22	1,55	-0,42	-0,53	-0,22	-0,35	0,22	0,35	7,69	-2,06	-7,69	2,06	-1,71	2,39	-2,19	5,79	4,86	-4,50	-9,59	0,74	-0,78	6,33	-3,80	-9,05	0,32													
	14-15	1,39	1,25	-0,42	-0,58	-0,30	-0,37	0,30	0,37	8,73	-0,815	-8,73	0,815	-1,95	1,78	-1,95	6,57	2,935	-3,015	-10,89	1,805	-1,385	7,17	-2,21	-10,29	-0,44													
VII	15-16	2,80	3,06	-0,94	-1,03	-0,61	-0,67	0,67	0,61	7,39	-0,645	-7,39	0,645	-3,91	4,27	-4,30	3,04	5,635	-4,99	-6,14	4,315	-4,115	4,56	-4,085	-10,52	-2,775													
	16-17	3,06	2,84	-1,03	-0,96	-0,67	-0,62	0,62	0,62	6,36	-0,515	-6,36	0,515	-4,30	4,19	-3,98	1,60	5,985	-4,935	-11,42	4,45	-3,905	0,24	-3,695	-9,78	-2,665													
VIII	17-18	1,08	1,09	-0,65	-0,37	-0,42	-0,24	0,42	0,24	11,81	-1,169	-11,81	1,169	-1,86	2,635	-1,53	10,5	4,795	-3,39	-13,96	1,115	-0,01	10,5	-2,71	-13,12	0,47													
	19-20	1,22	1,55	-0,42	-0,53	-0,19	-0,25	0,19	0,25	10,34	-2,775	-10,34	2,775	-1,71	2,395	-2,19	8,52	4,18	-4,815	-12,16	-0,22	0,445	8,9	-2,605	-11,78	0,945													
IX	20-21	1,40	1,83	-0,48	-	-0,23	-0,30	0,23	0,30	11,73	-1,095	-11,73	1,095	-1,98	1,485	-1,57	9,62	5,84	-3,815	-13,84	0,61	-1,655	10,08	-3,245	-13,38	-1,05													
	21-22	3,73	3,06	-0,92	-1,03	-0,45	-0,50	0,45	0,50	9,94	-0,895	-9,94	0,895	-3,84	4,245	-4,30	5,84	5,64	-5,485	-14,04	3,85	-3,695	6,79	-4,485	-13,74	-2,69													
X	22-23	3,06	2,80	-1,03	-0,94	-0,50	-0,46	0,46	0,50	8,55	-0,695	-8,55	0,695	-4,30	4,21	-3,93	3,96	5,905	-4,895	-13,14	2,33	-3,505	4,93	-3,275	-12,72	-1,58													
	23-24	1,97	1,22	-0,67	-0,42	-0,32	-0,19	0,32	0,19	15,89	-2,38	-15,89	2,38	-2,71	2,185	-1,71	12,93	4,805	-4,20	-18,81	0,65	-0,56	13,57	-3,82	-18,21	0,94													

Moments Flexionnants, dans les Poutres, du Portique longitudinal 1-1
(Suite)

NIVEAU	Travée	G		P		SI v ↓		SI v ↑		SI H →		SI H ←		G + 1, 2 P			G + P + SI v ↓ + SI v ↑			G + P + SI v ↓ + SI H			G + P + SI v ↓ + SI H			G + P + SI v ↓ + SI H		
		Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw
II	85-86	-1,22	1,56	-0,44	-0,53	-0,14	-0,17	0,14	0,17	13,47	-3,59	-13,47	3,59	-1,21	2,390	-2,19	1,72	6,09	-5,85	-15,24	-1,09	1,33	11,98	-5,51	-14,96	1,67		
	86-87	-1,39	1,72	-0,47	-0,58	-0,16	-0,19	0,16	0,19	15,28	-1,425	-15,28	1,425	-1,91	1,545	-2,18	1,326	3,07	-3,915	-19,3	0,22	-1,018	13,58	-3,535	-1,632	0,685		
	87-88	-2,80	3,06	-0,94	-1,03	-0,30	-0,34	0,30	0,34	12,55	-1,465	-12,55	1,465	-3,93	4,24	-4,30	8,92	5,60	-5,595	-14,99	3,265	3,265	9,51	-4,915	-1,639	-2,585		
	88-89	-3,06	2,84	-1,03	-0,55	-0,34	-0,31	0,34	0,31	11,14	-0,905	-11,14	0,905	-4,30	4,19	-3,50	6,72	5,575	-4,605	-15,52	3,505	-2,295	7,39	-3,985	-14,89	-2,775		
	89-90	-1,97	1,22	-0,65	-0,44	-0,21	-0,13	0,13	0,13	10,65	-2,94	-10,65	2,94	-2,77	2,185	-1,72	12,82	5,224	-4,705	-23,48	-0,65	1,185	18,54	-4,44	-23,06	14,45		
	34-32	-1,26	1,56	-0,43	-0,53	-0,06	-0,08	0,06	0,08	12,64	-3,32	-12,64	3,32	-1,78	2,32	-2,19	10,89	5,69	-5,54	-14,39	-1,05	1,80	11,01	-5,38	-14,22	1,36		
	32-33	-1,38	1,69	-0,47	-0,57	-0,07	-0,09	0,07	0,09	11,34	-1,335	-11,34	1,335	-1,90	1,565	-2,32	12,42	2,87	-3,685	-16,26	0,20	-1,015	12,56	-3,505	-14,42	-0,832		
	33-34	-2,82	3,06	-0,95	-1,03	-0,44	-0,45	0,44	0,45	12,15	-1,09	-12,15	1,09	-3,96	4,20	-4,30	8,94	5,22	-5,33	-16,06	3,04	-3,75	8,52	-5,03	-15,78	-2,85		
	34-35	-3,06	2,85	-1,03	-0,56	-0,44	-0,44	0,45	0,44	10,45	-0,85	-10,45	0,85	-4,30	4,185	-4,00	6,22	4,985	-4,80	-14,09	3,265	-3,10	6,54	-4,52	-14,39	-2,82		
	35-36	-1,89	1,25	-0,64	-0,43	-0,09	-0,04	0,09	0,04	19,38	-2,76	-19,38	2,76	-2,66	2,22	-1,77	16,76	4,32	-4,48	-21,96	-0,6	1,04	16,94	-4,4	-21,82	1,42		

Efforts tranchants, dans les Poutres, du Portique longitudinal 2-1 par

Niveau	G		P		SI ↓		SI ↑		SI H		SI H		G + 1/2 P		G + P + SI ↓		G + P + SI ↑		G + P + SI H		G + P + SI H		
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	
I	1-2	3,82	-4,24	0,613	-0,686	0,870	-0,92	-0,870	0,970	-1,36	-1,36	1,36	1,36	4,556	-5,058	3,943	7,222	6,663	-4,532	2,203	-5,312	4,923	-2,592
	2-3	3,32	-3,99	0,556	-0,618	0,790	-0,88	-0,790	0,880	-1,19	-1,19	1,19	1,19	3,977	-4,732	3,466	6,670	5,846	-4,898	1,886	-4,918	4,266	-2,538
	3-4	5,94	-5,65	0,875	-0,907	1,244	-1,289	-1,244	1,289	-0,69	-0,69	0,69	0,69	6,490	-5,738	6,869	8,534	8,249	-7,154	4,387	-5,958	5,629	-4,578
II	4-5	5,63	-5,45	0,905	-0,877	1,287	-1,246	-1,287	1,246	-0,71	-0,71	0,71	0,71	6,716	-6,502	7,112	8,283	8,532	-6,863	4,538	-5,791	5,958	-4,371
	5-6	4,44	-3,62	0,774	-0,582	0,980	-0,862	-0,980	0,862	-1,44	-1,44	1,44	1,44	5,297	-4,318	4,724	6,474	7,544	-6,654	2,764	-4,750	5,584	-1,930
	1-2	7,24	-3,47	1,098	-1,173	0,895	-0,951	-0,895	0,951	3,39	-3,39	3,39	3,39	4,557	-4,877	4,843	8,984	8,623	-4,204	0,053	-7,082	6,833	-0,302
III	8-9	2,88	-3,20	0,988	-1,071	0,805	-0,867	-0,805	0,867	-3,00	-3,00	3,00	3,00	4,065	-4,385	4,673	8,738	7,573	-2,138	0,063	-5,986	6,063	0,014
	9-10	4,45	-4,78	1,542	-1,582	1,253	-1,285	-1,253	1,285	-1,75	-1,75	1,75	1,75	6,300	-6,678	5,495	9,397	8,995	-5,892	2,989	-6,827	6,489	-3,327
	10-11	4,67	-4,57	1,580	-1,544	1,283	-1,255	-1,283	1,255	-1,79	-1,79	1,79	1,79	6,566	-6,423	5,743	9,159	9,323	-5,579	3,777	-6,619	6,757	-3,069
IV	11-12	3,59	-3,73	1,211	-1,061	0,985	-0,860	-0,985	0,860	-3,52	-3,52	3,52	3,52	5,043	-4,403	2,266	8,571	9,306	-1,571	0,296	-6,851	7,336	0,789
	13-14	3,25	-3,47	1,098	-1,173	0,762	-0,770	-0,762	0,770	-5,41	-5,41	5,41	5,41	4,567	-4,877	0,300	10,865	10,52	-0,055	-1,824	-9,344	8,946	1,429
	15-16	3,09	-2,99	0,992	-1,067	0,692	-0,644	-0,692	0,644	-4,79	-4,79	4,79	4,79	4,280	-4,270	0,016	9,491	9,564	0,089	-1,400	-8,203	8,180	-1,377
V	15-16	4,56	-4,68	1,542	-1,582	1,027	-1,000	-1,027	1,000	-2,81	-2,81	2,81	2,81	6,440	-6,578	4,319	10,072	9,939	-4,452	2,865	-8,072	7,885	-2,452
	16-17	4,67	-4,57	1,578	-1,544	1,002	-1,025	-1,002	1,025	-2,86	-2,86	2,86	2,86	6,564	-6,425	4,390	10,002	10,110	-4,285	2,386	-7,951	8,106	-2,231
	17-18	3,34	-3,38	1,224	-1,198	0,681	-0,773	-0,681	0,773	-5,62	-5,62	5,62	5,62	4,808	-4,637	-0,375	10,844	10,865	0,399	-1,777	-9,431	9,503	1,809
VI	19-20	3,26	-3,46	1,098	-1,173	0,533	-0,574	-0,533	0,574	-7,28	-7,28	7,28	7,28	4,577	-4,867	-2,338	12,148	12,171	2,076	-3,955	-11,342	11,105	3,218
	20-21	2,89	-3,19	0,981	-1,078	0,476	-0,524	-0,476	0,524	-6,44	-6,44	6,44	6,44	4,067	-4,404	-2,093	11,123	10,781	1,648	-3,045	-10,184	9,835	2,696
	21-22	4,54	-4,69	1,537	-1,587	0,747	-0,770	-0,747	0,770	-3,77	-3,77	3,77	3,77	6,384	-6,594	3,054	10,871	10,594	-3,277	1,560	-9,277	9,100	-1,777
VII	22-23	4,68	-4,56	1,582	-1,544	0,768	-0,750	-0,768	0,750	-3,85	-3,85	3,85	3,85	6,578	-6,440	3,180	10,707	10,888	-3,004	1,644	-9,201	9,344	-1,501
	23-24	3,59	-3,42	1,217	-1,055	0,592	-0,514	-0,592	0,514	-7,50	-7,50	7,50	7,50	5,050	-4,386	2,102	12,186	12,893	2,814	-3,235	-11,764	11,715	3,836

Les Efforts Tranchants, dans les Poutres, du Portique longitudinal 2.2.2. (suite)

Niveau	G		P		SIV ↓		SIV ↑		SIN →		SIN ←		G+1.2.P		G+P+SIV↑SIN		G+P+SIV↑SIN		G+P+SIV↑SIN			
	TW	Te	TW	Te	TW	Te	TW	Te	TW	Te	TW	Te	TW	Te	TW	Te	TW	Te	TW	Te		
25-26	3,25	-3,47	1,098	-1,173	0,369	-0,319	-0,369	0,339	-9,47	-9,47	9,47	9,47	4,567	-4,877	-4,153	14,144	14,187	4,448	-5,494	-13,734	13,414	5,206
26-27	2,93	-3,16	0,998	-1,067	0,325	-0,345	-0,325	0,325	-8,39	-8,39	8,39	8,39	4,120	-4,440	-4,143	12,96	12,537	3,878	-4,793	-12,292	11,987	4,488
27-28	4,96	-4,68	1,542	-1,582	0,499	-0,517	-0,499	0,499	-4,90	-4,90	4,90	4,90	6,675	-6,374	-4,846	11,53	11,866	1,514	0,816	-10,518	10,836	-0,498
28-29	4,67	-4,52	1,671	-1,453	0,515	-0,501	-0,515	0,515	-5,01	-5,01	5,01	5,01	6,675	-6,374	-4,846	11,53	11,866	1,514	0,816	-10,518	10,836	-0,498
29-30	3,59	-3,12	1,241	-1,061	0,395	-0,345	-0,345	0,395	-9,83	-9,83	9,83	9,83	5,043	-4,393	-4,634	14,356	15,026	5,304	-5,424	-13,354	13,084	4,426
31-32	3,25	-3,46	1,104	-1,167	0,163	-0,176	-0,163	0,163	-8,89	-8,89	8,89	8,89	4,575	-4,86	-4,273	13,69	13,401	4,087	-4,698	-14,917	14,688	3,873
32-33	2,94	-3,15	0,995	-1,064	0,147	-0,161	-0,147	0,147	-7,88	-7,88	7,88	7,88	4,134	-4,427	-3,798	12,25	11,962	3,508	-4,092	-14,917	14,688	3,873
33-34	4,56	-4,67	1,544	-1,580	0,231	-0,235	-0,235	0,231	-4,60	-4,60	4,60	4,60	6,413	-6,566	-4,735	11,085	10,935	1,885	1,273	-10,619	10,473	-1,119
34-35	4,67	-4,52	1,578	-1,546	0,235	-0,231	-0,231	0,235	-4,70	-4,70	4,70	4,70	6,564	-6,425	-4,783	11,044	11,183	1,647	1,379	-10,584	10,713	-1,184
35-36	3,56	-3,16	1,202	-1,030	0,179	-0,160	-0,160	0,179	-9,23	-9,23	9,23	9,23	5,002	-4,444	-4,289	13,62	14,771	4,84	-4,647	-13,281	13,813	5,779

et Moments et Efforts Normaux, dans les poteaux, du parking long. 1-2 Jan

Files poteaux		G			P			Siv↑ (Siv↑)			Siv↑ (Siv↑)			G + P/S + Siv↑ + Siv↑			G + P + Siv↑ + Siv↑			G + P + Siv↑ + Siv↑							
Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N				
1-7	-0,51	1,17	3,82	-0,19	0,79	0,613	-0,15	0,87	0,870	-2,91	1,55	-1,36	1,825	3,42	2,53	2,94	2,9,4	2,05	0,04	3,89	1,89	0,90	1,40	5,78	5,78		
7-13	-0,61	0,63	3,24	-0,21	0,22	1,098	-0,14	0,49	0,895	-5,81	3,87	-3,39	-	-6,32	4,37	0,22	3,16	4,85	-2,85	9,95	1,34	4	-0,86	0,90	15,78	11,56	
13-18	-0,61	0,64	3,25	-0,21	0,24	1,098	-0,10	0,49	0,762	-7,94	6,50	-5,44	-	-8,49	7,01	-1,48	1,68	7,02	-5,54	11,75	2,94	4,8	-0,86	0,86	5,79	1,35	
19-25	-0,61	0,61	3,25	-0,21	0,21	1,098	-0,09	0,40	0,533	-9,99	9,39	-7,28	-	-9,97	9,94	3,11	-1,42	8,50	-8,49	18,40	4,2	8,8	-0,86	0,86	5,80	2,15	
25-31	-0,55	0,61	3,25	-0,19	0,21	1,098	-0,03	0,09	0,369	-11,26	11,26	-9,47	-	-11,92	11,84	-5,74	-6,57	10,49	-10,34	15,41	5,82	9	-0,78	0,86	5,79	2,84	
31-38	/	0,69	3,25	/	0,24	1,104	/	0,03	0,163	-12	12,18	-8,89	1,225	3,62	1,88	7,43	-7,18	8,12	-11,22	14,38	7,2	6,7	/	0,98	0,86	5,79	2,84
2-8	0,08	-0,14	7,55	0,03	-0,02	1,238	0,02	-0,05	1,776	-3,69	1,99	+0,71	1,225	3,62	1,88	7,43	8,12	-11,22	14,38	7,2	6,7	/	0,98	0,86	5,79	2,84	
8-14	0,08	-0,08	6,35	0,03	-0,03	2,161	0,02	-0,02	1,756	-7,27	4,85	0,39	-	7,20	4,78	6,64	14,07	7,40	-4,98	11,10	22,71	0,116	-0,12	10,16	10,84	10,86	
14-20	0,10	-0,08	6,56	0,04	-0,03	2,165	0,01	-0,02	1,404	-9,94	8,13	0,62	-	9,84	8,06	7,43	21,51	10,09	-9,26	9,51	32,21	0,116	-0,12	10,38	3,9,80		
20-26	0,08	-0,10	6,35	0,03	-0,04	2,154	0,01	-0,01	1,047	-11,75	11,75	0,84	-	-11,61	11,65	7,80	29,31	11,97	-11,90	9,94	42,15	0,116	-0,15	10,16	40,95		
26-32	0,08	-0,08	6,40	0,03	-0,03	2,165	0,003	-0,01	0,704	-14,15	14,15	1,08	-	-14,01	14,03	18,43	37,34	14,26	-14,22	9,41	51,56	0,116	-0,12	10,22	51,17		
32-38	/	-0,10	6,40	/	0,03	2,162	/	-0,008	0,323	-10,16	15,23	1,01	0,975	-10,16	15,13	18,49	46,23	10,16	-15,36	8,85	60,41	/	-0,14	0,97	61,14		
3-9	-0,50	0,94	9,43	-0,17	0,15	1,493	-0,14	0,22	2,124	3,69	1,99	0,50	1,225	4,08	2,74	9,33	9,33	2,88	-0,68	13,77	13,77	0,70	1,12	11,22	11,22		
9-15	-0,54	0,56	7,65	-0,18	0,19	2,613	-0,12	0,16	2,120	-7,27	4,85	1,25	-	-7,73	5,29	8,53	17,96	6,43	-3,94	12,36	26,12	-0,76	0,79	12,01	23,23		
15-21	-0,59	0,54	7,55	-0,23	0,18	2,609	-0,11	0,12	1,684	-9,94	8,13	1,98	-	-10,51	8,59	9,61	27,46	8,91	-7,29	11,08	37,20	-0,97	0,76	10,68	33,91		
21-27	-0,54	0,69	7,73	-0,18	0,23	2,615	-0,06	0,11	1,271	-11,75	11,75	2,67	-	-12,27	12,38	10,98	38,34	10,97	-10,21	10,17	47,37	0,76	0,97	10,67	44,77		
27-33	-0,50	0,54	7,72	-0,17	0,18	2,609	-0,02	0,06	0,844	-14,15	14,15	3,49	-	-14,80	14,67	12,11	50,45	13,46	-13,37	10,94	56,31	-0,70	0,76	12,09	56,84		
33-39	/	0,62	7,71	/	0,21	2,608	/	0,03	0,392	-10,16	15,23	3,28	0,975	-10,16	15,88	12,09	62,54	10,16	-14,37	9,44	64,72	/	0,84	11,81	68,65		
4-10	/	/	11,28	/	/	1,812	/	/	2,578	3,69	3,69	-0,02	1,225	-3,69	3,69	10,27	10,27	3,69	3,69	16,91	16,91	/	/	14,20	14,67		
10-16	/	/	9,45	/	/	3,162	/	/	2,568	-7,27	4,39	-0,04	-	-7,27	4,39	18,97	18,97	-1,89	16,45	33,35	/	/	14,47	29,13			
16-22	/	/	9,35	/	/	3,160	/	/	2,002	-9,94	4,95	-0,05	-	-9,94	4,85	9,16	22,12	9,94	-4,95	15,79	49,14	/	/	14,37	43,50		
22-28	/	/	9,37	/	/	3,169	/	/	4,538	11,75	8,13	-0,08	-	-11,75	8,13	9,61	37,73	11,75	-8,13	15,38	64,52	/	/	14,40	57,90		
28-34	/	/	9,35	/	/	3,253	/	/	2,039	-14,15	11,75	-0,11	-	-14,15	11,75	10,08	47,82	-14,15	-11,75	14,97	79,49	/	/	14,48	72,38		
34-40	/	/	9,34	/	/	3,158	/	/	0,470	-10,16	14,15	-0,10	0,975	-10,16	14,15	10,38	59,19	-10,16	-16,15	14,04	93,53	/	/	14,10	86,48		

Les moments et efforts normaux dans les poteaux, du Portique long. d. 1.20m
(Daire)

Files	G			P			Siv↑ (Siv↑)			Siv↑ (Siv↑)			n	G + P/5 + Siv↑ + Siv↑			G + P + Siv↑ + Siv↑			G + 1,2 P					
	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N		Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N
5-11	0,42	-0,81	9,89	0,15	-0,8	1,591	0,18	-0,19	2,286	3,69	1,99	-0,70	1,225	-3,36	1,34	8,51	8,51	4,38	-3,12	15,63	15,63	0,60	-0,99	13,02	13,02
11-17	0,46	-0,47	8,16	0,15	-0,16	2,755	0,10	0,13	2,240	-1,21	4,85	-1,73	"	-6,88	4,48	5,97	14,47	7,98	-5,61	16,11	31,74	0,64	-0,66	12,69	25,71
17-23	0,54	-0,46	7,91	0,18	-0,15	2,770	0,09	0,10	1,706	-0,94	8,13	-2,76	"	-9,46	3,74	5,22	19,70	10,75	-8,84	16,37	4,8,11	0,156	-0,64	12,46	3,816
23-29	0,46	-0,54	8,15	0,15	-0,18	2,758	0,05	-0,09	1,342	-1,75	11,75	-3,65	"	-11,31	11,26	4,93	24,63	12,41	-12,56	17,13	6,5,23	0,64	-0,76	12,68	5,9,84
29-35	0,42	-0,46	8,16	0,14	-0,15	2,664	0,02	-0,05	0,896	-14,15	14,15	-4,82	"	-13,71	13,71	4,20	28,83	14,73	-14,81	17,76	82,99	0,59	-0,61	12,58	63,42
35-41	/	-0,53	8,13	/	-0,19	2,748	/	-0,03	0,410	-10,16	15,23	-4,53	0,975	-10,16	14,69	4,71	33,55	10,16	-15,98	16,79	99,78	/	-0,76	12,40	75,82
6-12	0,57	-1,17	3,62	0,16	-0,19	0,582	0,15	0,22	0,862	-2,86	1,59	-1,47	1,225	-2,81	0,11	5,51	5,51	3,54	-2,68	4,88	4,879	0,76	-1,40	5,54	5,54
12-18	0,81	-0,63	3,13	0,28	-0,22	1,061	-0,18	0,17	0,860	-5,81	3,87	3,52	"	-4,76	3,03	7,23	12,74	6,72	-4,55	2,76	7,635	1,91	-0,89	5,63	11,16
18-24	0,61	-0,81	3,38	0,21	-0,28	1,048	0,10	0,18	0,793	-7,94	6,50	5,62	"	-7,19	5,45	9,64	2,238	8,66	-7,41	0,83	8,461	0,86	-1,15	5,86	17,02
24-30	0,61	-0,61	3,12	0,21	-0,21	1,055	0,09	0,10	0,511	-9,39	9,39	7,50	"	-8,67	8,64	11,51	33,08	10,14	-10,11	1,59	6,872	0,86	-0,86	5,61	22,63
30-36	0,55	-0,61	3,12	0,24	-0,21	1,061	-0,03	0,07	0,345	-11,96	11,26	9,83	"	-19,65	19,54	14,05	47,93	12,02	-15,01	-4,08	2,793	0,84	-0,86	5,62	27,79
36-42	/	-0,63	3,16	/	-0,24	1,070	/	0,03	0,160	-8,12	12,18	9,23	0,975	8,12	11,42	13,42	61,34	8,12	-13,08	3,87	-1,078	/	-0,96	5,42	32,21

FERRAILLAGE
DES
POUTRES

Ferraillage des Poutres

Méthode de Calcul:

Les poutres, de chaque portique sont soumises à un moment fléchissant et à un effort normal (effort tranchant dans les poteaux), dans chacune de leurs sections de calcul. Il devrait être fait, en flexion composée, mais, compte tenu de l'Annexe A15, du CCBA88 qui stipule que par simplification on ne fait pas état, dans le calcul, des efforts normaux dans les poutres; le calcul sera donc mené 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.

Sollicitations du 1^{er} genre:

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

Sollicitations du 2nd genre:

$$G + P + SI_V \uparrow \downarrow + \overleftrightarrow{SI}_H \text{ avec } \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Les sections d'acier seront déterminées pour la sollicitation du 1^{er} genre (SP_1) $G+1,2P$ et pour la plus défavorable des sollicitations du 2nd genre (SP_2). La méthode de détermination des armatures est celle de P. Charon.

Portique longitudinal 1.1.

Sous chaque sollicitation (G), (P) ou (SI) nous avons déjà d'obtance des différents efforts (M et T) pour chaque poutre.

Pour déterminer les armatures longitudinales, on compare les deux sollicitations 1.5 (SP_1) et (SP_2).

- Si $1,5 (SP_1) > (SP_2)$, on déterminera les armatures pour (SP_1).

- Si $1,5 (SP_1) < (SP_2)$, on déterminera les armatures pour (SP_2).

