

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CENTRE AUDIO_VISUEL
STRUCTURE
AUTOSTABLE

Proposé par :

E.N.P

Etudié par :

H.ALI. BOUREGAA

A.ACHOUR

Dirigé par :

DJILALI. BERKANE

SI. AMMOUR

PROMOTION : JANVIER 1986

Ministère de l'enseignement supérieur

et de la recherche scientifique

Ecole Nationale Polytechnique

Departement Genie Civil

Promoteur : M^{elle} Djillali - Berkane

Eleve Ingenieur : H. Ali - Boureggia

: A. Achour

وزارة التعليم العالي

والبحوث العلمي

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

دائرة الهندسة المدنية

الموجه

تلميذ مهندس:

هذا المشروع يهمن دراسة وحساب عوامل المقاومة لمركز سمعي
بهرري المتكونة من جناحين آوب. جناح مخصص للمكاتب و
الأقسام الدراسية والآخر لمدرج. الذي يري إنجازة بالمدرسة الوطنية
المتعددة التقنيات (متوسطة الزلزال)

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude et au calcul
d'un centre audio-visuel en systèmes porteurs autostable,
Composé de 2 bloc A et B :

Un bâtiment à usage de bureaux et de classes plus un
Auditorium, qui sera implanté à L'ENP, classé comme
zone II par le règlement parasismique Algerien.

Our project of end studies consists the studie and
Calculation of an visual-audition, in porters
systems, Constituate of 2 blocks A and B :

a building desks and class using, plus an amphiteater
wich will be implanted in the ENP, classify as area
II dy Algerian Parasismic regulation.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DEDICACES

Je dedie ce modeste travail à :

- mon père et ma mère
- mes frères et soeurs
- Toute la famille et en particuliers
M^{re} Mebsout Mohamed, et ma tante Aïcha
- tous (tes) mes amis (es)

الدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

H. ALI - BOUREGÂA

Boureg

Je dedie ce modeste travail à :

- mes parents
- mes frères et soeurs
- tous qui sont et seront mes amis (es)
- toute la famille

A - ACHOUR

ach



REMERCIEMENTS

À la fin de cette étude, nous ne manquerons pas de remercier tous ceux qui ont participé à l'élaboration de ce projet, de près ou de loin, de les remercier.

Nous contenterons de citer :

- M^{lle} Djillali Berkane, notre promotrice
- M^{rs} Si. Amour Architecte à L'ENP
- M^{rs} Etainic pour ses aides si efficaces

Nous remercions également pour leurs aides et encouragements.

Messieurs :

- Hafidi
- Bellaougui
- Charif
- YAVARI (Ingenieur, au CTC)

Nous remercions, le président, l'examinateur, ainsi que les membres de jury qui nous accordent l'honneur de juger notre tâche.

SOMMAIRE

- Introduction
 - . Présentation de l'ouvrage
 - . Caractéristiques des matériaux
 - . Predimensionnement
 - . Charges et surcharges
- Calcul des éléments
 - . Acrotère
 - . Poutrelles
 - . dalles
 - . Rampes
 - . Escaliers
- Charges horizontales
 - . calcul des rigidités
 - . Etude au séisme
 - . Distribution des efforts.
- charges verticales
- Combinaisons
- Ferraillages des portiques
 - . Ferraillage des poteaux
 - . Ferraillage des poutres
- Fondations :
 - . Ferraillage des semelles
 - . Ferraillages des longrines
 - . Ferraillage du voile périphérique
 - . joint de dilatation

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage qui nous a été confié consiste à l'étude et au calcul d'un Centre audio-visuel qui sera implanté à l'école nationale polytechnique d'el Harrach classé zone II par le RPA. Notre centre est composé de 2 blocs.

. bloc A :

Il s'agit d'un auditorium de forme rectangulaire dont le plancher terrasse est incliné, et comportant une rampe qui se situera entre le niveau (+0.00) et (-1.20m).

À l'arrière de l'auditorium il y a une salle de projection.

- le plancher terrasse est en dalle pleine d'épaisseur $e = 12\text{ cm}$.
- le plancher de la salle de projection est en corps creux ($e = 16 + 4$).
- la rampe a une épaisseur $e = 12\text{ cm}$, et elle se calcule comme un escalier.

Ses dimensions sont les suivantes :

$$L = 22\text{ m}$$

$$\ell = 14,8\text{ m}$$

$$h = 7,60\text{ m}.$$

. bloc B :

Il s'agit d'un bâtiment (R+1) composé de bureaux, de salles de classe, et d'un laboratoire.

- le plancher terrasse et intermédiaire sont en corps creux ($e = 16 + 4$).
- la dalle du RDC est dalle flottante reposant directement sur le sol donc elle est désolidarisée de la structure.