Niveau II:

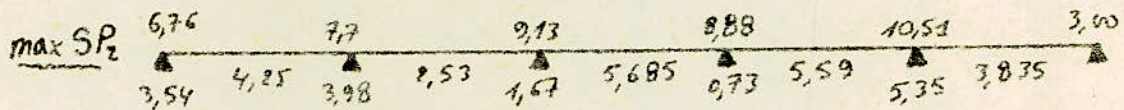
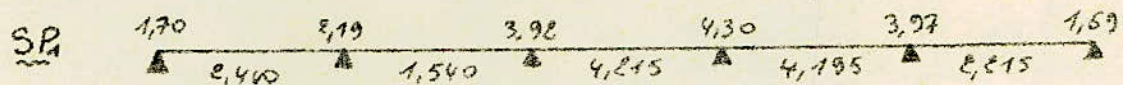
• Sous SP_1 :



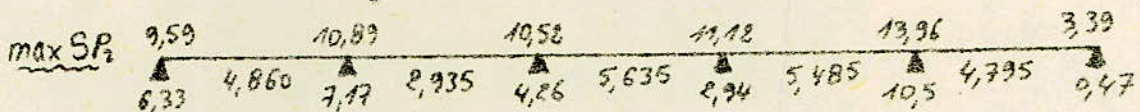
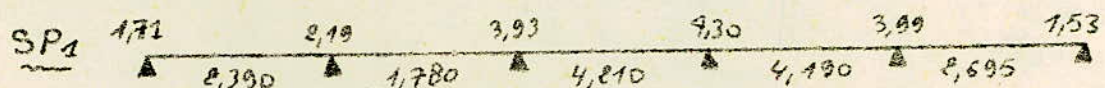
Sous max SP₂



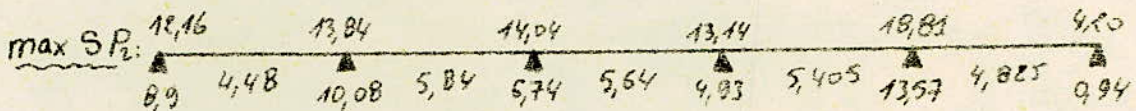
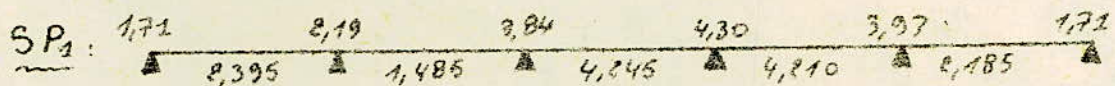
Niveau II:



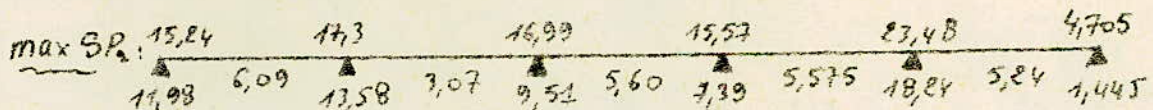
Niveau III:



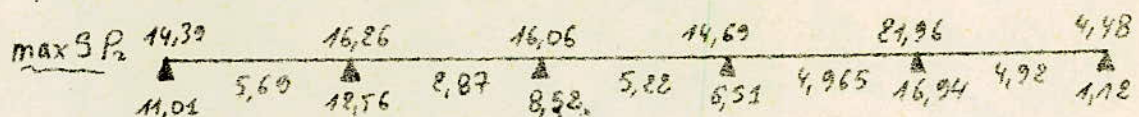
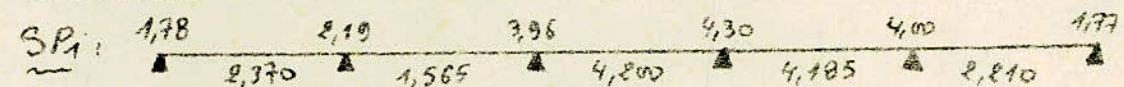
Niveau III:



Niveau II:



Niveau I:



NB: les moments sont donnés en t.m

Niveau VI

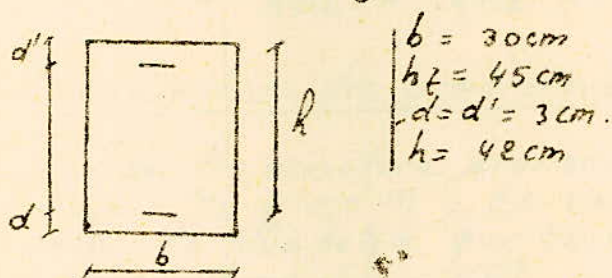
Armatures longitudinales:

- Section entravée: on ferraillera toutes les travées avec le moment le plus grand.

$1,5 (SP_1) = 1,5 \cdot 3,835 = 5,753 \text{ t.m} > 5,2 \text{ t.m}$

- on prendra, donc $M = 3,835$ pour SP_1 .

- Caractéristiques géométriques, de la section:



$b = 30 \text{ cm}$
 $h = 45 \text{ cm}$
 $d = d' = 3 \text{ cm}$
 $h = 42 \text{ cm}$

$\mu = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 3,835 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 42^2} = 0,0388 \rightarrow \begin{cases} K = 44,6 \\ \varepsilon = 0,9167 \end{cases}$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{44,6} = 62,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$
 donc β armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{3,835 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9167 \cdot 42} = 3,56 \text{ cm}^2$ nous adoptons une poutre entravée de 5T12 ($A = 5,65 \text{ cm}^2$).

Section aux appuis de rive:

$1,5 (SP_1) = 1,5 \cdot 1,40 = 2,10 < (SP_2) = 2,155 \text{ t.m}$, on prend

$M = 2,155$ pour (SP_2)

$\mu = \frac{15 \cdot 2,155 \cdot 10^5}{4200 \cdot 30 \cdot 42^2} = 0,0145 \rightarrow \begin{cases} K = 78,5 \\ \varepsilon = 0,9465 \end{cases}$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{4200}{78,5} = 53,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 105,5 \text{ kg/cm}^2$ pas besoin d'aciers comprimés.

$A = \frac{2,155 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9465 \cdot 42} = 1,59 \text{ cm}^2$ soit 5T10 ($3,92 \text{ cm}^2$)

Section aux appuis intermédiaires:

$1,5 (SP_1) = 1,5 \cdot 4,38 = 6,57 \text{ t.m} < 6,68 \text{ t.m}$ soit $M = 6,68 \text{ t.m}$ pour SP_1 .

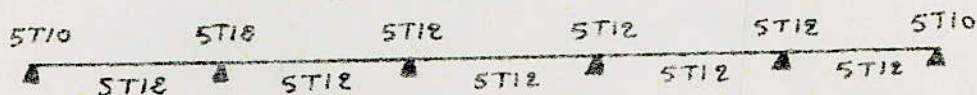
$\mu = \frac{15 \cdot 6,68 \cdot 10^5}{4200 \cdot 30 \cdot 42^2} = 0,0951 \rightarrow \begin{cases} K = 90,8 \\ \varepsilon = 0,9104 \end{cases}$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{4200}{90,8} = 100,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 105,5 \text{ kg/cm}^2$ pas besoin d'aciers comprimés.

$A = \frac{6,68 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9104 \cdot 42} = 4,15 \text{ cm}^2$ soit 5T12 ($5,65 \text{ cm}^2$).

Remarque: Les moments positifs, aux appuis seront repris par les armatures en travées qui seront plus longues, données par $M_f = 3,835 \text{ t.m.}$

Section 3 d'aciers adoptées:



Détermination des armatures transversales:

pour pouvoir utiliser les armatures transversales verticales il suffit d'avoir $\tau_b \leq 2,5 \bar{\sigma}_b = 2,5 \cdot 5,9 = 14,75 \text{ kg/cm}^2$. En effet la valeur la plus petite que τ_b ne devrait pas dépasser sera obtenue pour $\bar{\sigma}_b = e \bar{\sigma}_b$. Ce qui nous donnera:

$$\tau_b \leq \left(9,5 - e \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \text{ tangentielle et: } \tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z}$$

On déterminera les armatures pour l'effort tranchant d'appui maximal pour le niveau considéré et on adoptera les mêmes espacements pour toutes les travées.

pour le niveau VI $T_{\max} = 6,738 \text{ t.}$ il est à noter que pour les armatures transversales seuls les sollicitations du 1^{er} genre sont prises en compte.

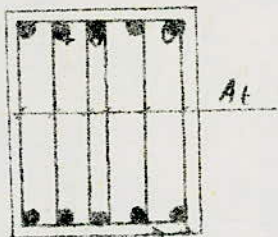
Donc la contrainte de cisaillement max:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \text{ avec } \begin{cases} T = 6,738 \text{ t} \\ b = 30 \text{ cm} \\ z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 42 = 36,75 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{6,738 \cdot 10^3}{30 \times 36,75} = 6,118 \text{ kg/cm}^2 < 14,75 \text{ kg/cm}^2 \text{ et donc les armatures verticales suffisent}$$

On prend 2 cadres $\phi 8$ + 1 étrier $\phi 8$.

$$A_t = 6 \times (\phi 8) = 3,01 \text{ cm}^2 ; \bar{\sigma}_{en} = 240 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Nuence F2E24)}$$



Espacement des armatures transversales:

l'espacement sera donné par:

au niveau de T_{\max}

$$t = \frac{A_l \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{at} : \text{contr. adm. des armatures} \\ \text{transversales.} \\ \bar{\sigma}_{at} = \frac{\sigma}{\beta_3} \bar{\sigma}_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{car } \beta_3 \text{ a desuise de beton-} \\ \text{nage (cas de fauorable)} \end{array} \right.$$

$$t = \frac{3,01 \cdot 36,75 \cdot 1600}{6,738 \cdot 10^3} = 26,32 \text{ cm.}$$

Ecartement admissible (C.C.B.A. 68 Art. 52.1e)

L'écartement calculé t doit être inférieur à l'écartement adm. \bar{t} .

$$t < \bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = 0,2 h = 0,2 \cdot 42 = 8,4 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = h \left(1 - 0,2 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 42 \cdot \left(1 - \frac{0,417}{5,9} \right) \\ = 28,3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- on prend $t = 25 \text{ cm}$.

D'après le C.T.C, en zone nodale $t_{max} = \min(0,3h; 1e\phi) = 19,6 \text{ cm}$

en zone courante $t = 0,5 h = 21 \text{ cm}$.

On adopte, finalement, comme espacement :

- en zone nodale $t = 10 \text{ cm}$.

- " courante $t = 20 \text{ cm}$.

Vérifications:

1. Vérification de la fessuration: $\bar{\omega}_f = \frac{A}{Bf} = \frac{5,65}{2 \times 30 \times 3} = 0,0714$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{n}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{12} \cdot \frac{0,0714}{1 + 0,714} = 4877 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{n}{\phi} \cdot k \cdot \sigma_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{12} \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,9} = 2507 \text{ kg/cm}^2$$

Nous avons, au maximum : $\sigma_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right. = 4877$.
Vérifiée.

2. Condition de non fragilité:

$$A \geq \begin{cases} A_0 = 5,65 \text{ cm}^2 & (A_0 = \text{section minimum adoptée}) \\ \min \left\{ \begin{array}{l} A_1 = 1,2 A_0 = 6,78 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 0,69 \cdot \frac{\sigma_{gen}}{\phi} \cdot b h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 30 \times 42 = 1,220 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \end{cases}$$

La condition est donc vérifiée.

3. Vérification à l'adhérence: on doit vérifier $\bar{\sigma}_d \leq \bar{\sigma}_d$

$\bar{\sigma}_d$: contr. d'adhérence admissible pour l'entraînement des armatures.

On a $\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$ avec $\psi_d = 1,5$ pour acier HA

$$\sigma_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} \quad \text{avec } \begin{cases} T = \text{effort tranchant max} = 6,738 \text{ t} \\ n = \text{nb de barres} = 5 \\ p = \text{périmètre de la barre} = 2\pi R = 3,77 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\sigma_d = \frac{6,738 \cdot 10^3}{3 \times 3,77 \times 36,75} = 16,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 2 \times 1,5 \times 5,0 = 15,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

4. Vérification de la flèche : (Art. 67 CCBA 68)

si la condition suivante est vérifiée il est inutile de vérifier la flèche. En général il y a trois cond. à vérifier, mais celle-ci est la plus restrictive.

$$\frac{A}{b_0 \cdot h} \leq \frac{q_3}{5 \sigma_{cn}} \Rightarrow A \leq \frac{43 \times 30 \times 42}{9200} = 12,9 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

5. Influence de l'effort tranchant (cond. aux appuis)

longueur de l'appui, on doit avoir : $c \geq \frac{eT}{b \cdot \bar{\sigma}_{b_0}} = c_0$

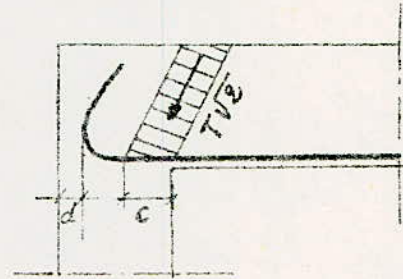
c_0 : étant la longueur de la bielle de béton nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau.

$$c_0 = \frac{eT}{b \cdot \bar{\sigma}_{b_0}} = \frac{2 \cdot 6,738 \cdot 10^3}{30 \cdot 68,5} = 6,56 \text{ cm}$$

$$c = a - d - \lambda = 40 - 2 - 5,5 \phi$$

$$= 40 - 2 - 5,5 \times 12$$

$$= 31,4 \text{ cm} \Rightarrow c > c_0 \quad \text{(Vérifiée)}$$



Armatures inférieures : (Art. 35.32, CCBA 68)

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 la suivante :

$$\sigma_{\bar{a}} \geq T + \frac{M}{\delta}$$

$T + \frac{M}{\delta}$ résulte de la combinaison la plus défavorable

Vérification des Contraintes:

cette vérification sera menée sous forme de tableau. Les sections seront vérifiées pour leur moment le plus défavorable. On indiquera pour chaque mètre son mode de sollicitation (SP₁ ou SP₂).

Section	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪
M(l.m)	1,40 (SP ₁)	2,345 (SP ₁)	4,14 (SP ₂)	1,375 (SP ₁)	6,33 (SP ₂)	3,875 (SP ₁)	6,68 (SP ₂)	3,805 (SP ₁)	6,39 (SP ₁)	4,905 (SP ₂)	2,155 (SP ₂)
A(cm ²)	3,92	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	3,92
\tilde{w}	0,311	0,448	0,448	0,448	0,448	0,488	0,488	0,488	0,488	0,488	0,311
E	0,9126	0,8982	0,8982	0,8982	0,8982	0,8982	0,8982	0,8982	0,8982	0,8982	0,9126
K	42,2	34,1	34,1	34,1	34,1	34,1	34,1	34,1	34,1	34,1	42,2
$\bar{\sigma}_a$	932	1100	1942	645	2970	1818	3134	1785	2998	2301	1434
$\bar{\sigma}'_b$	22,1	32,3	56,9	18,9	87	53,3	91,9	52,35	87,9	67,5	33,91

$$\tilde{w} = 100 \cdot \frac{A}{b \cdot h}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$$

Sous SP₁

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

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

Sous SP₂

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

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

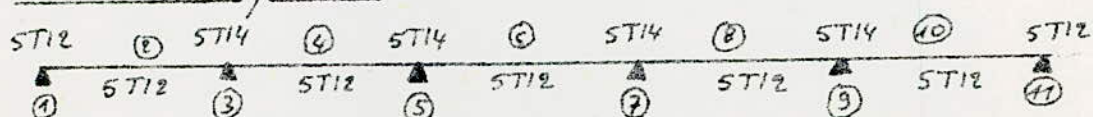
Remarque: on a dans tous les cas $\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a$

Pour les autres niveaux, on donnera les résultats sous forme de tableau. Pour chaque section on prendra le moment le plus défavorable et on indiquera le mode de sollicitation.

Niveau I:

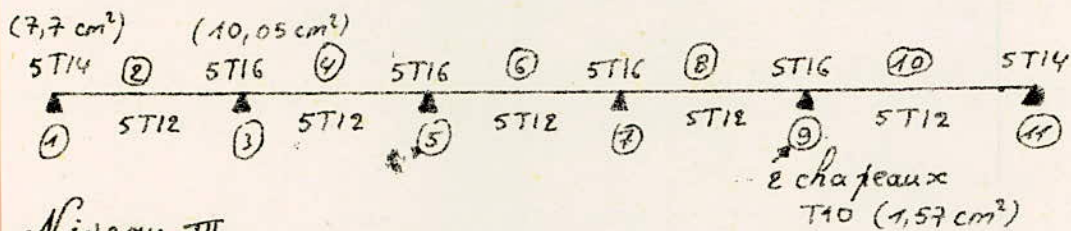
Section	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
M(l.m)	6,76 (SP ₂)	4,25 (SP ₂)	7,7 (SP ₁)	2,53 (SP ₂)	9,13 (SP ₁)	4,215 (SP ₁)	8,88 (SP ₂)	4,195 (SP ₁)	10,51 (SP ₂)	3,835 (SP ₂)	3,00 (SP ₂)
μ	0,0456	0,0287	0,0519	0,0171	0,0616	0,0427	0,0599	0,0421	0,0709	0,0259	0,0202
K	40,4	53,0	37,4	71,5	33,7	42,2	34,3	42,2	30,8	56,5	65,0
E	0,9098	0,9261	0,9046	0,9422	0,8972	0,9126	0,8986	0,9126	0,8908	0,9301	0,9375
A(cm ²)	4,21	2,60	4,82	1,52	5,77	3,93	5,6	3,91	6,69	2,34	1,81

Sections adoptées:



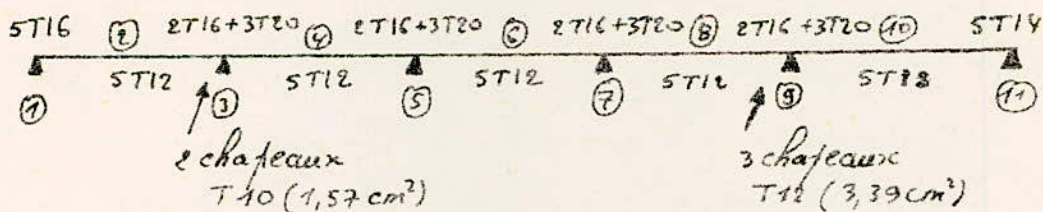
Niveau IV:

Section	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
M(t.m)	9,591 (SP ₂)	4,86 (SP ₂)	10,89 (SP ₂)	2,935 (SP ₂)	10,52 (SP ₂)	4,21 (SP ₂)	11,12 (SP ₂)	4,19 (SP ₂)	13,96 (SP ₂)	4,795 (SP ₂)	3,39 (SP ₂)
μ	0,0647	0,0328	0,0735	0,0198	0,0709	0,0426	0,0750	0,0424	0,0942	0,0324	0,0229
K	32,7	49,2	30,1	66,0	39,8	42,2	29,8	42,2	25,7	49,6	60,5
E	0,8962	0,9221	0,8891	0,9383	0,8508	0,9126	0,8889	0,9126	0,8771	0,9226	0,9378
A(cm ²)	6,07	2,98	6,94	1,77	6,69	3,92	7,09	3,90	8,58	2,95	2,05



Niveau III:

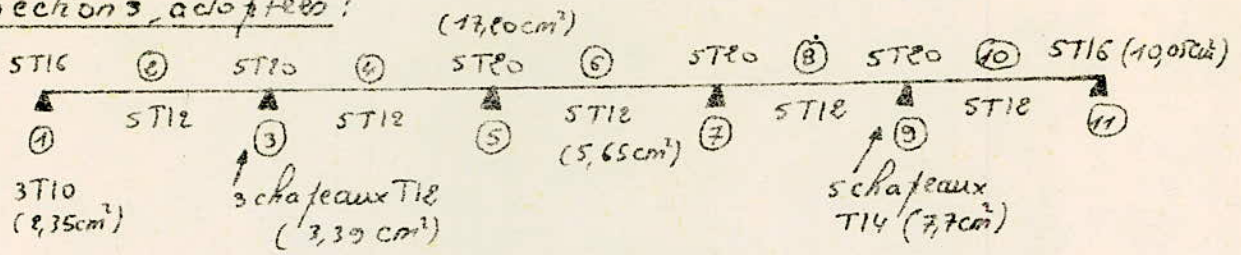
Section	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
M(t.m)	12,16 (SP ₂)	4,48 (SP ₂)	13,84 (SP ₂)	5,84 (SP ₂)	14,04 (SP ₂)	4,245 (SP ₂)	13,74 (SP ₂)	4,21 (SP ₂)	18,82 (SP ₂)	4,825 (SP ₂)	4,20 (SP ₂)
μ	0,0821	0,0302	0,0939	0,0394	0,0947	0,0429	0,0886	0,0426	0,1269	0,0325	0,0283
K	28,1	51,5	25,8	44,2	25,6	42,0	26,8	42,2	21,1	49,6	53,5
E	0,8840	0,9248	0,8774	0,9155	0,8768	0,9123	0,8804	0,9126	0,8615	0,9226	0,9270
A(cm ²)	7,79	2,75	8,94	3,61	9,07	3,95	8,46	3,92	12,37	2,96	2,56



Niveau II:

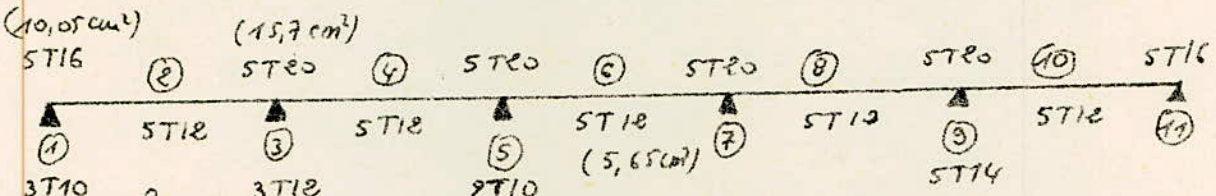
Section	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
M(t.m)	15,24 (SP ₂)	6,09 (SP ₂)	17,13 (SP ₂)	3,07 (SP ₂)	16,99 (SP ₂)	4,21 (SP ₂)	15,57 (SP ₂)	4,190 (SP ₂)	23,48 (SP ₂)	2,185 (SP ₂)	4,705 (SP ₂)
μ	0,1028	0,0411	0,1156	0,0207	0,1146	0,0426	0,1050	0,0424	0,1584	0,0221	0,0312
K	24,3	43,0	22,5	64,0	22,6	42,2	23,9	42,2	18,2	61,5	59,0
E	0,8728	0,9138	0,8664	0,9267	0,8671	0,9126	0,8715	0,9126	0,8494	0,9346	0,9231
A(cm ²)	9,89	3,778	11,20	1,85	11,10	3,92	10,12	3,90	15,67	1,99	2,88

Sections adoptées :



Niveau I:

section	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
M (t.m)	14,79 (SP ₂)	5,69 (SP ₂)	16,26 (SP ₂)	2,87 (SP ₂)	16,06 (SP ₂)	4,20 (SP ₁)	14,69 (SP ₂)	4,18 (SP ₁)	21,96 (SP ₂)	4,92 (SP ₂)	4,48 (SP ₂)
μ	0,0071	0,0384	0,1097	0,0194	0,1084	0,0427	0,0991	0,0424	0,1482	0,0332	0,0302
K	25,2	44,8	23,3	66,5	23,5	42,2	24,9	42,2	19,0	48,8	51,5
E	0,8756	0,0164	0,8695	0,9387	0,8701	0,9126	0,8747	0,9126	0,8529	0,9216	0,9218
A (cm²)	0,32	3,52	10,6	1,73	10,46	3,92	9,52	3,89	14,6	3,02	2,75



Vérifications:

1°) Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 30 \times 48 = 1,28 \text{ cm}^2$$

vérifiée pour toutes les sections.

2°) Condition de la flèche:

$$A \leq b h \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} = 30 \cdot 48 \cdot \frac{43}{4200} = 12,9 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée pour toutes les sections des travées}$$

3°) Condition de non-entraînement (Art. 29 CCBA 68)

Cette condition doit être vérifiée pour l'effort tranchant max. On prend le plus défavorable parmi les sollicitations (SP₁) et (SP₂).

Si $1,5 T(SP_1) > T(SP_2) \rightarrow$ on prend $T(SP_1)$.

Si $1,5 T(SP_1) < T(SP_2) \rightarrow$ on prend $T(SP_2)$.

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP}_1\text{)}$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,5 \times 17,7 = 26,55 \text{ (SP}_2\text{)}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{\eta p_3} \text{ il faudra que } \bar{\sigma}_d \leq \bar{\sigma}_d, \beta = \frac{7}{8} \cdot h = 36,75 \text{ cm}$$

Niveau	VI	V	IV	III	II	I
T _{max} (t)	6,738 ^(*) (SP1)	6,678 ^(*) (SP1)	10,865 ^(*) (SP2)	12,484 ^(*) (SP1)	15,026 ^(*) (SP2)	14,171 ^(*) (SP1)
n P (cm)	18,84	21,98	25,12	28,90	31,4	31,4
$\bar{\sigma}_d$	17,7	17,7	26,55	26,55	26,55	26,55
σ_d	9,73	8,26	11,77	11,75	13,02	12,28

Cette condition, est vérifiée pour tous les niveaux.

Conditions, aux appuis, à l'appui, on doit, avoir :

$$c \geq \frac{\sigma T}{6 \bar{\sigma}_d} = c_0, \quad c = a - d - \lambda, \quad T = \text{effort tranchant max à l'appui de rive.}$$

$\lambda = 5,5 \phi.$

Niveau	VI	V	IV	III	II	I
section	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)
T (t)	6,663 (SP2)	8,623 (SP2)	10,841 (SP2)	12,171 (SP2)	14,356 (SP2)	13,620 (SP2)
c ₀ (cm)	4,72	5,59	7,03	7,89	9,31	8,83
C (cm)	31,4	31,4	31,4	31,4	31,4	31,4

La condition, aux appuis est vérifiée pour tous les niveaux
 $c > c_0.$

Condition, de non, écrasement, du béton:

pas jusqu, d'écrasement, du béton mais, pour qu'il n'y est
de vons avoir:

$$\lambda \geq 0,10 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) \cdot D$$

$$\phi_{\max} = 20 \text{ mm}$$

$$D = 1$$

d = distance, du centre, de courbure, de la barre, à la paroi
= $\lambda + e = 5,5 \phi + e = 13 \text{ cm}$

$$\lambda \geq 0,10 \times e \times \frac{2800}{68,5} \left(1 + \frac{2}{13}\right) = 10,07 \text{ cm}$$

$5,5 \phi > 10,07 \text{ cm} \rightarrow$ pas, de jusqu, d'écrasement, de béton.

Arçers inférieurs, au niveau, des appuis:

au niveau, des appuis, l'effort tranchant T et le moment fléchissant, engendrent un effort, un effort, de traction, dans les armatures inférieures pour, cela nous devons vérifier la relation suivante:

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

($T + \frac{M}{j}$) résulte de la combinaison la plus défavorable.
 Mort prise avec bon signe.
 $j = \frac{7}{8} R = 36.75 \text{ cm.}$

Niveau	Section	M (tm)	T (t)	$T + \frac{M}{j}$ (t)	$A \bar{\sigma}_a$ (t)
VI	1	0,29 (SR)	3,943	4,77	23,73
	3	0,24 "	3,466	4,12	"
	5	-2,63 "	6,869	-0,28	"
	7	-3,52 "	7,112	-2,47	"
	9	-0,47 "	4,724	3,45	"
	11	-2,155	6,474	0,61	"
V	1	2,88	1,843	9,68	23,77
	3	3,22	1,673	10,43	"
	5	0,13	5,495	5,85	"
	7	-0,95	5,747	3,16	"
	9	4,29	2,266	13,94	"
	11	-3,00	8,571	0,41	"
IV	1	5,49	0,300	16,05	23,73
	3	6,57	0,016	17,89	"
	5	3,04	4,319	12,59	"
	7	1,60	4,390	8,74	"
	9	10,5	0,375	28,95	30,31
	11	-3,39	10,842	1,62	23,73
III	1	8,52	2,389	/	23,73
	3	9,62	2,093	28,27	30,33
	5	5,84	3,054	18,95	23,73
	7	3,86	3,180	13,68	23,75
	9	12,93	2,102	37,28	37,97
	11	-9,20	12,186	0,76	23,77
II	1	11,70	4,753	/	37,60
	3	13,26	4,143	/	37,97
	5	8,91	1,701	25,95	30,33
	7	6,71	1,846	20,11	23,73
	9	17,82	4,634	53,12	56,07
	11	-4,705	14,356	1,55	27,73
I	1	10,89	4,377	/	37,60
	3	12,42	3,798	37,59	37,97
	5	8,24	1,735	24,16	30,33
	7	6,21	1,783	18,68	23,73
	9	16,76	4,289	49,89	56,07
	11	-4,48	13,620	1,43	23,73

Remarque: A = section d'armatures inférieures (aux appuis)
 = armatures en travée laissées filantes +
 - chapeaux inférieurs

Tableau, donnant les contraintes, dans chaque section et à chaque Niveau:

Section	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Σ	
Niv. III	M (cm)	1,40 (SR)	2,345 (SR)	4,14 (SR)	1,375 (SR)	6,33 (SR)	3,87 (SR)	6,68 (SR)	3,805 (SR)	6,30 (SR)	4,907 (SR)	2,75 (SR)
	A (cm ²)	3,92	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	3,02
	σ	0,311	0,448	0,448	0,448	0,448	0,448	0,448	0,448	0,448	0,448	0,311
	ε	0,9126	0,8982	0,8982	0,8982	0,8982	0,8982	0,8982	0,8982	0,8982	0,8982	0,9126
	κ	42,2	34,2	34,1	34,1	34,1	34,1	34,1	34,1	34,1	34,1	42,2
	σ _a	932	1100	1942	645	2970	1878	3734	1785	2998	2301	1434
	σ _l	92,1	32,3	56,9	18,9	87	53,3	91,2	52,35	87,9	67,5	33,95
	M (cm)	6,76 (SR)	4,25 (SR)	7,7 (SR)	2,13 (SR)	9,73 (SR)	4,25 (SR)	8,88 (SR)	4,79 (SR)	10,51 (SR)	3,83 (SR)	3,00 (SR)
	A (cm ²)	5,65	5,65	7,7	5,65	7,7	5,65	7,7	5,65	7,7	5,65	5,65
	σ	0,448	0,448	0,611	0,448	0,611	0,448	0,611	0,448	0,611	0,448	0,448
Niv. II	ε	0,8982	0,8982	8845	0,8982	0,8845	0,8845	0,8845	0,8982	0,8845	0,8982	0,8982
	κ	34,1	34,1	28,3	34,1	28,3	28,3	28,3	34,1	28,3	34,1	34,1
	σ _a	2984	1994	2691,8	1187	3191,8	1977,5	3104,4	1968,1	3684,7	1799	1407,5
	σ _l	87,5	58,5	95,1	34,8	112,8	58,0	109,7	57,7	130,2	52,8	41,3
	M (cm)	9,59 (SR)	4,86 (SR)	10,89 (SR)	2,931 (SR)	10,52 (SR)	4,21 (SR)	11,12 (SR)	4,79 (SR)	13,96 (SR)	4,79 (SR)	13,9 (SR)
	A	7,7	5,65	10,05	5,65	10,05	5,65	10,05	5,65	10,05	5,65	7,7
Niv. I	σ	0,611	0,448	0,798	0,448	0,798	0,448	0,798	0,448	0,798	0,448	0,611
	ε	0,8845	0,8982	0,8721	0,8982	0,8721	0,8982	0,8721	0,8982	0,8721	0,8845	
	κ	28,3	34,1	24,1	34,1	24,1	34,1	24,1	34,1	24,1	28,3	
	σ _a	3352,6	2280,2	2950,3	1377	2857,8	1975,2	3021	1966	392,3	2249,2	1185
	σ _l	118,5	66,87	122,7	49,4	118,6	57,9	125,3	57,65	151,36	67,97	97,81

Tableau donnant les Contraintes dans chaque Section et à chaque Niveau

Section	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
NIV III	M	1816(SR)	946(SR)	13,84(SR)	584(SR)	14,04(SR)	421(SR)	13,44(SR)	4,87(SR)	18,84(SR)	4,82(SR)	920(SR)
	A	10,05	5,65	13,44	5,65	13,44	5,65	13,44	5,65	13,44	5,65	7,2
	B	0,798	0,448	1,067	0,448	1,067	0,448	1,067	0,448	1,067	0,448	0,61
	E	0,3225	0,8982	0,8571	0,8982	0,8571	0,8982	0,8571	0,8982	0,8571	0,1982	0,8895
	K	24,1	34,1	20,0	34,1	20,0	34,1	20,0	34,1	20,0	34,1	28,3
	G _a	3303	2102	28696	2740	2902	1992	2716	1975,2	3888	2263,7	1468,3
	G _b	137	61,6	143	80,3	145,1	58,4	135,8	57,9	194,4	66,4	51,9
	M	15,24(SR)	6,09(SR)	17,3(SR)	3,02(SR)	16,99(SR)	4,21(SR)	15,57(SR)	4,19(SR)	23,98(SR)	5,24(SR)	4,70(SR)
	A	10,05	5,65	15,70	5,65	15,70	5,65	15,70	5,65	15,70	5,65	10,05
	B	0,798	0,448	1,246	0,448	1,246	0,448	1,246	0,448	1,246	0,448	0,798
	E	0,8721	0,8982	0,8494	0,8982	0,8494	0,8982	0,8494	0,8982	0,8494	0,8982	0,8721
K	24,1	34,1	18,2	34,1	18,2	34,1	18,2	34,1	18,2	34,1	24,1	
G _a	4140	2857	3088,8	1440	3033	1975	2780	1966	4492	2458	1278	
G _b	1718	83,8	169,7	42,2	166,7	57,9	152,7	57,6	1	72,2	53	
M	14,39(SR)	5,62(SR)	16,26(SR)	2,87(SR)	16,06(SR)	4,20(SR)	14,60(SR)	4,18(SR)	21,96(SR)	4,92(SR)	4,48(SR)	
NIV I	A	10,05	5,65	15,7	5,65	15,70	5,65	15,70	5,65	15,70	5,65	10,05
	B	0,798	0,448	1,246	0,448	1,246	0,448	1,246	0,448	1,246	0,448	0,798
	E	0,8721	0,8982	0,8494	0,8982	0,8494	0,8982	0,8494	0,8982	0,8494	0,8982	0,8721
	K	24,1	34,1	18,2	34,1	18,2	34,1	18,2	34,1	18,2	34,1	24,1
	G _a	3909	2669,6	2903	1345	2867	19905	2623	1963,5	3420	2308	1212
G _b	162	78,3	159,5	39,5	157,5	57,8	144	57,6	1	67,7	50,5	

Portique transversal 12-12:

Niveau III:

<u>SP₁</u> :	1,10	ⓐ	0,84	ⓑ	1,26
	▲		▲		▲
	ⓐ	0,4820	ⓑ	0,8455	ⓐ
	1,27		1,62		7,64
<u>SP₂</u> :	5,51		7,26		7,64
	▲		▲		▲
	7,93		8,34	0,9957	5,81

Niveau V:

<u>SP₁</u> :	1,34		0,69		1,16
	▲		▲		▲
	1,48	0,5121	1,69	0,7872	
<u>SP₂</u> :	13,27		14,57		14,40
	▲		▲		▲
	16,0	0,8321	14,89	1,1271	12,59

Niveau IV:

<u>SP₁</u> :	1,34		0,73		1,11
	▲		▲		▲
	1,46	0,5046	1,71	0,8048	
<u>SP₂</u> :	23,33		24,29		23,38
	▲		▲		▲
	26,03	0,9988	23,14	1,3339	23,16

Niveau III:

<u>SP₁</u> :	1,34		0,74		1,12
	▲		▲		▲
	1,44	0,5081	1,72	0,7999	
<u>SP₂</u> :	33,59		34,52		32,13
	▲		▲		▲
	36,26	1,0024	33,18	1,3641	30,06

Niveau II:

<u>SP₁</u> :	1,34		0,77		1,12
	▲		▲		▲
	1,41	0,5075	1,72	0,7988	
<u>SP₂</u> :	42,14		42,66		39,77
	▲		▲		▲
	44,6	1,1551	49,35	1,5418	37,30

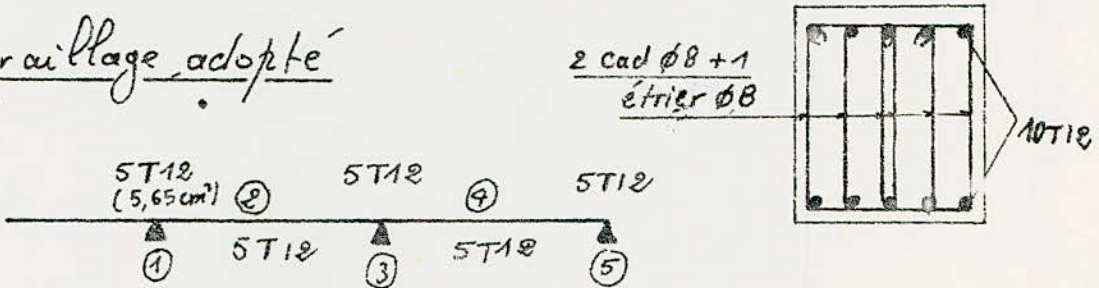
Niveau I:

<u>SP₁</u> :	0,02		0,87		1,14
	▲		▲		▲
	1,31	0,5040	1,68	0,8043	
<u>SP₂</u> :	37,46		38,5		34,95
	▲		▲		▲
	39,88	1,065	36,63	1,4527	32,80

Niveau II:

Section	1	2	3	4	5
M (tm)	5,51 (SR ₂)	0,4820 (SR ₂)	7,26 (SR ₂)	0,8455 (SR ₂)	7,64 (SR ₂)
μ	0,0372	0,0048	0,0489	0,0086	0,0516
K	45,6	144	38,8	109	37,6
ϵ	0,9175	0,9686	0,9071	0,9580	0,9079
A (cm ²)	3,4	0,423	4,63	0,75	4,78

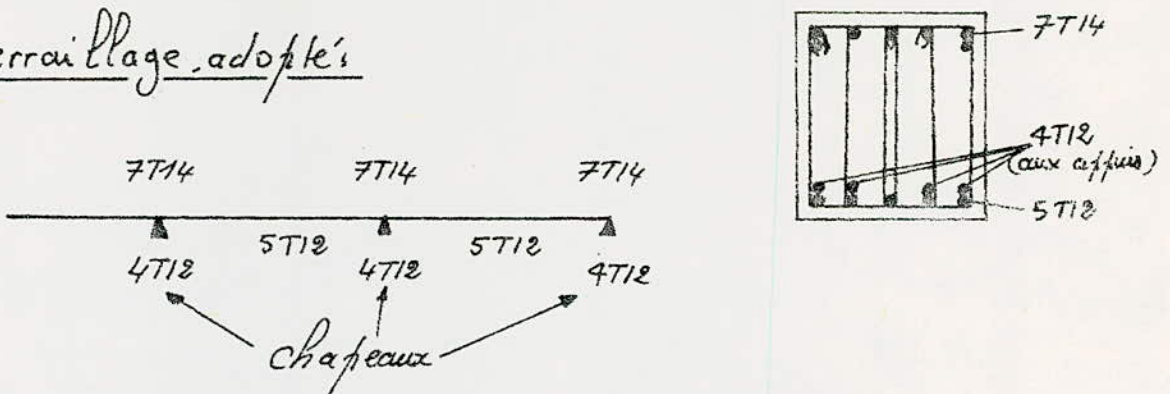
ferrailage adopté



Niveau I:

Section	1	2	3	4	5
M (tm)	13,27 (SR ₂)	0,8321 (SR ₂)	14,57 (SR ₂)	0,7872 (SR ₂)	14,40 (SR ₂)
μ	0,0896	0,0056	0,0982	0,0079	0,097
K	26,5	132	25,0	110	25,2
ϵ	0,8795	0,9660	0,8750	0,9600	0,8756
A (cm ²)	8,55	0,49	9,44	0,69	9,32

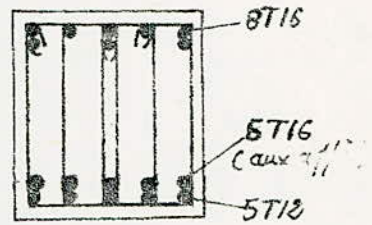
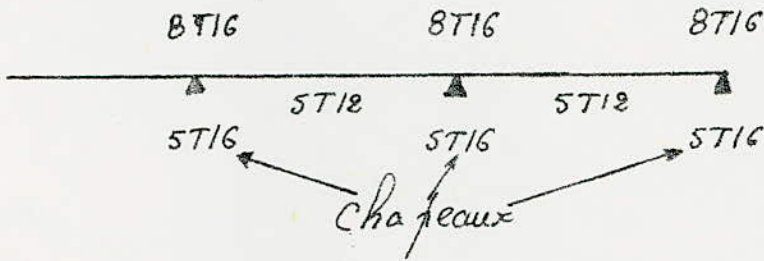
ferrailage adopté



Niveau IV:

Section	1	2	3	4	5
M	23,33 (SR)	0,9988 (SR)	24,29 (SR)	1,3339 (SR)	23,38 (SR)
μ	0,1574	0,0067	0,1640	0,0090	0,1580
K	18,3	1,20	17,7	102	18,2
E	0,8499	0,9630	0,8471	0,9573	0,8494
A	15,56	0,587	16,26	0,79	15,6

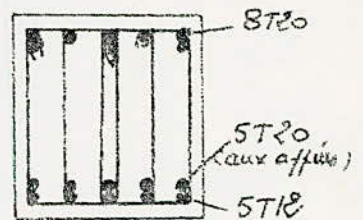
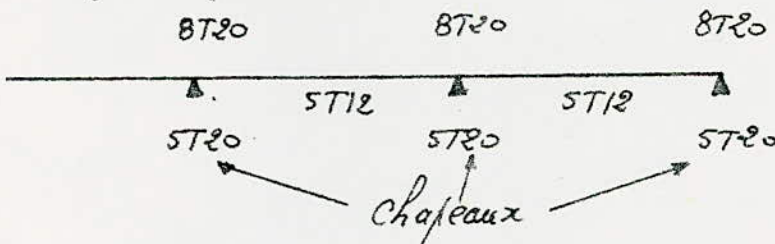
Ferrailage adopté:



Niveau III:

Section	1	2	3	4	5
M	33,59 (SR)	1,0027 (SR)	34,52 (SR)	1,3641 (SR)	32,13 (SR)
μ	0,227	0,0067	0,233	0,0092	0,217
K	14,1	120	13,8	101	14,6
E	0,8282	0,9630	0,8264	0,9569	0,8311
A	22,99	0,59	23,68	0,81	21,9

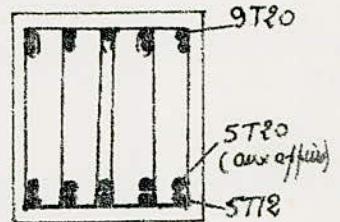
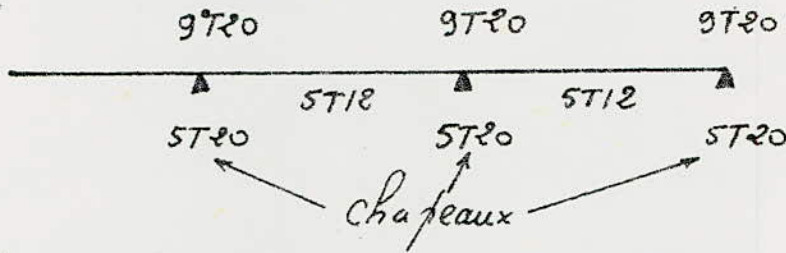
Ferrailage adopté:



Niveau II:

Section	1	2	3	4	5
M	42,14 (SR ₂)	1,1551 (SR ₂)	42,66 (SR ₂)	1,5418 (SR ₂)	39,37 (SR ₂)
μ	0,284	0,0078	0,288	0,0104	0,266
K	12,0	111	11,8	94,5	12,5
ϵ	0,8148	0,9603	0,8134	0,9543	0,8182
A	29,32	0,68	29,73	0,92	27,28

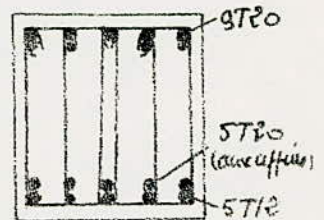
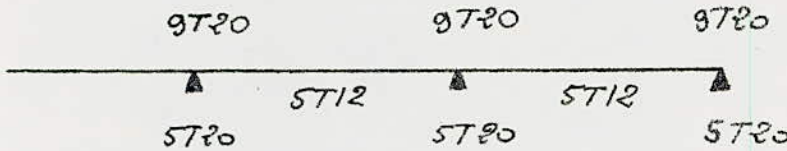
ferrailage adopté:



Niveau I:

Section	1	2	3	4	5
M	37,46 (SR ₂)	1,065 (SR ₂)	38,25 (SR ₂)	1,4527 (SR ₂)	34,95 (SR ₂)
μ	0,253	0,0072	0,258	0,0098	0,236
K	13,0	115	12,8	97,5	13,7
ϵ	0,8214	0,9615	0,8201	0,9556	0,8258
A	25,85	0,63	26,4	0,86	24,0

ferrailage adopté:



Les sections d'armatures en travée étant faibles, ce qui nous amène à ferrailer les travées par le pourcentage minimum d'acier.

$$A \geq \frac{0,3 b h_e}{100} = \frac{0,3 \times 30 \times 45}{100} = 4,05 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{suit ST12 (5,65 cm}^2)$$

Armatures transversales:

On prend 2 cadres + 1 étrier $\phi 8$ pour tous les niveaux

$$A_t = 6\phi 8 = 3,01 \text{ cm}^2.$$

$$T_{\max} \text{ (effort tranchant max sous SP}_1) = 1,787 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{1787}{30 \times 36,75} = 1,62 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_b < 2,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 2,5 \cdot 5,9 = 14,75 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

Espacement: d'après le C.T.C

$$s_{\max} = \begin{cases} \min(0,3h; 12\phi) = \min(12,6 \text{ cm}; 24 \text{ cm}) = 12,6 \text{ cm} & \text{pour zone nodale} \\ 0,5h = 21 \text{ cm} = 21 \text{ cm} & \text{pour zone courante.} \end{cases}$$

On adopte, comme, espacement:

$$s = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{zone nodale.}$$

$$s = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{zone courante.}$$

Tous les vérifications, ont été satisfaites.

Portique transversal (8-8):

les résultats du programme obtenus pour le portique transversal 8-8 sont très rapprochés à ceux du portique (12-12) précédemment étudié; on adoptera, par conséquent, le même ferrailage.

FERRAILLAGE
DES
POTEAUX

FERRAILLAGE DES POTEAUX

Chaque poteau est soumis à un effort normal et des moments fléchissants en tête et à la base, et cela dans les deux sens longitudinal et transversal. Les poteaux seront calculés en flexion composée sous la sollicitation du 1^{er} genre et la plus défavorable des sollicitations du 2^e genre. puis on armera avec la plus grande section calculée.

Armatures longitudinales :

deux cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée.
- Section partiellement comprimée.

Section entièrement comprimée :

La section est entièrement comprimée quand $e_0 \Rightarrow M/N < R_t/6$ et la section sera armée symétriquement.

$$[A_1 = A_2 = A']$$

La contrainte en un point situé à la distance v du centre de gravité sera alors :

$$\sigma' = \frac{N}{S} \pm \frac{M \cdot v}{I}$$

la contrainte sur la fibre la plus comprimée sera :

$$\sigma'_{ib} = \frac{N}{bR_t + 2nA'} + \frac{M_G R_t/2}{I} \quad (a)$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + 2nA' (0,5 - \xi)^2 h^2$$

M_G : Moment des forces extérieures agissant à la gauche de la section par rapport au CDG de la section homogénéisée confondue avec le centre du rectangle.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe passant par G et perpendiculaire à l'axe de symétrie

du point de vue économique on prend $\sigma'_{ib} = \bar{\sigma}'_b$ car le béton est fortement comprimé (travaille avec sa contrainte admissible).

$$\beta = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b b R_t} ; e = \frac{M_G}{N} ; D = \frac{6 \cdot e \cdot \beta}{R_t} ; c = \frac{1 - \beta - D}{E}$$

$$E = 12 (0,5 - R_t)^2 ; \mu = \frac{2nA'}{bR_t} ; D = 0,5 \left(1 - \beta + \frac{\beta}{E} + c \right)$$

avec ces notations la relation (a) devient :

$$\mu e^2 + 2D \mu e + c = 0 \Rightarrow \mu = -D + \sqrt{D^2 - c}$$

et on aura

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

Section partiellement comprimée:

La section est partiellement comprimée quand l'effort normal de compression est appliqué en dehors du noyau central de la section homogène.

On aura:

$$e_0 = \frac{M}{N} > \frac{R_{lt}}{\sigma}$$

e_0 : excentricité de la charge

M : Moment de flexion par rapport au CG de la section du béton seul.

N : Effort normal au centre de gravité du béton seul

R_{lt} : hauteur totale de la section.

a. Section sans armatures comprimées:

On détermine les armatures A_s de la section rectangulaire de même dimension soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_0 de forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au CG de armatures tendues.

- la section d'armatures tendues soumise à N et M extérieur

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} \quad (N \text{ compression})$$

Pour que la section réelle n'ait pas besoin d'armatures comprimées (de même pour la section fictive) on doit avoir: $k \geq \bar{k} = \frac{\sigma_a}{\sigma_b}$.

Pour avoir l'armature minimale: on prendra: $\sigma_a = \bar{\sigma}_a$.

b. Section avec armatures comprimées:

soient: M_{at} : moment des forces extérieures agissant à la gauche de la section par rapport au centre de gravité de armat. tendues.

M_{ac} : moment de mêmes forces extérieures par rapport aux armatures comprimées.

$$\text{On a: } \mu_1' = \frac{M_{at}}{\sigma_b b h^2} ; \mu_2' = \frac{M_{ac}}{\sigma_b b h^2} ; \bar{w}' = \frac{100 A}{b h}$$

$$\bar{w} = \frac{100 A}{b h} , \quad k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma_b} ; \delta' = \frac{d'}{h}$$

Du point de vue économique, il faut rechercher des sections d'armat. A et A' telles que la somme soit minimale, on recherchera donc la valeur de k qui répond à cette condition

si $k < \bar{k}$ on prendra k par la suite de la suite.

si $k > \bar{k}$ on prendra $k = \bar{k}$.

avec la valeur de k on déterminera \bar{w} et \bar{w}' à l'aide des formules suivantes:

$$\bar{w}' = \frac{\mu_1' - \mu_2'}{f}$$

$$\bar{w} = \frac{100 (\mu_2' + g)}{k(1 - \delta')}$$

μ_2' , f et g sont déterminés en fonction de k et δ' .

d'où les sections d'armatures :

$$A' = \frac{15}{n} \bar{\omega}' \frac{bh}{100}$$

$$A = \frac{15}{n} \bar{\omega} \frac{bh}{100}$$

La contrainte des armatures comprimées est :

$$\bar{\sigma}_a' = 15 \left[1 - \left(1 + \frac{k}{15} \right) \delta' \right] \bar{\sigma}_b$$

Cas de la compression simple :

La section d'armatures longitudinales doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}_{b0}}$$

$$A_L \geq \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}_{b0}} - B \right)$$

$$A_L \leq 5\% \times B \rightarrow A_L \leq \frac{B}{20}$$

θ_1 : Coefficient qui tient compte de l'excentricité de la charge.

$\theta_1 = 1,8$ poteau d'angle.

$\theta_1 = 1,4$ poteau de rive

$\theta_1 = 1,0$ poteau intérieur.

$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$ avec l_c : longueur de flambement (Art 53,2 CCBA 68)
 a : petite dimension transversale.
 c : enrobage de armatures longitudinales.

$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\bar{\sigma}_{cu}}$ dépend de la nuance de aciers longitudinaux

Contrainte admissible $\bar{\sigma}_b$ en flexion composée (Art 9.4. CCBA 68).

sous SP₁ $\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \delta \epsilon \bar{\sigma}_{2B}$

α, β, δ et ϵ sont définis précédemment.

δ : dépend de la nature de la sollicitation en F.C.

$$\delta = \min \left[0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right]$$

sous SP₂ : La valeur de δ est multipliée par 1.5.

A. Portique longitudinal (1-1)

Determination de armatures longitudinales sous "SP₁":

Afin de savoir si les sections sont partiellement ou totalement comprimées, il faut calculer le rapport ($e_0 = M/N$) pour tous les poteaux et le comparer à $e_1 = h/6$.
 Dans le sens longitudinal on a $h = 40 \text{ cm}$. $e_1 = h/6 = 6,67 \text{ cm}$.

Tableau donnant les différentes valeurs de e_0 et $\bar{\sigma}_b$ sous (SP₁).

File	Poteau	M (t.m)	N (t)	e_0 (cm)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	
A	1-7	1,398	5,78	24,18	137	} PC
	7-13	0,894	11,56	7,73	94,96	
	13-19	0,862	17,35	4,96	85,08	
	19-25	0,862	23,15	3,72	81,23	
	25-31	0,862	28,94	2,97	76,67	
	31-37	0,978	34,74	2,83	78,18	
B	2-8	0,164	10,26	1,59	73,94	} EC
	8-14	0,116	20,42	0,56	70,41	
	14-20	0,108	30,80	0,48	70,14	
	20-26	0,108	40,95	0,36	69,73	
	26-32	0,116	51,17	0,22	69,25	
	32-38	0,136	61,14	0,22	69,25	
C	3-9	1,120	11,22	9,98	102,6	} PC
	9-15	0,788	23,23	3,39	80,10	
	15-21	0,966	33,91	2,85	137	
	21-27	0,966	44,77	2,15	75,86	
	27-33	0,756	56,84	1,33	73,05	
33-39	0,872	68,65	1,27	72,84	} EC	
D	4-10	/	14,67	/		68,50
	10-16	/	29,13	/		68,50
	16-22	/	43,50	/		68,50
	22-28	/	57,90	/		68,50
	28-34	/	72,38	/		68,50
	34-40	/	86,48	/	68,50	

File	Poteau	M (t.m)	N (t)	e_0 (cm)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	
	5-11	0,966	13,02	7,41	93,87	} PC
	11-17	0,662	25,71	2,57	77,30	
E	17-23	0,756	38,16	1,98	75,28	} EC
	23-29	0,756	50,84	1,48	73,57	
	29-35	0,610	63,42	0,96	71,78	
	35-41	0,756	75,88	0,99	71,89	
F	6-12	1,398	5,54	25,23	137	} PC
	12-18	1,908	11,16	17,09	127	
	18-24	1,106	17,02	6,73	91,54	
	24-30	0,862	22,63	3,80	81,50	
	30-36	0,862	27,79	3,10	79,11	
	36-42	0,978	32,81	3,03	78,80	

PC: Section partiellement comprimée ($e_0 > e_1$)
 EC: " entièrement comprimée ($e_0 < e_1$)
 CS: " soumise à la compression simple.

Pourcentage minimal d'armatures (Art 32-2 et 53 23 CCBA 68)

$$w_L = \frac{A}{B} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma_m'}{\bar{\sigma}_{b0}}$$

avec σ_m' : contrainte moyenne de compression sous les sollicitations du 1^{er} genre calculée sur la section du béton seul.

$\theta_1 = 1,4$ pour les fils A et F (poteaux de rive).

$\theta_1 = 1,0$ pour les fils B, C, D et E (poteaux centraux).

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} \quad * \quad l_c = 0,7l_0 = 0,7 \times 2,9 = 2,03 \text{ m (pour les poteaux du 1^{er}, 2^{\text{e}}, 3^{\text{e}}, 4^{\text{e}} \text{ étage et RDC).}}$$

$$* \quad l_c = 0,7l_0 = 0,7 \times 2,40 = 1,68 \text{ m (pour les poteaux intérieurs)}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{2,03}{4 \times 0,40 - 2 \times 0,02} = 2,30 \text{ m. par le 1^{er} \text{ cas.}}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{1,68}{4 \times 0,40 - 2 \times 0,02} = 2,07 \text{ m par le second cas}$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1 + \frac{2160}{4120} = 1,52 \text{ (ben en bars)}$$

σ_m' pour les sections entièrement comprimées ou les sections soumises à la compression simple.

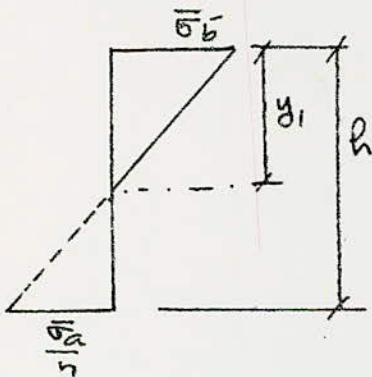
$$\sigma_m' = \frac{N}{B'}$$

N: Effort normal
B': section de béton seul.

De ce fait la relation précédente devient:

$$A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{b0}}$$

- Pour les sections partiellement comprimées on se réfère au diagramme de NAVIER.



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

$$\rightarrow B' = b y_1 \text{ et } \sigma_m' = \frac{N}{B'} = \frac{N}{b y_1}$$

d'où

$$A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \cdot \frac{N}{y_1 \bar{\sigma}_{b0}}$$

Tableau donnant le pourcentage minimum d'armatures.

$d = 3 \text{ cm}$.

File	Poteau	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm ²)	N (t)	y_1 (cm)	A_L (cm ²)
A	1-7	137	5,78	15,66	1,219
	7-13	94,96	11,56	12,47	3,063
	13-19	85,48	17,35	—	1,549
	19-25	81,23	23,15	—	2,067
	25-31	78,67	28,94	—	2,584
	31-37	78,18	34,49	—	2,772
B	2-8	73,94	10,26	—	0,654
	8-14	70,41	20,42	—	1,302
	14-20	70,14	30,80	—	1,960
	20-26	69,73	40,95	—	2,612
	26-32	69,25	51,17	—	3,264
	32-38	69,15	61,14	—	3,510
C	3-9	102,67	11,22	9,58	2,764
	9-15	89,10	23,23	—	1,481
	15-21	137	33,91	—	2,163
	21-27	78,86	44,77	—	2,855
	27-33	73,05	56,84	—	3,628
	33-39	72,84	68,65	—	3,943
D	4-10	68,5	14,67	—	0,935
	10-16	68,5	29,13	—	1,87
	16-22	68,5	43,50	—	2,775
	22-28	68,5	57,90	—	3,693
	28-34	68,5	72,38	—	4,617
	34-40	68,5	86,98	—	4,965

File	Poteau	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm ²)	N (t)	y_1 (cm)	A_L (cm ²)
E	5-11	93,87	13,02	12,38	2,482
	11-17	77,30	26,71	—	1,640
	17-23	75,28	38,16	—	2,434
	23-29	73,57	50,84	—	3,243
	29-35	71,78	63,42	—	4,045
	35-41	71,84	75,82	—	4,353
F	6-12	137	5,54	15,66	1,169
	12-18	127	11,16	14,98	2,461
	18-24	81,54	17,02	12,17	4,621
	24-30	81,50	22,63	—	2,021
	30-36	79,11	27,79	—	2,482
	36-42	78,80	32,21	—	5,188

Exemples de Calcul:

File A: Nous détaillerons le calcul pour le poteau 1-7 et le calcul des autres poteaux se fera sous forme de tableaux.

Poteau 1-7: $M = 1,398 \text{ t.m}$
 $N = 5,78 \text{ t}$

$e_0 = 24,18 \text{ cm} > e_1 = 6,67 \text{ cm} \Rightarrow$ section partiellement comprimée

Moment par rapport aux aciers tendus (Mat)

$$Mat = M_{\text{fic}} = M + \left(\frac{ht}{2} - d\right) N = 1,398 + \left(\frac{0,40}{2} - 0,03\right) 5,78 = 2,38 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 Mat}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 2,38 \cdot 10^5}{2800 \cdot 50 \cdot 37^2} = 0,0186 \quad \left. \begin{array}{l} K = 68,0 \\ \epsilon = 0,9398 \end{array} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{68} = 41,19 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{les aciers}$$

comprimés ne sont pas nécessaires (donc simplement armé).

$$A_1 = \frac{Mat}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{2,38 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9398 \cdot 37} = 2,44 \text{ cm}^2$$

La section en flexion composée est: $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 2,44 - \frac{5,78 \cdot 10^3}{2800} = 0,375 \text{ cm}^2$

même principe pour les poteaux 7-13, 3-9, 5-11, 6-12, 12-18 et 18-24
pour les poteaux ayant des sections doublement armées. $K < \bar{K}$
les formules à utiliser sont:

$$Mat = M + \left(\frac{ht}{2} - d\right) N, \quad Mac = M - \left(\frac{ht}{2} - d'\right) N$$

$$\mu_1 = \frac{Mat}{\bar{\sigma}_b b h^2}; \quad \mu_2 = \frac{Mac}{\bar{\sigma}_b b h^2}; \quad \bar{\omega}' = \frac{\mu_1 - \mu_2}{\epsilon}, \quad \bar{\omega} = \frac{100(\mu_2 - \epsilon)}{K(1 - \delta')}$$

$$A = \frac{\bar{\omega} b h}{100}; \quad A' = \frac{\bar{\omega}' b h}{100}$$

Pour les poteaux dont les sections sont entièrement comprimées, on détaillera le calcul pour un seul poteau (13-19) et on présentera le reste sous forme de tableau.

poteau 13-19:

$$M = 0,862 \text{ t.m} \quad N = 17,35 \text{ t}$$

$$e_0 = 4,96 \text{ cm} < e_1 = 6,67 \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$f = \frac{N}{\bar{\sigma}_b b h} = \frac{17,35 \cdot 10^3}{85,48 \cdot 50 \cdot 40} = 0,1014; \quad \epsilon_t' = \frac{d'}{h} = \frac{3}{40} = 0,075$$

$$v = \frac{6 e_0 f}{h} = \frac{6 \cdot 4,96 \cdot 0,1014}{40} = 0,075 \quad E = 12(0,5 - \delta_t')^2 = 12(0,5 - 0,075)^2 = 2,167$$

$$c = \frac{1 - f - v}{E} = \frac{1 - 0,1014 - 0,075}{2,167} = 0,380$$

$$D = 0,5 \left(1 - f + \frac{f}{E} + c\right) = 0,5 \left(1 - 0,1014 + \frac{0,1014}{2,167} + 0,380\right) = 0,662$$

$$\mu = -D + \sqrt{D^2 - c} = -0,662 + \sqrt{0,662^2 - 0,38} = -0,4206$$

$$A = \frac{\mu b h^2}{2h} < 0 \quad \text{on prendra donc } A_{\text{min}} = 1,549 \text{ cm}^2$$

Determination des armatures longitudinales en (SD)

Fib	A						B						C						D					
	1-3	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
M (kg)	1,200	2,000	2,800	3,600	4,400	5,200	6,000	6,800	7,600	8,400	9,200	10,000	10,800	11,600	12,400	13,200	14,000	14,800	15,600	16,400	17,200	18,000	18,800	19,600
N (kg)	5,200	6,500	7,800	9,100	10,400	11,700	13,000	14,300	15,600	16,900	18,200	19,500	20,800	22,100	23,400	24,700	26,000	27,300	28,600	29,900	31,200	32,500	33,800	35,100
\bar{E}_s (kg/cm ²)	24,100	25,300	26,500	27,700	28,900	30,100	31,300	32,500	33,700	34,900	36,100	37,300	38,500	39,700	40,900	42,100	43,300	44,500	45,700	46,900	48,100	49,300	50,500	51,700
F	/	/	0,101	0,102	0,103	0,104	0,105	0,106	0,107	0,108	0,109	0,110	/	0,111	0,112	0,113	0,114	0,115	0,116	0,117	0,118	0,119	0,120	0,121
D	/	/	0,020	0,021	0,022	0,023	0,024	0,025	0,026	0,027	0,028	0,029	/	0,030	0,031	0,032	0,033	0,034	0,035	0,036	0,037	0,038	0,039	0,040
E	/	/	2,160	2,160	2,160	2,160	2,160	2,160	2,160	2,160	2,160	2,160	/	2,160	2,160	2,160	2,160	2,160	2,160	2,160	2,160	2,160	2,160	2,160
C	/	/	0,201	0,202	0,203	0,204	0,205	0,206	0,207	0,208	0,209	0,210	/	0,211	0,212	0,213	0,214	0,215	0,216	0,217	0,218	0,219	0,220	0,221
D	/	/	0,500	0,501	0,502	0,503	0,504	0,505	0,506	0,507	0,508	0,509	/	0,510	0,511	0,512	0,513	0,514	0,515	0,516	0,517	0,518	0,519	0,520
A	/	/	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	/	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
A ₁ (mm ²)	2,44	2,80	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	3,45	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
A	0,200	<0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	<0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
A'	/	/	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	/	<0	<0	<0	<0	<0	/	/	/	/	/	/
A ₂	2,20	2,80	1,80	2,40	3,00	3,60	4,20	4,80	5,40	6,00	6,60	7,20	7,80	8,40	9,00	9,60	10,20	10,80	11,40	12,00	12,60	13,20	13,80	14,40

-133-

Determination des armatures longitudinales sous (SP₁):
(suite)

File	E						F					
	5-11	11-17	17-23	23-29	29-35	35-41	6-12	12-18	18-24	24-30	30-36	36-42
P _{ok}	5-11	11-17	17-23	23-29	29-35	35-41	6-12	12-18	18-24	24-30	30-36	36-42
M (t-m)	0,966	0,662	0,756	0,756	0,610	0,758	1,398	1,908	1,146	0,862	0,862	0,978
N (t)	13,02	25,70	38,16	50,82	63,92	75,82	5,54	11,56	17,02	22,63	27,79	32,21
e ₀ (cm)	7,41	2,57	1,95	1,48	0,96	0,99	25,23	17,09	6,73	3,80	3,10	3,03
$\bar{\sigma}_b$	4387	77,30	78,28	73,57	71,78	71,89	137	127	91,54	81,50	79,11	78,80
p	/	0,166	0,253	0,415	0,441	0,527	/	/	/	0,138	0,175	0,202
v	/	0,063	0,075	0,076	0,063	0,078	/	/	/	0,078	0,081	0,092
e	/	2,160	2,160	2,160	2,160	2,160	/	/	/	2,160	2,160	2,160
c	/	0,356	0,311	0,268	0,229	0,182	/	/	/	0,362	0,344	0,325
d	/	0,633	0,587	0,541	0,496	0,449	/	/	/	0,643	0,625	0,607
μ	/	0,420	0,403	0,383	0,365	0,305	/	/	/	0,416	0,416	0,398
A ₁	/	/	/	/	/	/	2,90	4,04	4,22	/	/	/
A	3,30	/	/	/	/	/	0,42	<0	<0	/	/	/
A'	<0	<0	<0	<0	<0	<0	/	/	/	<0	<0	<0
A _{min}	2,482	1,640	2,834	3,293	4,045	4,353	1,169	2,461	4,621	2,021	2,482	5,588

Determination des armatures longitudinales sous (SP₂) :
Combinaison (N_{max} et M_{correspond}).

File	Relevé	M (tm)	N (t)	e ₀ (cm)	σ _s (kg/cm ²)
A	4-7	2,05	50,00	25,98	205,5
	7-13	4,85	17,73	27,34	205,5
	13-19	7,02	29,08	23,81	205,5
	19-25	8,50	42,84	18,80	204,0
	25-31	10,09	58,18	14,99	195,0
	31-37	11,20	74,66	11,44	181,5
	B	2-8	3,82	11,50	22,43
8-16		7,40	22,40	22,59	205,5
16-20		10,09	32,21	21,22	205,5
20-26		11,90	42,15	20,23	205,5
26-32		14,24	51,58	17,67	205,5
32-38		16,26	60,41	15,42	205,5
C		3-9	2,40	13,74	24,91
	9-15	6,43	26,10	24,61	205,5
	15-21	8,91	41,20	23,91	205,5
	21-27	10,94	57,04	21,15	205,5
	27-33	13,06	73,31	17,40	205,5
	33-39	14,34	90,21	13,22	205,5
	D	4-10	3,59	16,41	21,92
10-16		7,24	33,16	21,78	205,5
16-22		8,94	49,14	20,22	205,5
22-28		11,76	64,52	18,21	196,2
28-34		14,15	79,49	17,80	196,2
34-40		16,15	93,53	17,26	191,8

File	Relevé	M (tm)	N (t)	e ₀ (cm)	σ _s (kg/cm ²)
E	5-11	4,18	15,63	23,42	205,5
	11-17	7,98	31,74	21,14	205,5
	17-23	11,26	48,11	22,84	205,5
	23-29	12,56	65,26	19,26	201,0
	29-35	14,81	82,99	16,84	194,0
	35-41	16,48	99,28	14,01	186,9
	F	6-12	2,24	5,52	29,04
12-18		4,98	12,14	27,40	205,5
18-24		7,79	22,54	22,13	205,5
24-30		8,87	33,88	21,78	205,5
30-36		10,63	47,92	22,18	205,5
36-42		11,41	61,24	18,60	198,0

e₁ = 6,67 cm.

e₀ > e₁ ⇒ toutes les sections sont partiellement comprimées.
 le calcul se fera selon la méthode de P. CHABON, exposée précédemment. Le résultat serait groupés dans le tableau suivant.

NB: A_{min} a été déterminée sous (SP₁).

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{e}_t = 40 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm.} \end{cases}$$

Détermination des armatures longitudinales sous (SP₂)

File	A						B						C						D					
	1-7	7-13	13-19	19-25	25-31	31-37	2-8	8-14	14-20	20-26	26-32	32-38	3-9	9-15	15-21	21-27	27-33	33-39	4-10	10-16	16-22	22-28	28-34	34-40
PotEAU	1-7	7-13	13-19	19-25	25-31	31-37	2-8	8-14	14-20	20-26	26-32	32-38	3-9	9-15	15-21	21-27	27-33	33-39	4-10	10-16	16-22	22-28	28-34	34-40
M (t.m)	2,05	2,85	3,02	8,50	10,49	11,22	3,82	7,40	10,09	11,90	14,27	15,36	2,88	6,03	8,91	10,97	13,46	14,67	3,69	7,29	9,94	11,75	14,15	16,15
N (t)	3,39	7,74	29,48	42,87	58,28	72,66	11,60	22,70	32,21	42,15	51,56	60,41	13,77	26,12	37,20	47,77	56,31	64,71	16,91	33,75	49,14	64,52	79,99	93,53
E ₀ (cm)	25,98	27,34	23,81	19,80	17,99	15,44	32,93	32,59	31,32	28,23	27,67	25,42	20,91	24,61	23,91	23,15	23,90	22,22	21,82	21,79	20,22	18,21	17,80	17,26
f _b (kg/cm ²)	205,5	205,5	205,5	204,0	195,0	181,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	196,2	194,1	191,7
Mat (cm)	3,39	7,86	12,03	15,78	20,39	23,57	5,79	11,25	15,56	19,06	23,03	25,62	5,22	10,87	15,23	19,02	23,03	25,37	6,56	12,93	18,29	22,71	27,06	32,05
μ	0,0176	0,0410	0,0627	0,0823	0,1063	0,1229	0,0402	0,0587	0,0811	0,0994	0,1201	0,1336	0,0272	0,0587	0,0794	0,0972	0,1201	0,1323	0,0342	0,0672	0,0954	0,1189	0,0033	0,1572
K	70,5	43,2	33,3	28,1	23,8	21,6	51,5	34,7	28,3	24,8	21,9	20,4	55,0	35,4	28,7	24,9	21,9	20,5	28,0	31,8	25,5	22,2	17,6	17,5
K̄	20,43	20,43	20,43	20,58	21,53	23,14	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	21,40	21,63	21,90
Mac (t.m)	/	/	/	/	/	1,132	/	/	/	/	/	5,09	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	0,249
E	0,945	0,941	0,9965	0,8800	0,8711	0,8634	0,9248	0,8944	0,8844	0,8744	0,8644	0,8588	0,9280	0,9008	0,8856	0,8747	0,8645	0,8597	0,9206	0,8938	0,8765	0,8652	0,8738	0,8462
μ ₁	/	/	/	/	/	0,1897	/	/	/	/	/	0,1821	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	0,2442
μ ₂	/	/	/	/	/	0,0091	/	/	/	/	/	0,0036	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	0,0013
K	/	/	/	/	/	12,25	/	/	/	/	/	12,0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	11,5
ω'	/	/	/	/	/	0,282	/	/	/	/	/	0,370	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	0,128
ω	/	/	/	/	/	0,268	/	/	/	/	/	0,257	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	0,239
A ₁ (cm ²)	2,31	5,53	8,63	11,88	15,06	/	4,02	8,04	11,32	14,03	17,14	/	3,61	7,76	11,06	13,99	17,14	19,00	4,58	9,31	13,42	16,89	20,20	/
A (cm ²)	0,431	1,31	1,61	1,27	1,18	0,96	1,26	2,63	3,65	3,99	4,86	4,40	0,38	1,54	2,20	2,71	3,73	3,59	0,56	1,57	1,73	1,52	<0	0,48
A' (cm ²)	/	/	/	/	/	<0	/	/	/	/	/	<0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	2,36
A _{min} (cm ²)	1,219	3,063	1,589	2,067	2,584	2,370	0,650	1,300	1,960	2,610	3,260	3,510	2,760	1,480	5,110	2,850	3,620	3,940	0,935	1,857	2,770	3,690	4,610	4,760

- 36 -

Determination des armatures longitudinales sous (SP₂) " suite "

File	E						F					
	5-11	11-17	17-23	23-29	29-35	35-41	6-12	12-18	18-24	24-30	30-36	36-42
M (t.m)	4,38	7,98	10,75	12,56	14,81	15,98	2,21	4,76	7,18	9,57	10,63	11,41
N (t)	15,63	31,74	48,11	65,23	84,99	99,78	5,51	12,72	22,33	33,88	47,92	61,34
e ₀ (cm)	28,02	28,14	22,34	19,25	17,84	16,01	40,07	37,40	32,13	25,58	22,18	18,60
$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm ²)	205,5	205,5	205,5	201,0	194,0	184,9	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	198,0
Mat (cm)	7,03	13,37	19,92	23,64	28,91	32,94	3,14	6,92	10,99	14,92	18,77	21,83
μ	0,0366	0,0697	0,0987	0,1233	0,1508	0,1718	0,0163	0,0362	0,0573	0,0752	0,0979	0,1139
K	46,0	31,2	25,0	21,5	18,8	17,2	73,5	46,4	35,2	29,7	25,1	22,7
\bar{K}	20,43	20,43	20,43	20,89	21,64	22,71	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	21,21
Mac (t.m)	/	/	/	/	0,701	0,982	/	/	/	/	/	/
E	0,9180	0,8918	0,8750	0,8630	0,8521	0,8497	0,9435	0,9186	0,9004	0,8881	0,8753	0,8674
μ_1	/	/	/	/	0,2177	0,2602	/	/	/	/	/	/
μ_2	/	/	/	/	0,0052	0,0077	/	/	/	/	/	/
K	/	/	/	/	12,0	11,7	/	/	/	/	/	/
\bar{w}'	/	/	/	/	0,072	0,287	/	/	/	/	/	/
\bar{w}	/	/	/	/	0,249	0,267	/	/	/	/	/	/
A ₁ (cm ²)	4,92	9,64	13,91	17,62	/	/	2,14	4,84	7,85	10,44	13,79	16,19
A (cm ²)	1,20	2,09	2,45	2,09	4,61	4,95	0,829	4,84	2,52	2,38	2,39	1,59
A' (cm ²)	/	/	/	/	<0	5,31	/	/	/	/	/	/
A _{min} (cm ²)	2,08	1,64	2,43	3,24	4,04	4,35	1,169	2,46	4,62	2,02	2,48	5,58

-137-

Tableau donnant les différentes valeurs de e_0 et $\bar{\sigma}_6$ en kg/cm^2
 Combinaison (Mmax, Ncorresp).

File	Poteau	M (ton)	N (t)	e_0 (cm)	$\bar{\sigma}_6$ kg/cm^2
A	1-7	3,418	2,937	116	205,5
	7-13	6,320	3,161	206	205,5
	13-19	8,490	1,684	504	205,5
	19-25	9,970	1,420	702	205,5
	25-31	11,84	6,56	180	205,5
	31-37	18,88	11,17	169	205,5
	B	2-8	/	/	/
8-14		/	/	/	/
14-20		/	/	/	/
20-26		/	/	/	/
26-32		/	/	/	/
32-38		/	/	/	/
C		3-9	4,08	9,229	43,70
	9-15	7,726	17,85	43,20	205,5
	15-21	10,56	27,46	38,45	205,5
	21-27	12,37	13,74	32,28	205,5
	27-33	14,80	50,45	29,33	205,5
	33-39	15,86	62,54	28,35	205,5
D	4-10	/	/	/	/
	10-16	/	/	/	/
	16-22	/	/	/	/
	22-28	/	/	/	/
	28-34	/	/	/	/
	34-40	/	/	/	/

File	Poteau	M (t.m)	N (t)	e_0 (cm)	$\bar{\sigma}_6$ kg/cm^2
E	5-11	/	/	/	/
	11-17	/	/	/	/
	17-23	/	/	/	/
	23-29	/	/	/	/
	29-35	/	/	/	/
	35-41	/	/	/	/
	F	6-12	3,54	4,88	77,55
12-18		6,72	7,615	88,01	205,5
18-24		9,66	8,46	142,3	205,5
24-30		10,14	6,87	147,5	205,5
30-36		12,07	2,79	440,8	205,5
36-42		13,08	1,07	122,0	205,5

Toutes les sections sont partiellement combinées.

Determination des armatures les plus économiques pour (C.S.)
 (Combinaison Cmax - Nmax - p)

I (cm)	A						B						C						D					
	7-13	13-19	19-25	25-31	31-37	2-8	8-14	14-20	20-26	26-32	32-38	3-9	9-15	15-21	21-27	27-33	33-39	4-10	10-16	16-22	22-28	28-34	34-40	
M (kg)	2,418	6,320	8,490	9,970	11,84	18,88	/	/	/	/	/	4,08	4,75	10,56	12,57	14,80	15,86	/	/	/	/	/	/	/
N (kg)	9,934	3,161	1,684	1,420	6,560	11,17	/	/	/	/	/	5,14	17,87	57,91	18,20	50,45	62,54	/	/	/	/	/	/	/
Q (cm)	1,16	2,00	5,04	7,02	1,80	1,69	/	/	/	/	/	2,17	2,22	3,94	2,19	2,5,33	2,8,35	/	/	/	/	/	/	/
Σ B	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	/	/	/	/	/	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	/	/	/	/	/	/	/
Mat	3,917	6,854	8,770	10,21	12,95	20,78	/	/	/	/	/	1,585	10,70	15,22	18,87	23,37	26,43	/	/	/	/	/	/	/
M	0,0204	0,0454	0,0454	0,0532	0,0670	0,1080	/	/	/	/	/	0,0282	0,0564	0,0490	0,0081	0,219	0,392	/	/	/	/	/	/	/
K	65,0	26,8	10,8	36,8	31,8	23,5	/	/	/	/	/	108	25,0	28,7	25,0	21,7	20,0	/	/	/	/	/	/	/
K	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	/	/	/	/	/	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	/	/	/	/	/	/	/
Mac	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	5,22	/	/	/	/	/	/	/
E	0,934	0,719	0,9070	0,9031	0,894	0,9101	/	/	/	/	/	0,503	0,912	0,8856	0,8170	0,8039	0,8541	/	/	/	/	/	/	/
M	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	0,1583	/	/	/	/	/	/	/
M	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	0,0771	/	/	/	/	/	/	/
K	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	14,7	/	/	/	/	/	/	/
W'	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	0,172	/	/	/	/	/	/	/
W	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	0,045	/	/	/	/	/	/	/
A ₁	2,68	4,80	6,20	7,27	9,32	15,34	/	/	/	/	/	1,06	7,68	0,110	13,89	17,41	/	/	/	/	/	/	/	/
A	1,98	4,04	5,80	6,93	7,70	12,70	/	/	/	/	/	10	3,43	10	4,76	5,39	8,04	/	/	/	/	/	/	/
A'	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	10	/	/	/	/	/	/	/
Amin	1,219	3,063	1,504	2,067	2,520	2,770	0,650	1,400	1,960	2,610	3,260	3,510	2,760	1,080	5,110	2,880	3,620	3,900	0,945	1,857	2,770	3,690	4,610	4,960

Armatures longitudinales sur SP2 - combinaison Nmax. Hlorrept

"suite"

File												
Poteau	5-11	13-17	17-23	23-29	29-35	35-41	6-12	12-18	18-24	24-30	30-36	40-46
M (t-m)	/	/	/	/	/	/	3,50	6,72	9,66	10,14	12,02	13,08
N (t)	/	/	/	/	/	/	4,93	7,64	8,46	6,89	2,79	10,71
eo (mm)	/	/	/	/	/	/	72,50	88,01	102,3	107,5	120,8	122,0
$\bar{\sigma}_b$	/	/	/	/	/	/	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
mat	/	/	/	/	/	/	4,37	8,01	10,09	11,30	12,49	13,26
μ	/	/	/	/	/	/	0,0228	0,0114	0,0526	0,0589	0,0651	0,0641
K	/	/	/	/	/	/	61,0	42,8	39,2	34,6	32,5	31,5
\bar{K}	/	/	/	/	/	/	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43
mac	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
E	/	/	/	/	/	/	0,9342	0,9135	0,9022	0,8992	0,8947	0,8920
μ_1	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
μ_2	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
K	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
$\bar{\omega}$	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
$\bar{\omega}$	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
A ₁	/	/	/	/	/	/	3,01	5,64	7,18	8,08	8,98	9,56
A	/	/	/	/	/	/	3,00	3,82	5,16	6,45	8,31	9,31
A'	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Armin	2,48	1,64	2,43	3,24	4,04	4,35	1,169	2,46	4,62	2,02	2,48	5,58

B. Portique transversal (12-12):

Détermination des armatures longitudinales sous "SP".

On calcule $e_0 = M/N$ pour tous les poteaux et on les compare à $e_1 = h/6$

si $e_0 > h/6 \Rightarrow$ section partiellement comprimée

si $e_0 < h/6 \Rightarrow$ section entièrement comprimée.

Dans le cas on a:

$h = 50$ pour les poteaux centraux

$h = 45$ pour les poteaux de rive.

donc:

$e_1 = h/6 = 45/6 = 7,5$ cm pour les poteaux de rive

$e_1 = h/6 = 50/6 = 8,33$ cm pour les poteaux centraux.

Tableau donnant les valeurs de $e_0 = M/N$ et de $\bar{\sigma}_b$ ainsi que la section d'armatures minimales

(Résultats du Programme).

	A	B	C
6	12	18	
5	11	15	
4	10	16	
3	9	15	
2	8	14	
1	7	13	

File	Poteau	M (t.m)	N (t)	e_0 (cm)	e_1 (cm)	$\bar{\sigma}_b$	γ_1 (cm)	A_{min}
A	1	1,34	17,070	7,85	7,50	92,4	13,90	4,15
	2	1,34	14,231	9,42	7,50	97,2	14,38	3,71
	3	1,34	11,345	11,81	7,50	104,5	15,07	2,82
	4	1,34	8,447	15,86	7,50	116,8	16,16	1,96
	5	1,34	5,543	24,17	7,50	137,0	17,77	1,17
	6	1,10	2,627	41,87	7,50	137,0	17,77	0,55
B	7	0,41	18,278	2,24	8,33	74,6	—	1,05
	8	0,56	15,183	3,69	8,33	78,6	—	0,97
	9	0,51	12,119	4,21	8,33	80,0	—	0,77
	10	0,51	9,069	5,62	8,33	83,9	—	0,58
	11	0,47	6,029	7,79	8,33	89,5	—	0,38
	12	0,78	3,009	25,9	8,33	137,0	19,89	0,45
C	13	0,61	9,295	6,56	7,50	88,5	—	0,74
	14	0,58	7,726	7,51	7,50	91,4	13,80	2,10
	15	0,56	6,170	9,10	7,50	96,2	14,28	1,62
	16	0,58	4,614	12,50	7,50	106,5	15,26	1,13
	17	0,53	3,054	17,35	7,50	121,3	16,54	0,69
	18	0,96	1,486	64,6	7,50	137,0	17,77	0,32

Armatures longitudinales sous (SP.)

(Portique 12-12)

File	A						B						C					
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Pot	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
H(m)	11,34	11,34	11,34	11,34	11,34	11,10	10,41	10,19	10,11	10,05	10,04	10,02	10,19	10,18	10,19	10,18	10,19	10,19
N(m)	17,070	14,231	11,345	8,445	5,545	2,645	18,225	15,183	12,141	9,099	6,057	3,015	9,225	7,225	6,720	4,614	3,054	1,486
60(m)	7,42	9,42	11,81	15,80	24,17	41,87	72,24	69	72,1	5,62	7,74	6,59	6,56	7,57	9,10	12,50	17,35	24,60
55(m)	6,24	8,24	10,45	11,98	13,7	13,7	74,6	70,6	60,0	53,9	47,7	13,7	8,93	9,14	9,62	10,65	12,13	13,7
ρ	/	/	/	/	/	/	0,125	0,097	0,077	0,054	0,034	/	0,078	/	/	/	/	/
ε	/	/	/	/	/	/	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	/	2,25	/	/	/	/	/
c	/	/	/	/	/	/	0,364	0,371	0,382	0,392	0,402	/	0,346	/	/	/	/	/
D	/	/	/	/	/	/	0,643	0,570	0,515	0,445	0,416	/	0,682	/	/	/	/	/
μ	/	/	/	/	/	/	0,443	0,404	0,416	0,415	0,416	/	0,419	/	/	/	/	/
A ₁	7,2	4,5	5,2	17,8	9,19	1,48	/	/	/	/	/	/	/	1,84	1,17	1,32	1,00	1,14
A	<0	<0	<0	<0	<0	0,50	/	/	/	/	/	0,06	/	<0	<0	<0	<0	0,18
A'	/	/	/	/	/	/	<0	<0	<0	<0	<0	0,45	<0	/	/	/	/	/
Arms	51,5	47,5	28,2	19,1	11,2	5,5	10,5	0,0	0,4	0,5	0,8	0,4	0,4	2,10	1,9	1,15	0,9	0,3

Determination des armatures sous (SP₂)

$$e_1 = \frac{R_t}{6} = \begin{cases} 7,5 \text{ cm pour les A et C} \\ 8,33 \text{ cm pour les B.} \end{cases}$$

Combinaison N_{max}, M_{cor}:

Fila	Poutre	M (tm)	N (T)	e ₀ (cm)	e ₁ (cm)	$\bar{\sigma}_b$
A	1	9,03	88,962	10,15	7,50	149,1
	2	25,55	69,251	36,90	"	205,5
	3	17,84	47,341	37,70	"	205,5
	4	11,77	29,071	38,40	"	205,5
	5	6,46	15,283	42,30	"	205,5
	6	0,87	5,801	15,30	"	172,6
B	7	19,90	36,416	54,60	8,33	205,5
	8	44,44	28,996	153,30	"	205,5
	9	33,34	21,083	158,10	"	205,5
	10	22,23	14,154	157,0	"	205,5
	11	12,05	8,414	143,20	"	205,5
	12	5,16	3,787	136,20	"	205,5
C	13	7,59	63,688	11,90	7,50	157,4
	14	23,50	49,618	47,30	"	205,5
	15	15,87	33,871	46,80	"	205,5
	16	10,04	20,746	48,40	"	205,5
	17	6,07	10,866	55,80	"	205,5
	18	1,30	4,140	31,40	"	205,5

NB: Tous les sections sont partiellement comprimées.

Armatures longitudinales sous (SPa)

~El portique 12-12 D~

Combinaison (Nmax, M_{cor})

Pile	A									B						C		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
SPa	A	L	S	A	S	G	T	B	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
SPa	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
M ₁	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M ₂	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M ₃	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M ₄	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M ₅	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M ₆	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M ₇	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M ₈	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M ₉	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M ₁₀	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M ₁₁	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M ₁₂	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M ₁₃	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M ₁₄	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M ₁₅	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M ₁₆	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M ₁₇	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M ₁₈	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15

NB: La combinaison (M_{max}, N_{cor}) correspond a la combinaison (N_{max}, M_{corr}).

Resumé:

les sections les plus défavorables retenues pour les différents poteaux sont groupées dans les tableaux. les poteaux sont armés symétriquement dans les deux sens (longitudinalement et transversalement).

NB: la section Amin et la section totale d'acier à retenir sur toute la section du poteau. les sections données dans les colonnes sont de sections symétriques.

Poutre (1-1)

Fila	Poteaux	sous SP1 A=A'	sous SP2 A=A'	A _{min} (cm ²)	MAX (A=A') section retenue
A	1-7	0,875	1,98	1,219	1,98
	7-13	<0	4,04	3,063	4,04
	13-19	<0	5,80	1,549	5,80
	19-25	<0	6,93	2,067	6,93
	25-31	<0	7,76	2,584	7,76
	31-37	<0	1,27	2,772	12,7
B	2-8	<0	1,26	0,654	1,26
	8-14	<0	2,63	1,302	2,63
	14-20	<0	3,65	1,960	3,65
	20-26	<0	3,99	2,612	3,99
	26-32	<0	4,86	3,264	4,86
C	3-9	<0	0,338	2,764	2,764/2
	9-15	<0	3,43	1,481	3,43
	15-21	<0	2,20	5,110	5,11/2
	21-27	<0	4,76	2,855	4,76
	27-33	<0	5,39	3,625	5,39
D	33-39	<0	8,05	3,943	8,05
	4-10	—	0,56	0,935	0,935/2
	10-16	—	1,37	1,857	1,857/2
	16-22	—	1,73	2,775	2,775/2
	22-28	—	1,52	3,693	3,693/2
E	28-34	—	<0	4,617	4,617/2
	34-40	—	4,42	4,965	4,965/2
	5-11	3,30	1,20	2,482	2,482/2
	11-17	<0	2,09	1,600	2,097
	17-23	<0	2,45	2,434	2,45
F	23-29	<0	2,09	3,243	3,243/2
	29-35	<0	4,61	4,045	4,61
	35-41	<0	4,95	4,353	4,95
F	6-12	0,42	3,00	1,169	3,00
	12-18	<0	4,84	3,461	4,84
	18-24	<0	5,16	4,621	4,621
	24-30	<0	6,45	2,021	6,45
	30-36	<0	8,31	2,482	8,31
36-42	<0	9,31	5,588	9,31	

Fila	Poteaux	sous SP2 A=A'	sous SP1 A=A'	A _{min} (cm ²)	MAX (A=A') section retenue
A	1	10,10	<0	4,15	10,10
	2	10,55	<0	3,71	10,55
	3	8,50	<0	2,82	8,50
	4	3,88	<0	1,96	3,88
	5	2,25	0,21	1,12	2,25
	6	<0	0,50	0,55	0,50
B	7	7,62	<0	1,05	7,62
	8	15,38	<0	0,97	15,38
	9	13,14	<0	0,77	13,14
	10	11,33	<0	0,58	11,33
	11	5,80	<0	0,38	5,80
	12	2,34	0,06	0,45	2,34
C	13	7,71	<0	0,74	7,71
	14	10,40	<0	2,10	10,40
	15	6,62	<0	1,62	6,62
	16	4,02	<0	1,13	4,02
	17	2,49	<0	0,69	2,49
	18	0,26	0,58	0,32	0,58

Recommandations pratiques

- le diamètre minimum des aciers de poteaux est $\phi = 12 \text{ mm}$.
- La distance entre deux barres voisines ne doit pas dépasser la dimension minimale de la section du poteau.
- Disposer les aciers longitudinaux le plus près possible des bords (contraintes importantes développées près des bords)
- Un poteau ne doit pas avoir une section d'armatures intérieur à celle du poteau supérieur.
- les poteaux seront armés :
 - * dans le sens longitudinal avec la section d'armatures calculée longitudinalement (portique longitudinal)
 - * dans le sens transversal avec la section d'armatures calculée transversalement (portique transversal)

Ferraillage adoptée :

On ferraillera la fib de poteaux sous la plus défavorable qu'on adoptera partout, sur un même niveau ce sera le même ferrailage.

Portique longitudinal (1-1) :

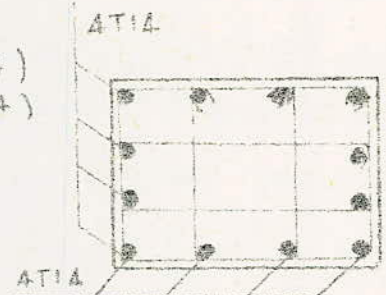
- Niveau VI : $A = 3,00 \text{ cm}^2$
- Niveau V : $A = 4,84 \text{ cm}^2$
- Niveau IV : $A = 5,80 \text{ cm}^2$
- Niveau III : $A = 6,93 \text{ cm}^2$
- Niveau II : $A = 8,31 \text{ cm}^2$
- Niveau I : $A = 12,70 \text{ cm}^2$

Portique transversal (12-12)

- Niveau VI : $A = 2,34 \text{ cm}^2$
- Niveau V : $A = 5,80 \text{ cm}^2$
- Niveau IV : $A = 11,33 \text{ cm}^2$
- Niveau III : $A = 13,14 \text{ cm}^2$
- Niveau II : $A = 15,38 \text{ cm}^2$
- Niveau I : $A = 10,10 \text{ cm}^2$

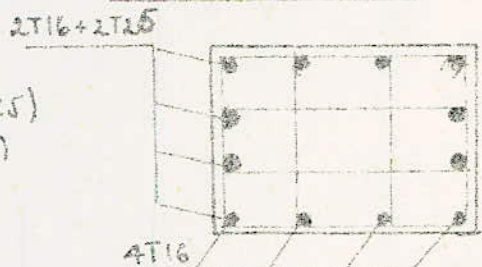
Niveaux VI et V

longitudinalement $A = 4,84 \text{ cm}^2$ (4T14)
 transversalement $A = 5,80 \text{ cm}^2$ (4T14)



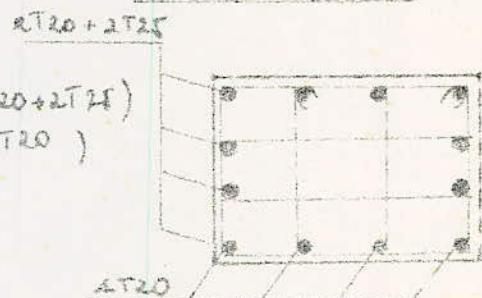
Niveaux IV et III

transversalement $A = 13,14 \text{ cm}^2$ (2T16 + 2T25)
 longitudinalement $A = 6,93 \text{ cm}^2$ (4T16)



Niveaux II et I

transversalement $A = 15,38 \text{ cm}^2$ (2T20 + 2T25)
 longitudinalement $A = 12,70 \text{ cm}^2$ (4T20)



Armatures transversales:

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

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

Les armatures transversales sont disposées en cours successifs dans un plan horizontal perpendiculairement à l'axe longitudinal des poteaux.

Les règles CBA 68 te bornent à limiter les espacements entre celles-ci comme indiqué ci dessous.

Zone courante (Ou il n'y a pas de recouvrement)
l'espacement admissible est :

$$t = \min \left\{ \begin{aligned} t_1 &= (100 \phi_t - 100 \phi_{lmax}) (2 - \sigma_b / \sigma_{b0}) \\ t_2 &= 15 (2 - \sigma_b / \sigma_{b0}) \phi_{lmin} \end{aligned} \right.$$

Du pratique on prend : $t \leq 15 \phi_{lmin}$

dans notre cas $\phi_{lmin} = 14 \text{ mm} \Rightarrow t \leq 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}$

$\phi_t \geq 0,3 \phi_{lmax}$, dans notre cas $\phi_{lmax} = 25 \text{ cm}$.

$\phi_t \geq 0,3 \cdot 25 = 0,75 \text{ cm}$. soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Zone de recouvrement :

soit ν le nombre de cours d'armatures a disposer sur le recouvrement. on doit avoir :

$$\nu \geq 3$$

$$\nu \geq \frac{0,4 \phi_l^2 \sigma_{ed}}{\phi_t^2 \sigma_{ent}} = \frac{0,4 \times \phi_l^2 \cdot 4200}{0,8^2 \cdot 2400} = 1,0937 \phi_l^2$$

longueur de recouvrement:

elle est au moins égale à la longueur de scellement droit (Art 30.5 CBA 68).

$$l_d = \frac{\phi_l}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} \text{ avec}$$

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

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \phi_l^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \times (1,5)^2 \times 5,7 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = 42,17 \phi_l$$

$$\text{pour } \phi_l = 14 \text{ mm} \rightarrow l_d = 59 \text{ cm}$$

$$\phi_l = 16 \text{ mm} \rightarrow l_d = 67,5 \text{ cm}$$

$$\phi_l = 25 \text{ mm} \rightarrow l_d = 105 \text{ cm}$$

Les armatures transversales doivent contre l'effort tranchant développé pour les forces armiques horizontale agissant à chaque niveau

D'après le règlement du CTC on prend comme espacement de armatures transversales.

- zone nodale $t \leq \min (10 \phi, 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$

- zone courante $t \leq 12 \phi = 16,8 \text{ cm}$

finalement on adoptera :

$t = 10 \text{ cm}$ pour la zone nodale

$t = 15 \text{ cm}$ pour la zone courante.

CALCUL DES VOILES

ETUDE DES VOILES

Descente de charge pour chaque voile :

Surface revenant à chaque voile = $4,05 \times 4,875 = 19,74 \text{ m}^2$.

NIVEAU III.

Plancher	-----	$0,526 \times 19,74 =$	10,38 t
Poutre longitudinale	-----	$2,55 \times 0,45 \times 0,30 \times 2,5 =$	0,86 t
Poutre palière	-----	$1,5 \times 0,30 \times 0,30 \times 2,5 =$	0,3375 t
semi-voile	-----	$\frac{1}{4} \times 0,15 \times 4,875 \times 2,5 \times 2,5 =$	1,21 t
Poids de l'accroche	-----	$0,10 \times 0,80 \times 4,05 \times 2,5 =$	0,81 t

$$G = 13,60 \text{ t}$$

Surcharge d'exploitation $P = 0,1 \times 19,74 = 1,974 \text{ t}$

NIVEAUX II, I, III, II et I

Plancher	-----	$0,472 \times 19,74 =$	9,32 t
Poutre longitudinale	-----		0,86 t
Poutre palière	-----		0,3375 t
voile	-----	$2 \times 1,21 =$	2,42 t

$$G = 12,94 \text{ t}$$

Surcharge d'exploitation $P = 0,175 \times 13,74 = 3,45 \text{ t}$

Dans notre bâtiment on a un seul type de voiles.
(voiles pleines sans ouvertures).

Le voile sera considéré comme une console encastree à une extrémité et libre à l'autre. Pour cela on doit déterminer les efforts à sa base.

Calcul des efforts :

- Moments: les moments les plus défavorables sont ceux dus au sisme horizontal et aux forces dues à la torsion.
- Efforts normaux minimaux et maximaux:

N_{\min} : est obtenu à partir de la combinaison : $G + P/5 + S_{iv} \uparrow$

N_{\max} : est obtenu à partir de la combinaison : $G + P + S_{iv} \downarrow$

Calcul des armatures et vérification du béton comprimé :

les aciers sous N_{\max} et M_{corresp} . et on vérifie le béton sous l'action de N_{\min} et M_{corresp} . On calculera le béton sous

Calcul des contraintes :

On utilise la formule de NAVIER :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

ou N : effort normal appliqué.

Ω : section transversale du voile

M : moment flechissant appliqué.

V : distance du CG de la section à la fibre la plus éloignée...

Marche à suivre pour le Calcul des aciers en flexion composée :

- On détermine les efforts M , N_{min} et N_{max} qui sollicitent le voile.
 - On calcule l'excentricité $e_0 = M / N_{min}$, V , I , R .
 - On déduit d'après la formule de NAVIER $\bar{\sigma}_{min}$ et $\bar{\sigma}_{max}$.
- A ce niveau deux cas sont à envisager :

1^{er} Cas :

Si $\bar{\sigma}_{min}$ et $\bar{\sigma}_{max}$ sont de même signe (section entièrement comprimée).
On armera alors avec le pourcentage minimum ($\bar{\omega}_{min} = 0,25\%$).
Si $\bar{\omega}$ calculé est inférieur à $\bar{\omega}_{min}$ sinon on armera avec $\bar{\omega}$ calculé aussi bien pour les aciers verticaux qu'horizontaux.

2^e Cas :

Si $\bar{\sigma}_{min}$ et $\bar{\sigma}_{max}$ sont de signe contraire, cela signifie que la section est partiellement comprimée, on calculera alors le volume des contraintes de traction exprimé en kg, en divisant ce volume

= on obtient la section d'aciers nécessaire d'où le

pourcentage d'acier longitudinal d'où la

section d'aciers nécessaire, on adopte ensuite le nombre de barres par mètre linéaire.

On calcule le pourcentage réel à partir des aciers adoptés puis on vérifie le béton. Pour cela on calcule de nouveau $\bar{\sigma}_{min}$ et $\bar{\sigma}_{max}$ avec N_{max} et M_{cor} . On compare $\bar{\sigma}_{max}$ qu'on compare à $\bar{\sigma}_b$ ($\bar{\sigma}_b$ en flexion composée diffère de $\bar{\sigma}_b$ en flexion simple). Pour la sollicitation du 2^e genre les valeurs de $\bar{\sigma}_b$ seront multipliées par 1,5.

Prescriptions relatives au ferrailage (Complément parasismique du CTC)

- les murs de refends doivent être ferrillés avec des barres verticales et horizontales disposées en deux nappes.
- Si une partie de voile est tendue l'effet de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum de armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5%, le diamètre des barres verticales et horizontales est $t \leq 1/10 e$. (avec e : épaisseur du voile).
- Vissage des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:
 $t \leq \max(1,5e, 30 \text{ cm})$.
- les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles $\phi 6$ par mètre linéaire, les barres horizontales étant disposées vers l'extérieur.
- Si le voile est complètement comprimé ses extrémités doivent être ferrillées sur $\pm L$ avec un % min de 0,5%.
- les barres verticales doivent être tenues par des cadres horizontaux ayant un espacement inférieur à l'épaisseur du voile.
- On prévoit en plus des joints de reprises horizontaux (intersection blanche-mur), de même que des joints de reprises verticaux.
- A défaut de calcul on prévoit systématiquement une section d'armatures de contre à $0,5e / \text{ml}$.

Les voiles seront considérées comme des consoles encastrees a une extremite et libres de l'autre.

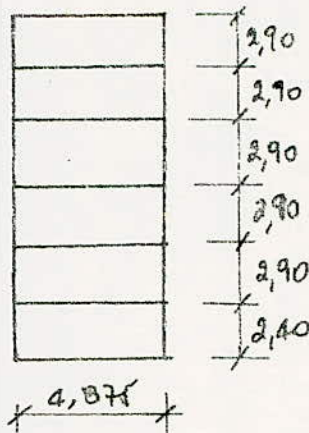
Caracteristiques du voile:

$$I = \frac{0,15 \times 4,875^3}{12} = 1,4482 \text{ m}^4$$

$$l = 4,875 \text{ m}$$

$$h = 16,9 \text{ m}$$

$$e = 0,15 \text{ m}$$

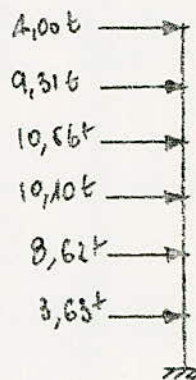


Sollicitation Horizontale:

La repartition de efforts horizontaux a donne pour le voile le resultat suivants:

F^V : force revenant a un voile

Niv	$R_{i \text{ voile}}$	$\sum R_i$	$(F_x)_i$	$(F_y)_i$	$F_{horizontal}$	F_T	M.
VI	41,33	297,66	26,41	3,67	0,33	4,00	0
V	117,45	449,80	29,14	7,61	1,70	9,31	11,60
IV	190,86	596,62	23,77	7,60	2,96	10,56	50,20
III	284,29	783,48	16,63	6,03	4,07	10,10	119,42
II	461,81	1138,52	8,88	3,60	5,02	8,62	217,93
I	1231,99	2912,14	2,35	1,04	2,59	3,63	341,45
							452,37



$$F^V = \frac{R_{i \text{ voile}}}{\sum R_i} (F_x)_i$$

Sollicitation Verticale

$$S_{IV} = (G + \frac{D}{5}) \sigma_v$$

Niv	σ_v	G		D		S _{IV}	
		F(t)	F _{cumule}	F(t)	F _{cumule}	F(t)	F _{cumule}
VI	0,1522	13,60	13,60	1,97	1,97	2,13	2,13
V	0,1268	12,94	26,54	3,45	5,42	1,73	3,86
IV	0,1014	12,94	39,48	3,45	8,87	1,38	5,24
III	0,0760	12,94	52,42	3,45	12,32	1,04	6,28
II	0,0507	12,94	65,36	3,45	15,77	0,69	6,97
I	0,0253	12,94	78,30	3,45	19,22	0,34	7,31

Determination de N_{max} , N_{min} et M_{cor} :

N_{max} sous $G+D+Siv^{\uparrow}$
 N_{min} sous $G+D/5+Siv^{\uparrow}$
 N sous (SP1): $G+1,2P = 101,36 t$
 $N_{max} = 78,30 + 19,22 + 7,31 = 104,83 t$
 $N_{min} = 78,30 + 19,22/5 - 7,31 = 74,88 t$
 $M_{cor} = 452,37 t.m$

Calcul des armatures sous N_{max} , M_{cor} :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{Mv}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{104,83}{0,15 \times 4,875} + \frac{452,37 \times 2,437}{1,4482} = 904,59 t/m^2 = 90,46 kg/cm^2$$

$$\sigma_2 = \frac{104,83}{0,15 \times 4,875} - \frac{452,37 \times 2,437}{1,4482} = -617,9 t/m^2 = -61,79 kg/cm^2$$

σ_1 et σ_2 sont de signe contraire \Rightarrow le voile est partiellement comprimé.

Determination du volume des contraintes de traction:

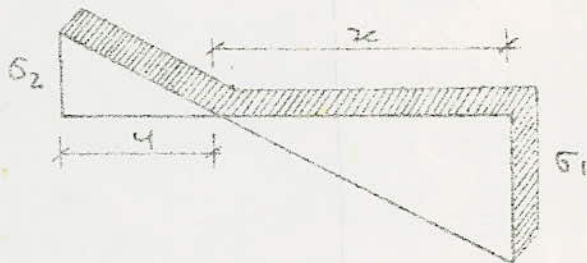
$$\frac{x}{y} = \frac{90,46}{61,79} = 1,46$$

$$x + y = l = 4,875$$

$$x = 289,5 \text{ cm}$$

$$y = 498 \text{ cm}$$

Volume de contraintes



$$F_a = \frac{61,79 \times 198 \times 15}{2} = 91758,15 \text{ kg}$$

$$A = \frac{F_a}{\sigma_a} = \frac{91758,15}{4200} = 21,85 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{A}{b h l} = \frac{21,85}{15 \times 487,5} = 0,3\% < \bar{\omega}_{min} = 0,5\%$$

donc on adopte $\bar{\omega}_{min} = 0,5\%$ pour les faces tendues

$$d'où A (cm^2/ml) = \bar{\omega}_{min} \times b h l = \frac{0,5 \times 100 \times 15}{100} = 7,5 \text{ cm}^2$$

soit 4T12/ml sur chaque surface.

Pour les armatures horizontales le pourcentage minimum est de 0,25% (fixé par le CTC).

$$A = \frac{0,25 \times 100 \times 15}{100} = 3,75 \text{ cm}^2/ml \Rightarrow \text{On adoptera } 4T8/ml \text{ par face}$$

Verification des contraintes:

$\sigma_1 = 90,46 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_2 = -61,79 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{max} = 90,46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_c = 205,5 \text{ kg/cm}^2$ (sous SF_2).

Calcul des armatures sous N_{min} et M corresp.

$N_{min} = 74,83 \text{ t}$
 $M = 452,37 \text{ t.m}$

$\sigma_1 = \frac{74,83}{0,15 \times 4,875} + \frac{452,37 \times 2 \times 437}{1,4482} = 863,5 \text{ t/m}^2 = 86,35 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = \frac{74,83}{0,15 \times 4,875} - \frac{452,37 \times 2 \times 467}{1,4482} = -638,9 \text{ t/m}^2 = -63,89 \text{ kg/cm}^2$

σ_1 et σ_2 sont de signe contraire \Rightarrow la voile est partiellement comprimée.

Determination du volume des contraintes

$\frac{x}{y} = \frac{86,35}{63,89} = 1,35$

$x + y = 4,875 \Rightarrow x = 2,805 \text{ m}$
 $y = 2,070 \text{ m}$

$F_a = \frac{63,89 \times 207 \times 15}{2} = 99189,22 \text{ kg}$

$A = \frac{F_a}{\bar{\sigma}_a} = \frac{99189,22}{4200} = 23,62 \text{ cm}^2$

$\bar{\omega} = \frac{A}{b h_t} = \frac{23,62}{15 \times 487,5} = 0,32 \% < \bar{\omega}_{min} = 0,5 \%$

Donc on adoptera $\bar{\omega}_{min} = 0,5 \%$ pour les fers tendus.

d'où $(A_{t/m}^3) = \bar{\omega}_{min} b h_t = \frac{0,5 \times 100 \times 15}{100} = 7,5 \text{ cm}^2$

soit 4T12 / ml sur chaque face.

Pour les armatures horizontales le ferrailage sera le même que pour le 1^{er} cas (soit 4T8/ml sur chaque face)

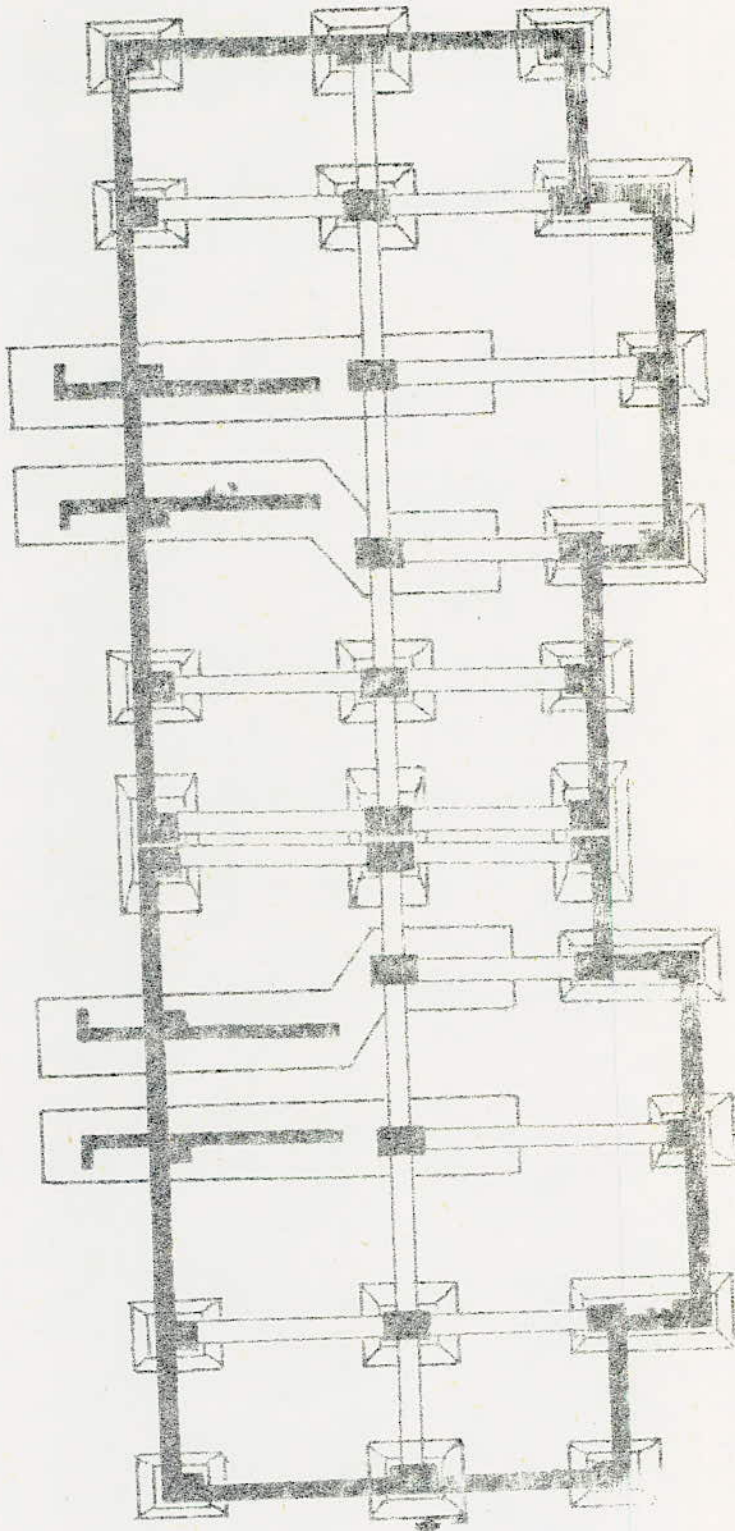
la verification de contraintes est satisfaisante.

Remarques:

- Aux extrémités on réduit l'espacement de t/2 vu que le voile sera comprimé d'un côté et tendu de l'autre suivant la direction du sismo.
- Vu que le sismo horizontal peut agir dans un sens ou dans l'autre on armera par conséquent le voile sur toute sa longueur avec le pourcentage d'armatures calculé en traction.

FONDATIONS

CALCUL DES FONDATIONS



Introduction:

Les fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles. La contrainte admissible du sol est: $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars} = 2,04 \text{ kg/cm}^2$ à 1,2 m d'ancrage.

Nous avons cinq types de semelles.

- Semelles isolées sous poteau.
- Semelles isolées sous deux poteaux (au niveau du joint de dilatation)
- Semelle filante sous deux poteaux.
- Semelles filantes sous voûte et poteau.

Choix de ces semelles

- Semelle isolée sous un poteau: ce type de semelle a été choisi du fait que les poteaux sont suffisamment espacés de façon à ne pas craindre l'interférence des contraintes.
- Semelle isolée sous deux poteaux: (au niveau du joint de dilatation)
- Semelle filante sous 2 poteaux: ce type de semelle a été choisi parce que parmi les poteaux il y a certains qui sont très rapprochés (1,175 m) et comme ça on peut éviter l'interférence des contraintes sous les semelles.
- Semelle filante sous voûte et poteau: nous avons choisi ce type de semelles pour stabiliser les voûtes d'une part et d'autre part parce que le voûte et le poteau sont sur le même alignement ou décalés d'une distance qui ne suffit pas pour deux semelles séparées.

Remarque: Les semelles seront ferrillées sous la plus défavorable de sollicitations suivantes:

$$SP_1 \text{ si } 1,5(SP_1) > (SP_2)$$

$$SP_2 \text{ si } 1,5(SP_1) < (SP_2)$$

Calcul des semelles isolées sous poteaux:

La semelle sera dimensionnée sous l'effet normal maximal de la flèche correspondante.

Semelle sous Poteau 40 x 50

$N_{max} = 86,48 \text{ t}$ sous (SP_1) .

La méthode utilisée est celle de briques.

On suppose que les semelles sont rigides et qu'elles sont homothétiques avec les poteaux.

Dimensionnement:

$B_x \times B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$; $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}$ (Relation d'homothétie)

$B_x \times B_y \geq \frac{86,48 \cdot 10^3}{2,04} = 42382,16 \text{ cm}^2$

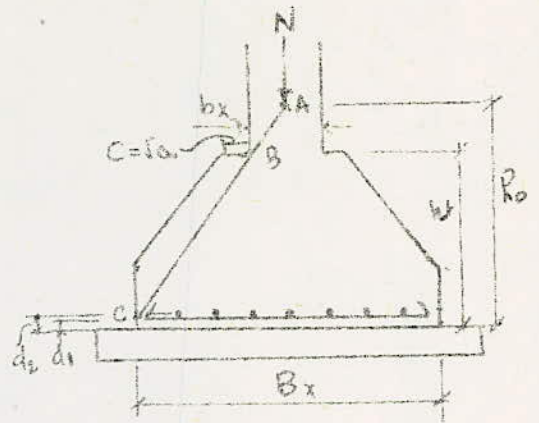
$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = \frac{50}{40} = 1,25$$

$$B_x = 1,25 B_y \Rightarrow 1,25 B_y^2 \geq 42392,16 \text{ cm}^2$$

$$B_y \geq 184,15 \text{ cm} \text{ soit } \boxed{B_y = 190 \text{ cm}}$$

$$B_x = 1,25 B_y = 237,5 \text{ cm}$$

$$\text{soit } \boxed{B_x = 240 \text{ cm}}$$



Hauteur de la semelle:

$$R_t \geq \frac{B_x - b_x}{4} + d_1 \quad (d_1 = 5 \text{ cm})$$

$$R_t \geq \frac{240 - 50}{4} + 5 = 52,5 \text{ cm} \text{ on prend } R_t = 60 \text{ cm.}$$

$$R = 55 \text{ cm.}$$

Épaisseur de la semelle:

$$e \geq 6\phi + 6 \Rightarrow \text{pour } d_3 \text{ de } 20 \quad e \geq 6 + 2 + 6 = 18 \text{ cm}$$

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

Calcul du poids propre de la semelle

$$N_0 = \left[B_x \cdot e + \frac{(B_x + b_x + 2c)(h_t - e)}{2} \right] B_y \cdot 2,5$$

$$= \left[2,40 \times 0,2 + \frac{(2,40 + 0,50 + 10)(0,60 - 0,2)}{2} \right] 1,90 \times 2,5 = 5,13 \text{ t.}$$

l'effort normal transmis au sol:

$$N_t = N + N_0 = 86,48 + 5,13 = 91,61 \text{ t.}$$

$$\frac{N_t}{B_x B_y} = \frac{91,61 \cdot 10^3}{190 \times 240} = 2,008 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,04 \text{ kg/cm}^2$$

donc le sol peut supporter l'effort qui lui est transmis.

Calcul des armatures:

Le calcul se fera par la méthode des bielles. Cette méthode consiste à admettre que l'effort provenant du poteau se transmet par l'intermédiaire de bielles obliques de traction ayant leur origine en A qui est le point de rencontre de l'axe du poteau avec le droit joignant (C) on commence l'ancrage des barres au point B où la semelle rejoint le parement du poteau. La méthode des bielles conduit aux résultats suivants.

$$\text{dans le sens } x: \quad A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{N_t (B_x - b_x)}{8 \bar{\sigma}_a (h_t - d_1)} \quad \text{armatures parallèles à } B_x \text{ (gros dimension)}$$

$$\text{dans le sens } y \quad A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{N_t (B_y - b_y)}{8 \bar{\sigma}_a (h_t - d_1)} \quad \text{soient // } B_y.$$

$$A_x = \frac{91,61 \cdot 10^3 (240 - 50)}{8 \cdot 2800 (60 - 5)} = 14,13 \text{ cm}^2$$

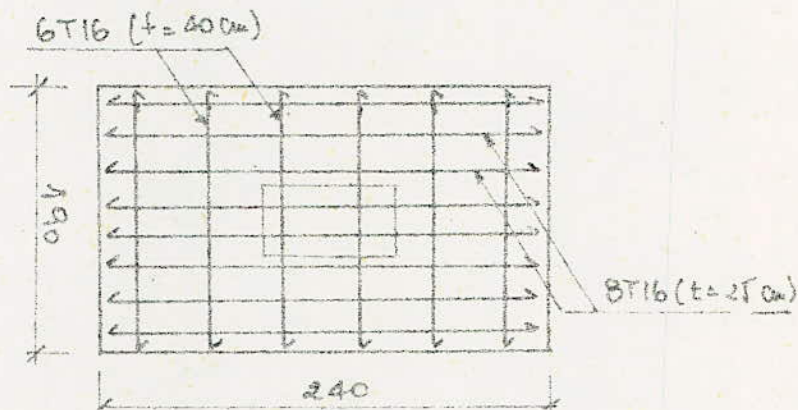
$$A_y = \frac{91,61 \cdot 10^3 (190 - 40)}{8 \cdot 2800 (60 - 5)} = 11,15 \text{ cm}^2$$

Disposition des armatures:

les armatures seront constituées de barres orthogonales et parallèles aux côtés B_x et B_y et seront disposées en deux nappes.

nappe inférieure: $A_x = 14,13 \text{ cm}^2$ soit 8T16 ($16,08 \text{ cm}^2$)
avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$.

nappe supérieure: $A_y = 11,15 \text{ cm}^2$ soit 6T16 ($A = 12,06 \text{ cm}^2$)
 $e = 40 \text{ cm}$.



Semelle sous poteau 40 x 45:

$$N_{\max} = 88,96 \text{ t sous } (S_2)$$

Dimensionnement:

$$B_x B_y \geq \frac{N}{1,5 \cdot 5,5} \quad B_x B_y \geq \frac{88,96 \cdot 10^3}{2 \cdot 1,02 \cdot 1,5} = 29072 \text{ cm}^2$$

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = \frac{45}{40} = 1,125 \Rightarrow B_x = 1,125 B_y$$

$$B_y = \sqrt{\frac{29072}{1,125}} = 160 \text{ cm} \text{ soit } \underline{B_y = 170 \text{ cm}}$$

$$B_x = 1,125 B_y \Rightarrow \underline{B_x = 190 \text{ cm}}$$

Raieure de la semelle:

$$R_t \geq \frac{B_x - b_x}{4} + d_1 = \frac{190 - 45}{4} + 5 = 41,25 \Rightarrow R_t = 50 \text{ cm}$$

$$R_b = 45 \text{ cm}$$

Épaisseur de la semelle:

$$e \geq 6\phi + 6 \text{ pour } \phi 20 \quad e \geq 18 \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Poids propre de la semelle:

$$N_0 = \left[1,90 \times 0,2 + \frac{(1,90 + 0,45 + 0,10)(0,50 - 0,20)}{2} \right] \times 1,70 \times 2,5 = 3,17 \text{ t}$$

L'effort total transmis au sol $N_t = N + N_0 = 88,96 + 3,17 = 92,13 \text{ t}$

$$\frac{N_t}{B_x B_y} = \frac{92,13 \cdot 10^3}{190 \cdot 170} = 2,85 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 1,5 \times 2 \times 1,02 = 3,06 \text{ kg/cm}^2$$

donc le sol peut supporter l'effort qui lui est transmis.

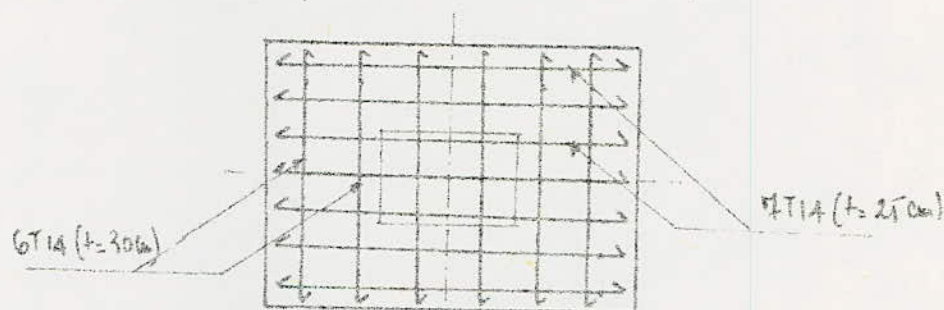
Calcul des armatures:

lit inférieur: // à B_x : $A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{92,13 \cdot 10^3 (190 - 45)}{8 \cdot 4200 (50 - 5)} = 8,83 \text{ cm}^2$

soit 7T14 ($A_x = 10,77 \text{ cm}^2$) avec un espacement $t = 25 \text{ cm}$

lit supérieur: // à B_y : $A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{92,13 \cdot 10^3 (170 - 40)}{8 \cdot 4200 (45)} = 7,92 \text{ cm}^2$

soit 6T14 ($A_y = 9,23 \text{ cm}^2$) avec $t = 30 \text{ cm}$.



Semelle isolée sous deux (2) poteaux:

Semelle sous poteaux 40x50:

$N_1 = N_2 = 72,66 \text{ t}$. Sou (SP₂).

On étudie la semelle comme une semelle isolée sous un poteau de dimension $(40 + 40 + 2) \times 50$ qui transmet un effort $N = 2 \times 72,66 = 145,32 \text{ t}$

Dimensionnement:

$$B_x B_y \geq \frac{N}{1,5 \bar{\sigma}_s} = \frac{145,32 \cdot 10^3}{1,5 \times 2 \times 1,02} = 47490,19 \text{ cm}^2$$

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = \frac{B_2}{50} = 1,64$$

$$1,64 B_y^2 = 47490,19 \Rightarrow B_y = 170 \text{ cm} \text{ on prend } \underline{B_y = 180 \text{ cm}}$$

$$B_x = 1,64 B_y = 295,2 \text{ cm} \text{ soit } \underline{B_x = 300 \text{ cm}}$$

Hauteur de la semelle:

$$h_t \geq \frac{B_x - b_x}{4} + d_1 = \frac{300 - 82}{4} + 5 = 59,5 \text{ cm} \text{ on prend } h_t = 60 \text{ cm}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

Épaisseur de la semelle:

$$e \geq 6\phi + 6 \text{ pour des } \phi 20 \quad e \geq 18 \text{ cm} \text{ soit } e = 20 \text{ cm}$$

Poids propre de la semelle:

$$N_0 = \left[3,00 \times 0,20 + \frac{(3,00 + 0,82 + 0,10)(0,60 - 0,2)}{2} \right] \times 1,80 \times 2,5 = 6,23 \text{ t}$$

$$\text{L'effort normal total transmis au sol est}$$

$$N_t = N_0 + N = 6,23 + 145,32 = 151,55 \text{ t}$$

$$\frac{N_t}{B_x B_y} = \frac{151,55 \cdot 10^3}{300 \times 180} = 2,81 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 3,06 \text{ kg/cm}^2$$

donc le sol peut résister à l'effort qui lui est transmis.

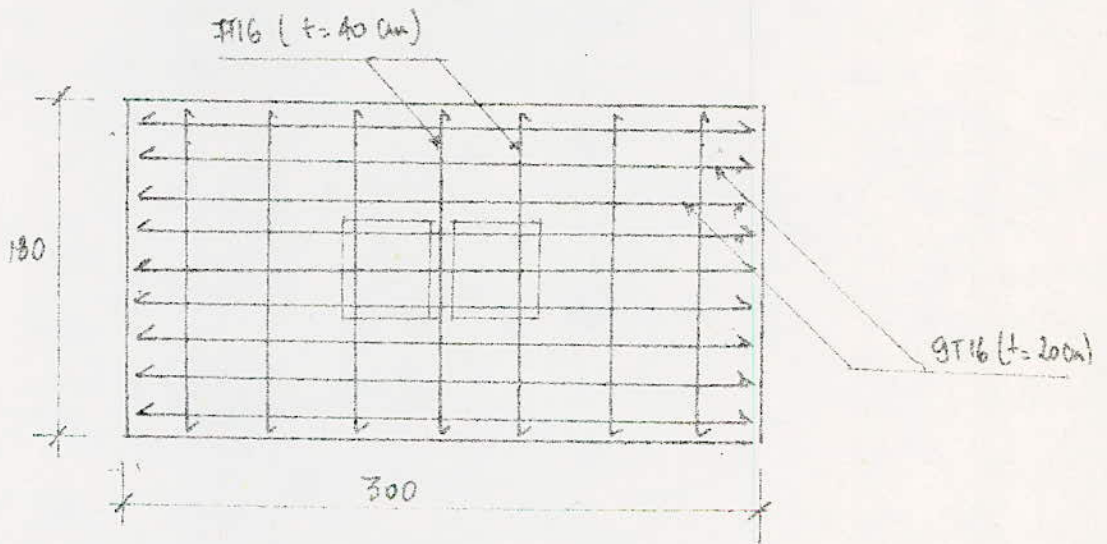
Calcul des armatures:

$$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{N_t (B_x - b_x)}{8 \bar{\sigma}_a (h_t - d_1)} = \frac{151,55 \cdot 10^3 (300 - 82)}{8 \cdot 4200 (60 - 5)} = 17,87 \text{ cm}^2$$

soit 9T16 ($A_x = 18,09 \text{ cm}^2$) // à B_x .
espacement $e = 20 \text{ cm}$

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{N_t (B_y - b_y)}{8 \bar{\sigma}_a (h_t - d_1)} = \frac{151,55 \cdot 10^3 (180 - 50)}{8 \cdot 4200 \times 55} = 10,66 \text{ cm}^2$$

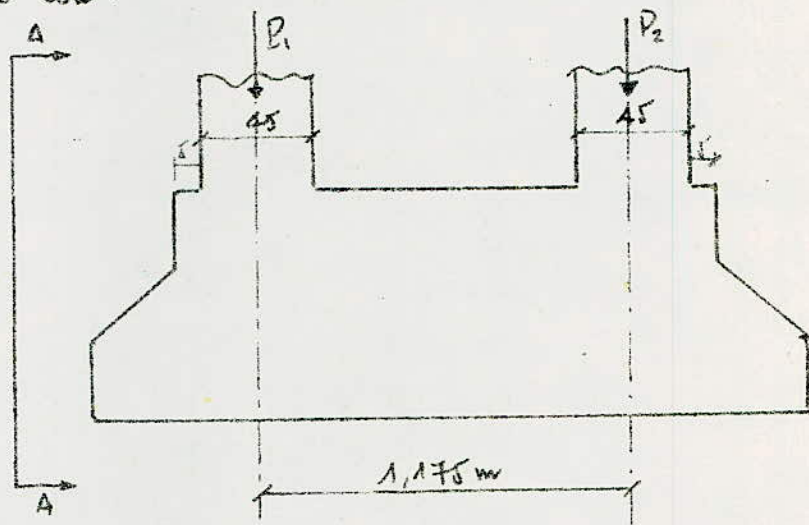
soit 7T16 ($A_y = 14,07 \text{ cm}^2$) armat // B_y .
espacement $e = 40 \text{ cm}$.



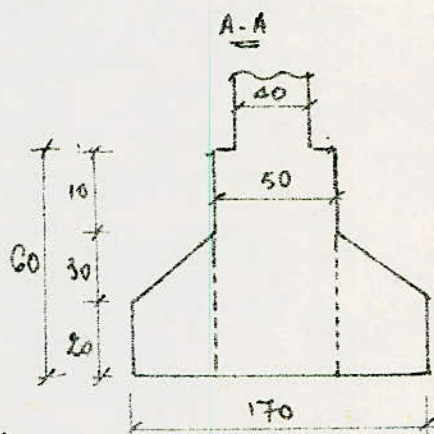
Calcul d'une semelle filant sous 2 poteaux :

Nous la calculerons par la méthode préconisée par M^s GUERIN dans son ouvrage "TRAITE du BA." (Tome 3).

Les 2 poteaux sont espacés de 1,175 m (entre axes). or un calcul dimensionnel de semelle isolée nous donnerait environ 2,20 m par le grand côté.



$P_1 = 63,69 \text{ t}$ (sous SP₁)
 $P_2 = 36,42 \text{ t}$ (sous SP₂)



Dimensionnement de la semelle

$R = P_1 + P_2 = 100,11 \text{ t}$

soit $B = 170 \text{ cm}$

$B \cdot L \geq \frac{R}{\sigma_s} \Rightarrow L \geq \frac{100,11 \cdot 10^3}{170 \cdot 2 \cdot 1,02545} = \frac{192,4}{2,15} \text{ cm}$

soit $L = 250 \text{ cm}$.

la hauteur de la poutre de rigidité doit être telle que :

$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ cm}$

on prend $h_t = 60 \text{ cm}$. $\Rightarrow h = 55 \text{ cm}$ (pour vérifier l'entraînement des armatures).

épaisseur :

$e \geq 6\phi + 6$ pour $\phi 20 \Rightarrow e \geq 18 \text{ cm}$ soit $e = 20 \text{ cm}$.

Poids propre de la semelle

$N_0 = \left[1,70 \times 0,20 + \frac{1,70 + 0,5}{2} \times 0,3 + 0,5 \times 0,1 \right] \times 2,50 \times 2,5 = 4,5 \text{ t}$

d'où $N_t = N + N_0 = 100,11 + 4,5 = 104,6 \text{ t}$

$\sigma = \frac{N_t}{Bh} = \frac{104,6 \cdot 10^3}{170 \times 250} = 2,46 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 1,5 \times 2,04 = 3,06 \text{ kg/cm}^2$

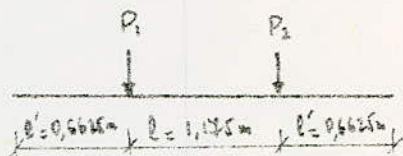
Dimensions de pont à deux :

$$c = \frac{250 - 117,5}{2} = 66,25 \text{ cm.}$$

Détermination des efforts :

Pression sur le sol

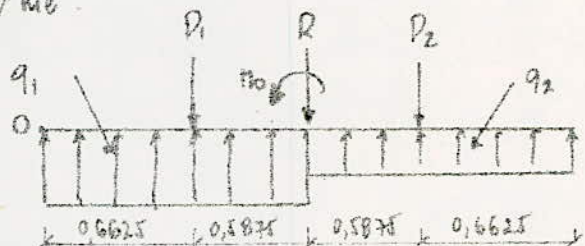
$$p_1 = \frac{P_1}{B(\frac{l}{2} + l')} ; \quad p_2 = \frac{P_2}{B(\frac{l}{2} + l')}$$



Charges au mètre de pontre :

$$q_1 = p_1 B = \frac{P_1}{(\frac{l}{2} + l')} = 50,452 \text{ t/ml}$$

$$q_2 = p_2 B = \frac{P_2}{(\frac{l}{2} + l')} = 29,136 \text{ t/ml}$$



Calcul du moment (M_0) dû à l'excentricité de la résultante des forces.

$$\sum \mathcal{M}/0 = 0 \Rightarrow M_0 + P_1 \times 0,6625 + P_2 (0,6625 + 1,125) - q_1 \times \frac{1,25^2}{2} - q_2 \times 1,25 (\frac{1,25}{2} + 0,625) = 0$$

$$M_0 = 1,02 \text{ t.m.}$$

$$e = M_0/R = 1,02/100,11 = 1 \text{ cm.}$$

Détermination des efforts :

$$- x \in (0 - 0,6625)$$

$$M_x = q_1 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x=0 \Rightarrow M=0 \\ x=0,6625 \Rightarrow M=11,18 \text{ t.m.} \end{cases}$$

$$T_x = +q_1 x \quad \begin{cases} x=0 \quad T=0 \\ x=0,6625 \quad T=33,75 \text{ t} \end{cases}$$

$$- x \in (0 - 1,25)$$

$$M_x = q_1 \frac{x^2}{2} - P_1(x - 0,6625) - M_0 \quad \begin{cases} x=1,25 \Rightarrow M=1,37 \text{ t.m.} \\ x=0,6625 \Rightarrow M=11,18 \text{ t.m.} \end{cases}$$

$$T_x = q_1 x - P_1 \quad \begin{cases} x=0,6625 \quad T=-29,93 \text{ t} \\ x=1,25 \quad T=0 \end{cases}$$

A partir de la droite :

$$- x \in (0 - 0,6625)$$

$$M_x = q_2 \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} x=0 \quad M=0 \\ x=0,6625 \Rightarrow M=6,39 \text{ t.m.} \end{cases}$$

$$T_x = -q_2 \cdot x$$

$$\begin{cases} x=0 & T=0 \\ x=0,6625 & T = -19,3 \text{ t} \end{cases}$$

$$x \in (0, 1,25)$$

$$M_x = q_2 \cdot \frac{x^2}{2} - P_2 (x - 0,6625)$$

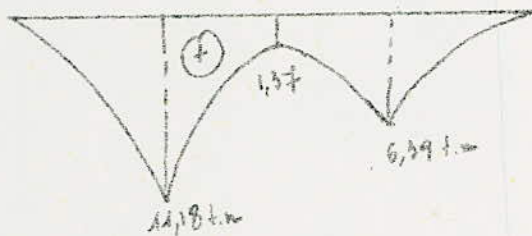
$$\begin{cases} x=0,6625 & M = 6,39 \text{ t.m} \\ x=1,25 & M = 1,37 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$T_x = -q_2 x + P_2$$

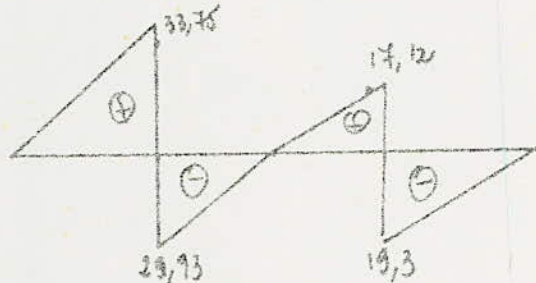
$$\begin{cases} x=0,6625, & T = 17,12 \text{ t} \\ x=1,25, & T = 0 \text{ t} \end{cases}$$

Diagrammes de efforts.

moments flechissants.



efforts tranchants



Calcul des armatures longitudinales

- section aux appuis :

$$M = 11,18 \text{ t.m} \quad , \quad T = 33,75 \text{ t}$$

Méthode de R. CHARON.

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_b b h^2} = \frac{15 \cdot 11,18 \cdot 10^5}{4200 \cdot 50 \cdot 55^2} = 0,0264 \quad \begin{cases} K = 56,0 \\ \epsilon = 0,9296 \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{4200}{56} = 75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ donc pas besoin d'aciers comprimés.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{11,18 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9296 \cdot 55} = 5,21 \text{ cm}^2$$

Les fibres tendues étant celles du bas, donc la table de la section est tendue et par conséquent on néglige les aciers (béton tendu). Le calcul est fait uniquement pour la section rectangulaire ($b \times h = 50 \times 60$)

On adopte BT16 ($A = 16,08 \text{ cm}^2$) pour vérifier la condition aux appuis et l'entraînement des armatures.

Verification:

Conditions aux appuis:

M et p₀ avec son signe.

$$A \geq \frac{1}{\sigma_a} \left(T + \frac{M}{\gamma} \right) = \frac{1}{4200} \left(33,75 \cdot 10^3 + \frac{11,18 \cdot 10^5}{\frac{2}{3} \cdot 55} \right) = 13,56 \text{ cm}^2 \text{ (verifiée)}$$

Entraînement des armatures:

$$\sigma_d = \frac{T_{\max}}{n p \gamma} = \frac{33,75 \cdot 10^3}{8,314 \cdot 1,6 \cdot \frac{1}{3} \cdot 55} = 17,44 \text{ kg/cm}^2$$

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

$\sigma_d < \bar{\sigma}_d$ vérifiée.

- Section en travée

Les fibres tendues étant toujours celles du bas et par conséquent on négligera les ailes de la table de compression, et le calcul sera fait comme aux appuis par une section rectangulaire (b x h = 50 x 60)

$$M = 1,37 \text{ t.m} \quad \mu = \frac{15 \times 1,37 \cdot 10^5}{4200 \times 50 \times 55^2} = 0,0032 \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 178 \\ \epsilon = 0,9741 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon R} = \frac{1,37 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9741 \cdot 55} = 0,61 \text{ cm}^2$$

On laisse filer 4 barres de celles de appuis qui sont largement suffisante pour reprendre le moment en travée.

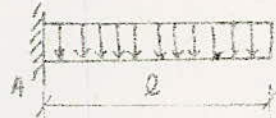
Calcul des armatures perpendiculaires à la ligne de rigidité.

$q = q_1 = 42,46 \text{ t/ml}$ (Sous le poteau le plus chargé).

La section dangereuse est celle de l'encastement:

$$l = \frac{170 - 0,40}{2} = 0,65 \text{ m}$$

$$M_A = \frac{q l^2}{2} = \frac{50,136 \times 0,65^2}{2} = 10,59 \text{ t.m.}$$



Soit $b = 100 \text{ cm}$.

Soit $h = 60 \text{ cm}$, $h = 55 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{15 \times 10,59 \cdot 10^5}{4200 \times 100 \times (55)^2} = 0,0125 \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 85 \\ \epsilon = 0,9500 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{4200}{85} = 49,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \text{ pas besoin d'aciers comprimés.}$$

$$A = \frac{M_A}{\sigma_a \epsilon R} = \frac{10,59 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9500 \times 55} = 4,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit ST12 ($A = 5,65 \text{ cm}^2$) espacement $t = 20 \text{ cm}$.

Contrainte de cisaillement au niveau de l'encastrement.

$$\tau_b = \frac{T}{b \delta} = \frac{33,75 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 55} = 7,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \tau_b = 3,5 \cdot 7,02 = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

Calcul des armatures transversales pour la poutre de rigidité :

$$\tau_b = \frac{T}{b \delta} = \frac{33,75 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 55} = 14,02 \text{ kg/cm}^2$$

en cette même section :

$$\sigma_b = \frac{4200}{85} = 49,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0} = 1,5 \times 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \tau_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b \text{ (vérifié)}$$

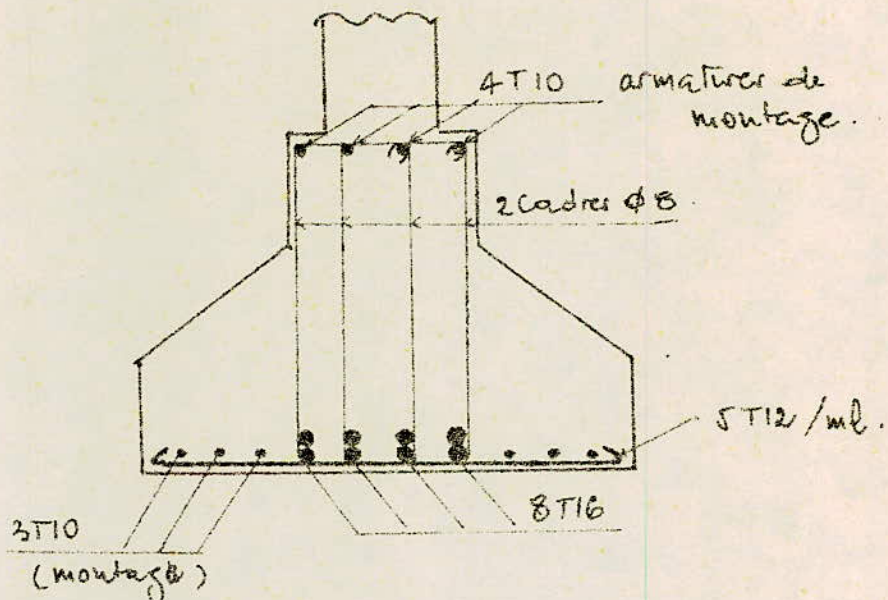
On utilise des armatures perpendiculaires à la ligne moyenne soit 2 cadres TB - Abrins achfs $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

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

$$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 7 \cdot 55 \cdot 4200}{8 \cdot 33,75 \cdot 10^3} = 12,03 \text{ cm.}$$

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 h = 0,2 \times 55 = 11 \text{ cm} \\ t_2 = (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sigma_b}) \times h = (1 - 0,3 \times \frac{14,02}{5,9}) \times 55 = 16 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend un espacement constant le long de la poutre.
 $t = 15 \text{ cm.}$



Calcul des semelles sous voile et poteau:

Premier type: Voile et poteau non alignés.

sous SP_1 : l'effort normal transmis par le voile = 101,36 t

Poids propre de la partie saillante du poteau = $(0,40 - 0,15) \times 0,45 \times 16,9 \times 2,5$
 = 4,75 t

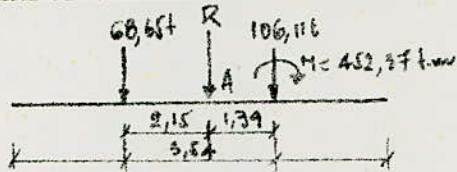
$N = 101,36 + 4,75 = 106,11$ t

l'effort normal transmis par le poteau sous SP_1

$N = 68,65$ t (tire du tableau)



Schema statique de la semelle:



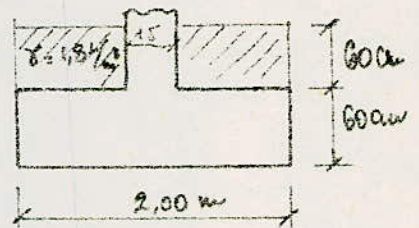
soit la résultante qui passe par le CGE de la semelle:

$R = 68,65 + 106,11 = 174,76$ t

Point d'application de R

$x_G = \frac{106,11 \times 3,54}{174,76} = 2,15$ m.

On se fixe une longueur de la semelle et
 On calcule sa largeur B. soit $L = 9$ m



$\frac{R}{BL} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow B \geq \frac{R}{L \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{174,76 \cdot 10^3}{9 \cdot 2,04} = 95,180$ cm

hauteur de la semelle: on prend $h_s = 60$ cm.

Poids propre de la semelle: $G = (2,00 \times 0,60) \times 9 \times 2,5 = 27$ t.

Poids des terres sur la semelle:

$Q = 0,60 \times 9 \times (2,00 - 0,15) \times 1,8 = 17,98$ t

$N_t = N + G + Q = 106,11 + 68,65 + 27 + 17,98 = 219,74$ t.

Vérification de la stabilité sous SP_1 :

$LM/A = 0$: $-68,65 \times 2,15 + 106,11 \times 1,39 + 452,37 = 452,26$ t.m avec $M \downarrow$
 $68,65 \times 2,15 - 106,11 \times 1,39 + 452,37 = 452,47$ t.m avec $M \uparrow$.

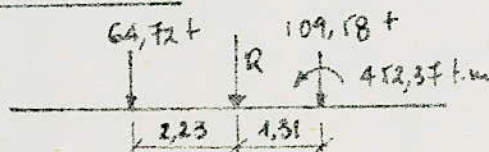
on prend le cas le plus défavorable.

$M = 452,47$ t.m.

$e = \frac{M}{N_t} = \frac{452,47 \cdot 10^5}{219,74 \cdot 10^3} = 2,05$ m $< \frac{L}{4} = \frac{9}{4} = 2,25$ m.

donc le voile est stable sur la semelle.

Vérification des contraintes sous SP_2 :



A partir de la droite:

$x \in (0 - 3,19)$

$M_x = 9 \cdot \frac{x^2}{2}$

$T_x = -9x$

$\begin{cases} x=0 & M=0 \\ x=3,19 & M=126,6 \text{ t.m} \end{cases}$

$\begin{cases} x=0 & T=0 \\ x=3,19 & T=-29,37 \text{ t} \end{cases}$

$x \in (0, 4,5)$

$M_x = 9 \frac{x^2}{2} - 109,58(x - 3,19)$

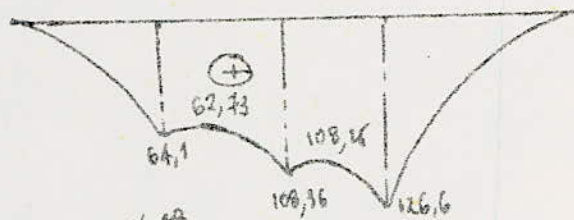
$T_x = -9x + 109,58$

$\begin{cases} x=3,19 & M=126,6 \text{ t.m} \\ x=4,5 & M=108,36 \text{ t.m} \end{cases}$

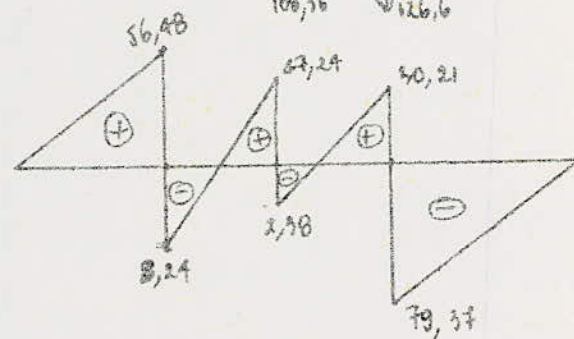
$\begin{cases} x=3,19 & T=30,21 \text{ t} \\ x=4,5 & T=-2,38 \text{ t} \end{cases}$

Diagrammes de efforts:

Moments fléchissants



efforts tranchants



Ferraillage de la ramelle:

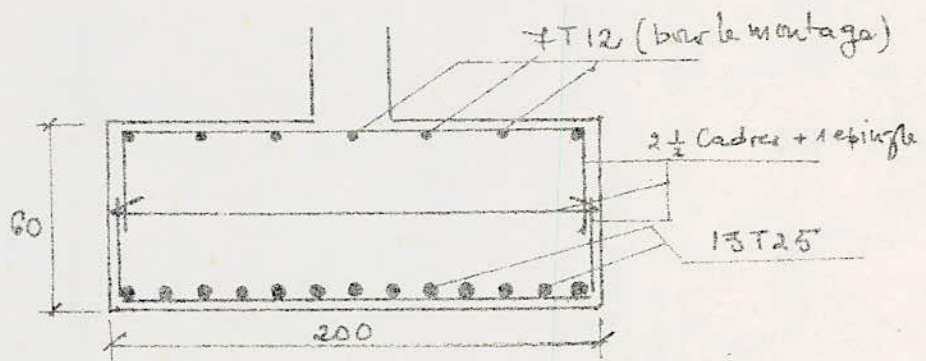
$M_{max} = 126,6 \text{ t.m} ; h_c = 60 \text{ cm}, d = 4 \text{ cm}, R = 56 \text{ cm}.$

$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 126,6 \cdot 10^5}{4200 \cdot 200 \cdot 56^2} = 0,07209 \Rightarrow \begin{cases} K = 30,5 \\ E = 0,8901 \end{cases}$

$\sigma_b = \frac{4200}{30,5} = 137,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 205,5 \Rightarrow \text{pas besoin d'acier comprimé.}$

$A = \frac{126,6 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8901 \cdot 56} = 60,47 \text{ cm}^2 \text{ soit } 13T25 (A = 63,8 \text{ cm}^2)$

On dispose 7T12 comme armatures de montage dans la partie inférieure



Vérifications:

Conditions aux appuis:

$T_{max} = 79,3 \text{ t}$

$$T + \frac{M}{3} \leq A \bar{\sigma}_a \Rightarrow A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(T + \frac{M}{3} \right) = \frac{1}{4200} \left(-79,3 \cdot 40^3 + \frac{126,6 \cdot 10^5}{7,8 \cdot 56} \right)$$

$$= 42,6 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée).}$$

Vérification de l'adhérence:

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T_{max}}{k p z} = \frac{79,3 \cdot 10^3}{13 \times 3,14 \times 2,5 \cdot \frac{56}{8}} = 15,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot k d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,70 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d \text{ (vérifiée)}$$

Calcul des armatures transversales pour la poutre:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b z} = \frac{79,3 \cdot 10^3}{200 \times \frac{56}{8}} = 8,099 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

On utilise des armatures perpendiculaires à la ligne moyenne.
On prend 2 demi-cadres et 1 épingle, soit 2 brins actifs.
 $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$ $\phi 10$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_a}{T} = \frac{1,57 \cdot 7,56 \cdot 4200}{8 \cdot 79,3 \cdot 10^3} = 4,07 \text{ cm}$$

$$E = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 h = 0,2 \times 56 = 11,2 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 56 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{8,099}{5,9} \right) = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

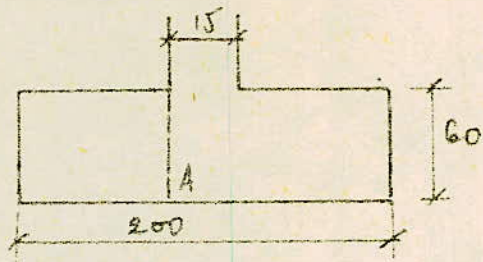
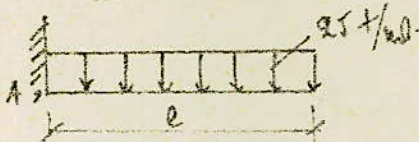
On prend un espacement constant le long de la poutre. soit $t = 15 \text{ cm}$.

Calcul des armatures perpendiculaires à la poutre:

On se situe dans le cas le plus défavorable c.à.d. juste sous le voile. Pour cela on utilise la méthode des coupes et on fera le calcul pour une bande de largeur. La section dangereuse est celle de l'encastrement.

$q = 25 \text{ t/ml}$

$l = \frac{200 - 15}{2} = 92,5 \text{ cm}$



$M_A = \frac{q l^2}{2} = \frac{25 \cdot 0,925^2}{2} = 10,69 \text{ t.m}$

soit $b = 100 \text{ cm}$, $h = 56 \text{ cm}$.

Ferraillage. $\mu = \frac{15 M_A}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 10,69 \cdot 10^5}{4200 \times 100 \times 56^2} = 0,01217 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu = 0,01217 \\ \mu = 0,01217 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu = 0,01217 \\ \mu = 0,01217 \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}_b = \frac{4200}{86,5} = 48,55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 20,55$ pas besoin d'acier comprimé.

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot e \cdot h} = \frac{10,69 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9507 \cdot 70} = 4,78 \text{ cm}^2$$

avec un espacement $t = 20 \text{ cm}$. (A = 5,65 cm²)

Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de l'encastrement.

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{9 \cdot P}{b \cdot z} = \frac{25 \cdot 10^3 \cdot 0,925}{200 \cdot 7/8 \cdot 56} = 2,36 \text{ kg/cm}^2$$

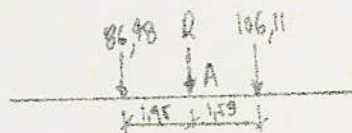
$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_b < \bar{\tau}_b \quad \text{vérifiée}$$

deuxième type: voile et poteau alignés:

Sous SP₁ l'effort normal transmis par la voile = 101,36 t. sur la partie saillante du poteau = 4,75 t.
 $N = 101,36 + 4,75 = 106,11 \text{ t}$
 l'effort normal transmis par le poteau sous SP₁ = 86,48 t



Schema statique:



$$R = 106,11 + 86,48 = 192,59 \text{ t.}$$

$$L = 9 \text{ m} \rightarrow B \geq \frac{R}{L \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{192,59 \cdot 10^3}{900 \cdot 2,04} = 104,89 \text{ cm.}$$

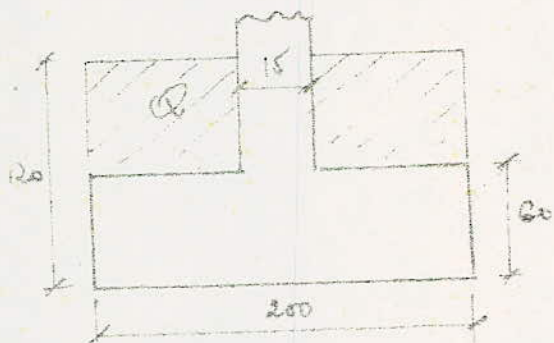
on prend $B = 200 \text{ cm}$.
 On prend $h_t = 60 \text{ cm}$ (en vue de stabiliser la voile)

Poids propre de la semelle:

$$G_s = 2 \times 0,6 \times 9 \times 2,5 = 27 \text{ t.}$$

Poids de terres sur la semelle

$$Q = 0,6 \times (2 - 0,15) \times 9 \times 1,8 = 17,98 \text{ t.}$$



$$N_t = N + G_s + Q = 192,59 + 27 + 17,98 = 237,57 \text{ t.}$$

Vérification de la stabilité sous SP₁

$$\sum M/A : -86,48 \times 1,95 + 106,11 \times 1,59 + 452,37 = 452,45 \text{ t.m.} \quad \uparrow M$$

$$86,48 \times 1,95 - 106,11 \times 1,59 + 452,37 = 452,29 \text{ t.m.} \quad \downarrow M$$

On prend $M = 452,45 \text{ t.m.}$ M₂

$$e = \frac{M}{N_t} = \frac{452,45 \cdot 10^5}{237,57 \cdot 10^3} = 1,90 \text{ m} < L/4 = 2,25 \text{ m. (d'après CTC)}$$

donc la voile est stable sur la semelle.

On ramène le moment au CG de la semelle.

$$\Sigma M/A = 452,87 + 64,72 \times 2,25 - 109,58 \times 1,81 = 458,14 \text{ t.m}$$

$$N_t = 109,58 + 64,72 + 27 + 17,88 = 219,28 \text{ t}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = M/N_t = \frac{458,14 \cdot 10^5}{219,28 \cdot 10^3} = 2,07 \text{ m} < \frac{L}{4} = 2,25 \text{ m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_t}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \begin{cases} \sigma_1 = \frac{219,28 \cdot 10^3}{900 \cdot 200} \left(1 + \frac{6 \cdot 2,07}{900} \right) = 2,90 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = \frac{219,28 \cdot 10^3}{900 \cdot 200} \left(1 - \frac{6 \cdot 2,07}{900} \right) = -0,463 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

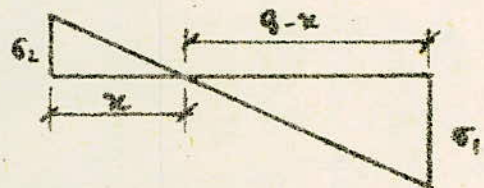
$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 2,9 \text{ kg/cm}^2 < 0,75 \bar{\sigma}_2 = 0,75 \times 8 \bar{\sigma}_3 = 4,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = \frac{-0,463 + 3 \times 2,90}{4} = 2,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 0,75 \bar{\sigma}_2 = 4,59 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

On remarque qu'il y a une partie tendue et une partie comprimée.

$$\frac{x}{0,466} = \frac{9-x}{2,90} \Rightarrow x = 1,24 \text{ m}$$

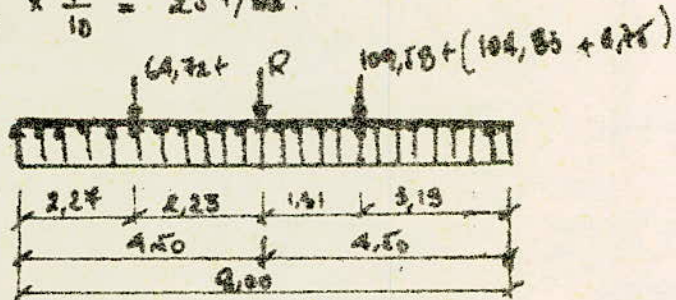


On ne tient pas compte de la partie tendue.

$$\text{C'ad. } l = 9 - 1,24 = 7,76 \text{ m}$$

Calcul de la charge uniformément répartie q (t/ml).

$$q = \frac{2,90 \times 7,76 \times 200}{2} \times \frac{1}{900} \times \frac{1}{10} = 25 \text{ t/ml}$$



Détermination des efforts :

$x \in (0 - 2,25)$

$$M_x = q \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow M=0 \\ x=2,25 \Rightarrow M=64,1 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$T_x = q \cdot x$$

$$\begin{cases} x=0 \quad T=0 \\ x=2,25 \quad T=56,48 \text{ t} \end{cases}$$

$x \in (0, 4,5)$

$$M_x = q \frac{x^2}{2} - 64,72(x - 2,25)$$

$$\begin{cases} x=2,25 \quad M=64,1 \text{ t.m} \\ x=4,5 \quad M=107,6 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$T_x = q \cdot x - 64,72$$

$$\begin{cases} x=2,25 \quad T=-8,24 \text{ t} \\ x=4,5 \quad T=47,24 \end{cases}$$

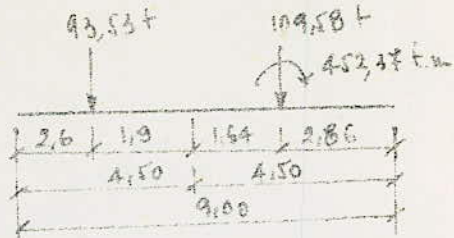
Verification des contraintes sous S_2 .

$$N = 109,58 + 93,53 + 27 + 17,98$$

$$= 248,1 \text{ t}$$

$$\Sigma M/A: -93,53 \times 1,9 + 109,58 \times 1,64$$

$$+ 452,37 = 454,37 \text{ t.m}$$



Calcul de l'excentricité:

$$e = M/N_t = 454,37 / 248,1 = 1,83 \text{ m} < \frac{L}{4} = 2,25 \text{ m}$$

donc le voile est stable sur la semelle.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_t}{S} \left(1 \mp \frac{6e}{L} \right) : \sigma_1 = \frac{248,1 \cdot 10^3}{900 \times 200} \left(1 + \frac{6 \times 1,83}{9,00} \right) = 3,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{248,1 \cdot 10^3}{900 \times 200} \left(1 - \frac{6 \times 1,83}{9,00} \right) = -0,303 \text{ kg/cm}^2$$

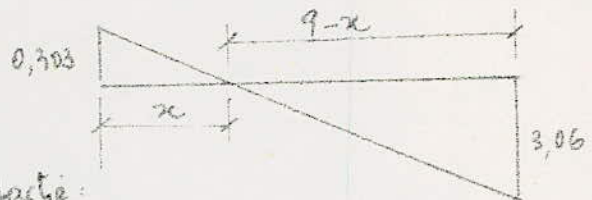
$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 3,06 \text{ kg/cm}^2 < 0,75 \bar{\sigma}_c = 4,59 \text{ kg/cm}^2 \text{ (verifié)}$$

$$\sigma(L/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = \frac{-0,303 + 3 \times 3,06}{4} = 2,22 \text{ kg/cm}^2 < 0,75 \bar{\sigma}_c$$

$$x = 0,81 \text{ m}$$

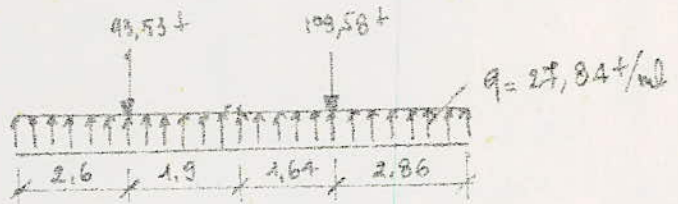
On néglige le béton tendu

$$l = 9 - 0,81 = 8,19 \text{ m}$$



Calcul de la charge uniformément répartie:

$$q = \frac{3,06 \times 8,19 \times 200}{2} \times \frac{1}{900} \times \frac{1}{10} = 27,84 \text{ t/ml}$$



Détermination des efforts:

$x \in (0 - 2,60)$

$$M_x = q \frac{x^2}{2}$$

$$T_x = qx$$

$$\begin{cases} x=0 & M=0 \text{ t.m} \\ x=2,6 & M=94,1 \text{ t.m} \\ x=0 & T=0 \\ x=2,6 & T=72,38 \text{ t} \end{cases}$$

$x \in (0 - 4,5)$

$$M_x = q \frac{x^2}{2} - 93,53(x - 2,6)$$

$$T_x = qx - 93,53$$

$$\begin{cases} x=2,6 & M=94,1 \text{ t.m} \\ x=4,5 & M=104,2 \text{ t.m} \\ x=2,6 & T=-21,15 \text{ t} \\ x=4,5 & T=31,75 \text{ t} \end{cases}$$

A partir de la droite:

$x \in (0 - 2,86)$

$$M_x = q \frac{x^2}{2}$$

$$T_x = -qx$$

$$\begin{cases} x=0 & M=0 \\ x=2,86 & M=113,86 \text{ t.m} \\ x=0 & T=0 \\ x=2,86 & T=-79,62 \text{ t} \end{cases}$$

$x \in (0, 4,5)$

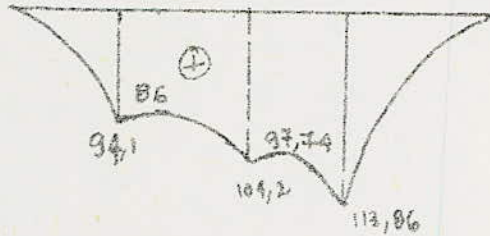
$M_x = 9 \frac{x^2}{2} - 109,58(x - 2,86)$

$T_x = -9x + 109,58$

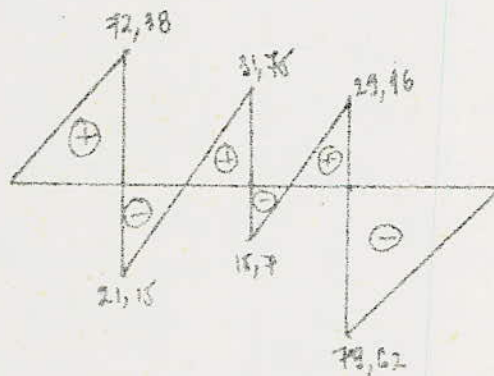
{	$x = 2,86$	$M = 113,86 \text{ tm}$
	$x = 4,50$	$M = 102,16 \text{ tm}$
	$x = 2,86$	$T = 29,96 \text{ t}$
	$x = 4,50$	$T = -15,7 \text{ t}$

Diagrammes de efforts.

Moments fléchissants



Efforts tranchants



Ferraillage de la semelle

$M_{max} = 113,86 \text{ tm}$ $R_{lt} = 60 \text{ cm}$, $h = 56 \text{ cm}$ ($d = 4 \text{ cm}$), $b = 200 \text{ cm}$
 $\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 113,86 \cdot 10^5}{4200 \times 200 \times 56^2} = 0,0648$ $\left\{ \begin{array}{l} K = 32,6 \\ E = 0,8950 \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}_b' = \frac{4200}{32,6} = 128,83 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ kg/cm}^2$
 donc pas besoin d'acier comprimée.

$A = \frac{M}{\sigma_a E R} = \frac{113,86 \cdot 10^5}{4200 \times 0,8950 \times 56} = 54 \text{ cm}^2$ soit 13 T25 ($A = 63,8 \text{ cm}^2$)

Vérifications

Conditions aux appuis

$A \bar{\sigma}_a \geq (T + M/3)$ $T_{max} = 79,62 \text{ t}$
 $\Rightarrow A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} (T + M/3) = \left(-79,62 \cdot 10^3 + \frac{113,86 \cdot 10^5}{3 \cdot 56} \right) \frac{1}{4200}$
 $= 36,36 \text{ cm}^2$ (vérifié)

Vérification de l'adhérence

$\tau_{cd} = \frac{T_{max}}{n p z} = \frac{79,62 \cdot 10^3}{13 \times 3,14 \times 2,5 \cdot \frac{1}{8} \cdot 56} = 15,92 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\tau}_{cd} = 2 \psi d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,70 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_{cd} < \bar{\tau}_{cd}$ vérifié

Armatures transversales à la poutre:

2 brins actifs $\Rightarrow A_t = 1,57 \text{ cm}^2$ On prend 2 demi cadres $\phi 10$, soit

$$\tau_b = \frac{T}{b\delta} = \frac{79,62 \cdot 10^3}{200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 56} = 8,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_s \cdot \bar{\sigma}_a}{T} = \frac{1,57 \cdot 7 \cdot 56 \cdot 4200}{8 \cdot 79,62 \cdot 10^3} = 4,06 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2h = 11,2 \text{ cm} \\ t_2 = (1 - 0,3 \tau_b / \bar{\sigma}_b) \cdot h = (1 - 0,3 \times \frac{8,12}{5,9}) \cdot 56 = 32,87 \text{ cm} \end{array} \right.$$

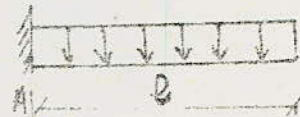
On prend un espacement constant le long de la poutre.
 $t = 15 \text{ cm}$.

Calcul des armatures perpendiculaires à la poutre:

La section dangereuse est celle de l'encastrement.

$$q = 27,84 \text{ k/ml}, \quad l = (2,00 - 0,15) / 2$$

$$M_A = \frac{q l^2}{2} = \frac{27,84 \times 0,925^2}{2} = 11,91 \text{ t.m}$$



$$\text{Soit } b = 100 \text{ cm}, \quad h = 56 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{15 \times 11,91 \cdot 10^5}{4200 \times 100 \times 56^2} = 0,0136 \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 81,5 \\ \epsilon = 0,9482 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{4200}{81,5} = 51,53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

\$\Rightarrow\$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{11,91 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9482 \times 56} = 5,13 \text{ cm}^2$$

Soit 5T/2/ml (\$A = 5,65 \text{ cm}^2\$) avec \$t = 20 \text{ cm}\$.

Vérification du cisaillement au niveau de l'encastrement:

$$\tau_b = \frac{T}{b\delta} = \frac{79,62 \cdot 10^3}{200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 56} = 8,12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

donc pas de risque de cisaillement

VERIFICATION DU POINÇONNEMENT

(CCBA 68 Article 39-54)

La condition de non poinçonnement sous les charges localisées doit être satisfaite sous les sollicitations bordées du premier ordre.
(G+1,2P).

$$\sigma_b = \frac{1,5 Q}{P_c h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

Q = Valeur de la charge localisée (du poteau le plus chargé) dans notre cas :

$$Q = G + 1,2P = 86,48 t$$

h_t = épaisseur de l'élément sollicité $h_t = 60 \text{ cm}$.

P_c : périmètre du contour considéré situé à $h_t/2$

$$P_c = 2(U + V + 2h_t) = 2(40 + 50 + 2 \times 60) = 420 \text{ cm}$$

avec un poteau de dimension 40 x 50.

$\bar{\sigma}_b$ = Contrainte de traction de référence du béton = 5,9 kg/cm²

La diffusion se fait sous un angle de 45°

$$\sigma_b = \frac{1,5 \times 86,48 \cdot 10^3}{420 \times 60} = 5,14 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \times 5,9 = 7,08 \text{ kg/cm}^2$$

La condition de non poinçonnement est donc vérifiée.

CALCUL DES LONGRINES

(Complément réglementaire du CTC).
Rôle des longrines:

En l'absence d'un système rigide d'infrastructure, toute les fondations isolées sur sol de consistance moyenne et sur sol meuble, seront chaînées dans les deux sens avec des longrines suffisamment rigides.

Principe de calcul:

les longrines auront comme dimensions minimales:

25 x 30 pour sol de consistance moyenne
 30 x 30 pour sol meuble ou ayant une forte teneur en eau.

les longrines doivent pouvoir équilibrer une force axiale de compression ou de traction au moins égale à 10% de la plus grande charge verticale.

Ferraillage:

le ferraillage minimum prescrit par le CTC est de 4T14 ou 4T12, en disposant aussi des cadres dont l'espacement ne doit dépasser 20 cm.

La poutre sera calculée en compression et en traction et sera ferraillée suivant le cas le plus défavorable.

En compression:

$$A_L \geq \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\sigma_{bc}} - B \right)$$

En traction: $A_L \geq \frac{N}{\sigma_{at}}$

L'effort normal maximum de compression est donné par la fibre D du portique longitudinal (1-1).

$$N = 86,48 \text{ t}$$

On prend une section de poutre $B = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

En compression

$$A_L \geq \frac{1}{15} \left(\frac{86,48 \cdot 10^3}{10,68,5} - 30 \times 45 \right) < 0$$

En traction: $A_L \geq \frac{86,48 \cdot 10^3}{10 \times 2800} = 3,01 \text{ cm}^2$

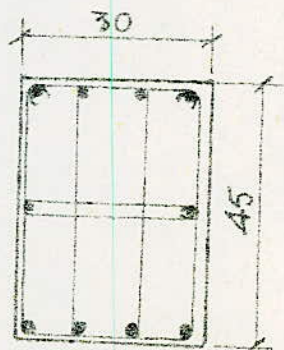
On ferraillera donc la poutre avec le ferraillage minimum soit 4T14 ($A = 6,16 \text{ cm}^2$)

Pour les armatures transversales on prend de $\phi 8$ avec un espacement constant $t = 20 \text{ cm}$.

Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{cm}}$$

$$= 0,69 \times 30 \times 45 \times \frac{5,9}{4200} = 1,1 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$



Calcul du voile périphérique

Sous le RDC on dispose des murs périphériques en béton armé qui ceinturent tout le bâtiment. Les murs reçoivent les efforts du séisme au niveau du RDC et assurent une grande stabilité du bâtiment. La hauteur du voile périphérique doit être telle que:

$$h \geq \max \left(\frac{1}{10} \text{ de la hauteur du bâtiment}; 0,80 \text{ m} \right)$$

Dans notre cas $h = 2,15 \text{ m}$ (du niveau des fondations jusqu'au bas du plancher RDC).

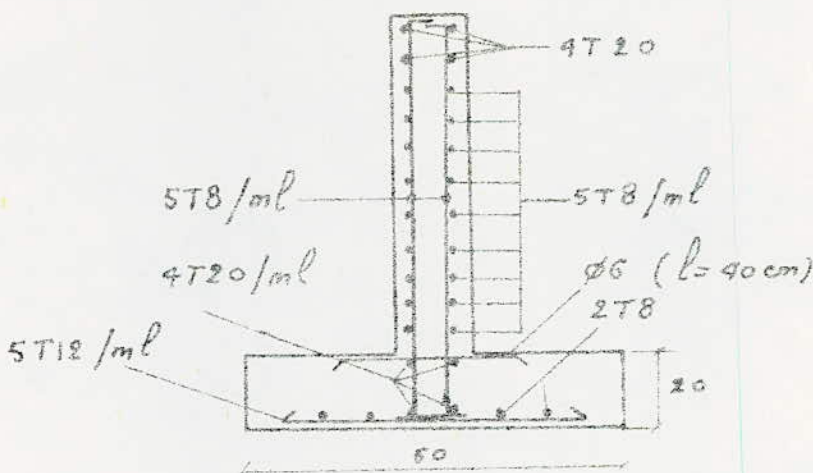
Ferrailage: le etc se commande de prendre:

- des armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures supérieures à 0,20% de la section transversale du voile.

$$A \geq \frac{0,20 \times 2,15 \times 20}{100} = 3,6 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T20 \quad (A = 12,56 \text{ cm}^2)$$

- des armatures longitudinales de peau supérieures à 2 cm^2 par mètre linéaire de hauteur.

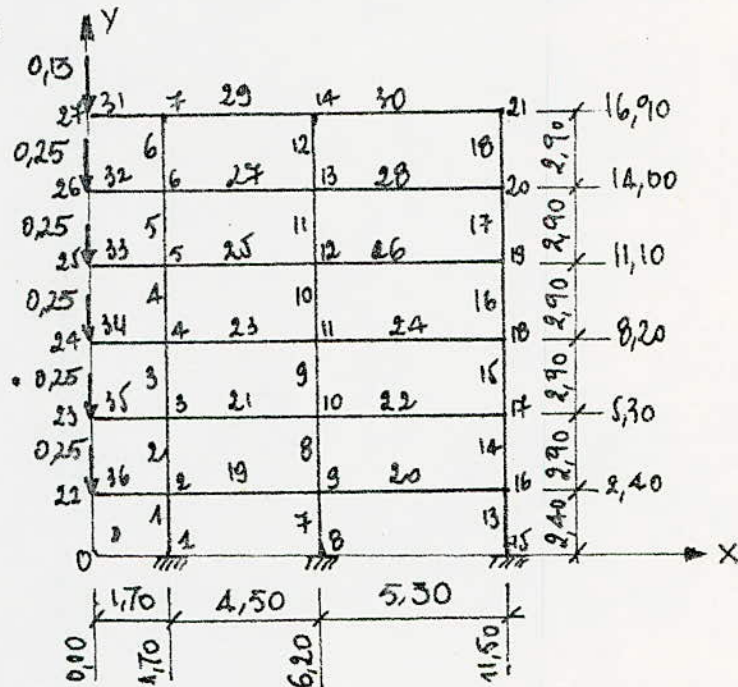
$$A \geq 2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adoptera } 4T12/\text{ml} \quad (A = 9,52 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm}.$$



EXEMPLE DE PROGRAMMATION
(Portique transversal 12-12)

Le Programme utilise pour la détermination des efforts dans les différents éléments résistants de portiques transversaux (12-12) et (8-8) c'est le programme STRESS.

Portique 12-12:



Structure Portique (12-12) LOG^{ts} Collectifs BLIDA
 TYPE PLANE FRAME
 UNITES UTILISEES TONNE · METRE
 NUMBER OF JOINT 27
 NUMBER OF MEMBER 36
 NUMBER OF SUPPORT 3
 NUMBER OF LOADING 12

JOINT COORDINATE

1	1,70	0	8
2	1,70	2,40	
3	1,70	5,30	
4	1,70	8,20	
5	1,70	11,10	
6	1,70	14,00	
7	1,70	16,90	
8	6,20	0,00	8
9	6,20	2,40	
10	6,20	5,30	
11	6,20	8,20	
12	6,20	11,10	
13	8,20	14,00	
14	6,20	16,90	

15	11,50	0,00	S
16	11,50	2,40	
17	11,50	5,30	
18	11,50	8,20	
19	11,50	11,10	
20	11,50	14,00	
21	11,50	16,90	
22	0,00	2,40	
23	0,00	5,30	
24	0,00	8,20	
25	0,00	11,10	
26	0,00	14,00	
27	0,00	16,90	

MEMBER INCIDENCE

1	1	2
2	2	3
3	3	4
4	4	5
5	5	6
6	6	7
7	8	9
8	9	10
9	10	11
10	11	12
11	12	13
12	13	14
13	15	16
14	16	17
15	17	18
16	18	19
17	19	20
18	20	21
19	2	9
20	9	16
21	3	10
22	10	17
23	4	11
24	11	18
25	5	12
26	12	19
27	6	13
28	13	20
29	7	14
30	14	21
31	27	7
32	26	6
33	25	5
34	24	4
35	23	3
36	22	2

MEMBER PROPERTIES PRISMATICS

1 THRU 6 Ax 0,18 IZ 0,0031
7 THRU 12 Ax 0,20 IZ 0,0042
13 THRU 18 Ax 0,18 IZ 0,0031
19 THRU 36 Ax 0,135 IZ 0,0023
CONSTANT E 3450000 ALL

LOADING 1 CHARGES PERMANENTES

MEMBER LOAD.

19 THRU 28 FORCE Y UNIFORM -0,494
29 THRU 31 FORCE Y UNIFORM -0,530
32 THRU 36 FORCE Y UNIFORM -0,494

JOINT LOAD.

22 THRU 26 FORCE Y -0,250
27 FORCE Y -0,130.

LOADING 2. SURCHARGES.

MEMBER LOAD.

19 THRU 28 FORCE Y UNIFORM -0,114
29 THRU 31 FORCE Y UNIFORM -0,065
32 THRU 36 FORCE Y UNIFORM -0,114.

LOADING 3. SEISME A GAUCHE

JOINT LOAD.

7 FORCE X 3,855
14 FORCE X 3,855
21 FORCE X 3,855
6 FORCE X 4,270
13 FORCE X 4,270
20 FORCE X 4,270
5 FORCE X 4,544
12 FORCE X 4,544
19 FORCE X 4,544
4 FORCE X 4,908
11 FORCE X 4,908
18 FORCE X 4,908
3 FORCE X 5,333
10 FORCE X 5,333
17 FORCE X 5,333
2 FORCE X 2,639
9 FORCE X 2,639
16 FORCE X 2,639.

LOADING 4. SEISME A DROITE

JOINT LOAD.

7 FORCE X -3,855
14 FORCE X -3,855
21 FORCE X -3,855

6	FORCE X	-4,270
13	FORCE X	-4,270
20	FORCE X	-4,270
5	FORCE X	-4,544
12	FORCE X	-4,544
19	FORCE X	-4,544
4	FORCE X	-4,908
11	FORCE X	-4,908
18	FORCE X	-4,908
3	FORCE X	-5,333
10	FORCE X	-5,333
17	FORCE X	-5,333
2	FORCE X	-2,639
9	FORCE X	-2,639
16	FORCE X	-2,639

LOADING 5. DIV ASCENDANT

MEMBER LOAD

19 THRU 20	FORCE Y UNIFORM	0,017
21 THRU 22	FORCE Y UNIFORM	0,037
23 THRU 24	FORCE Y UNIFORM	0,056
25 THRU 26	FORCE Y UNIFORM	0,074
27 THRU 32	FORCE Y UNIFORM	0,093
33	FORCE Y UNIFORM	0,074
34	FORCE Y UNIFORM	0,056
35	FORCE Y UNIFORM	0,037
36	FORCE Y UNIFORM	0,017

LOADING 6. DIV DESCENDANT

MEMBER LOAD

19 THRU 20	FORCE Y UNIFORM	-0,017
21 THRU 22	FORCE Y UNIFORM	-0,037
23 THRU 24	FORCE Y UNIFORM	-0,056
25 THRU 26	FORCE Y UNIFORM	-0,074
27 THRU 32	FORCE Y UNIFORM	-0,093
33	FORCE Y UNIFORM	-0,074
34	FORCE Y UNIFORM	-0,056
35	FORCE Y UNIFORM	-0,037
36	FORCE Y UNIFORM	-0,017

LOADING 7 $G + 1.2 P$.
Combine 1 1 2 1.2

LOADING 8 $G + P + S_{IV} \text{ descendant} + S \text{ à gauche}$
Combine 1 1 2 1 6 1 3 1

LOADING 9 $G + P + S_{IV} \text{ descendant} + S \text{ à droite}$
Combine 1 1 2 1 6 1 4 1

LOADING 10 $G + P + S_{IV} \text{ asc} + S \text{ à droite}$
Combine 1 1 2 1 5 1 4 1

LOADING 12 $G + 0.2 P + S_{IV} \text{ asc} + S \text{ à gauche}$
Combine 1 1 2 0.2 5 1 3 1

SOLVE

LENGTH 4 MEMBER 19 THRU 36.

END.

BIBLIOGRAPHIE

- CCBA 68.
- CALCUL et VERIFICATION DES OUVRAGES EN BETON ARME'
- CALCUL PRATIQUE DES SECTION EN BA (P. CHARON).
- CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENTS EN BA (A. FUENTES).
- CALCUL DES TOURS EN BA (M. DIVER).
- TRAITE DU BETON ARME' (TOME 3). (M. GUERIN).
- REGLES PARASISMIQUES 69
- Complément parasismique du CTC.
- STRUCTURES RESISTANTES AU SEISME (END. ERAU 76. RADU PETROVICI).
- AIDES MEMOIRES. (BA, ROM.).