Ses dimensions sont les suivantes :

$$L = 23,70\text{ m}$$

$$\ell = 15,70\text{ m}$$

$$h = 8,50\text{ m}.$$

La structure de notre ouvrage est une structure autostable c.a.d Contreventée Par des portiques dans les deux(02) sens.

Les deux blocs sont séparés par un joint de dilatation de 3,5 cm.

Le taux du travail du sol est estimé à 2 bars à 1,5m de profondeur.

CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

Introduction:

Dans notre ouvrage nous utiliserons les reglements contenus dans le document technique "CCBA 68" ainsi que le reglement parasismique Algerien.

I. Béton: nous utiliserons un beton dosé à 350 kg/m³ de Ciment C.P.A 325
d'où $\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$ et $\sigma_{28} = 23,7 \text{ kg/cm}^2$

1. Contrainte de Compression admissible (art 9.4. CCBA 68).

$$\sigma_b = \rho'_b \sigma'_{28} \quad \text{avec } \rho'_b = \alpha \beta \delta \theta = \text{fraction de sa resistance nominale à 28 jours}$$

• $\alpha = 1$ (Ciment de classe 325)

• $\beta = 5/6$ (sur chantier le controle du beton est atteneu)

• $\delta = 1$ (depend des epaisseurs relatives des elements et de la grosseur des granulats)

$$\delta = \begin{cases} - 0,3 \text{ dans le cas de la Compression simple} \\ - 0,6 \text{ dans le cas de la flexion simple} \\ - 0,6 \text{ dans le cas de la flexion Composée si } N \text{ est un effort de traction} \\ - 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \text{ dans le cas de la flexion Composée si } N \text{ est effort de} \\ \text{Compression et si } \delta < 0,6 \text{ sinon } \delta = 0,6 \text{ si } \delta \geq 0,6. \end{cases}$$

avec: e_0 = exentricité des forces exterieures par rapport au CDG de la section totale du beton seul.

e_1 = distance limitant le noyau central et le CDG de la section totale du beton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

• θ : (depend de la sollicitation et de la forme de la section considerée)

• $\theta = 1$ dans le cas de la Compression simple
dans le cas de la flexion simple et la flexion Composée avec traction pour une section rectangulaire.

* dans les autres cas, θ sera determine par la condition $\frac{F'_b}{B'} \leq \sigma'_{b0}$

$$\text{avec } \begin{cases} F'_b = \text{effort de compression dans le beton} \\ B' = \text{Surface du beton comprimé} \end{cases}$$

2. Contrainte de traction de reference (Art 9.5 CCBA 68)

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \sigma'_{28} \quad \text{avec } \rho_b = \alpha \beta \delta \theta.$$

α, β, δ même signification que précédement

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

Résultats:

$\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$	→	Compression simple	} 1 ^{er} genre
$\bar{\nu}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$	→	Flexion simple	
$\bar{\nu}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$	→	Traction	

Pour le second genre, les valeurs seront majorées de 50%

II. Aciers :

On utilisera trois (3) catégories d'aciers

1. Aciers doux ou ronds lisses (FeE24 ou FeE22)

$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2/3 \bar{\sigma}_{en}$ pour le 1^{er} genre → $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$ ou 1467 kg/cm^2
 $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_{en}$ pour le 2^e genre → $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$ ou 2200 kg/cm^2

2. Aciers à haute adhérence (HA) nuance FeE40 :

- $\phi \leq 20 \text{ mm}$ → $\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ → $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2/3 \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } 1^{\text{er}} \text{ genre} \\ \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } 2^{\text{e}} \text{ genre} \end{cases}$
- $\phi > 20 \text{ mm}$ → $\bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ → $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2/3 \bar{\sigma}_{en} = 2670 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } 1^{\text{er}} \text{ genre} \\ \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } 2^{\text{e}} \text{ genre} \end{cases}$

3. Treillis soudés:

- $\phi \leq 6 \text{ mm}$ → $\bar{\sigma}_{en} = \bar{\sigma}'_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2$
- $\phi > 6 \text{ mm}$ → $\bar{\sigma}_{en} = \bar{\sigma}'_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2$
- Le coefficient de fissuration est dans ce cas égale à 1.

4. Contrainte de traction pour les conditions de fissuration (Art 4.9 CCBA68)

Pour limiter la fissuration du béton, on prend $\bar{\sigma}_{ap} \leq \text{Min}(\bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2))$
 avec :

• $\sigma_1 = \text{Contrainte de fissuration systématique} = \frac{K \eta \cdot \bar{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_f)}$

* K = Coefficient dépendant des conséquences de fissuration sur l'ouvrage.

= $\begin{cases} - 1,5 \cdot 10^6 \rightarrow \text{fissuration peu nuisible} \\ - 1 \cdot 10^6 \rightarrow \text{" " préjudiciable} \\ - 0,5 \cdot 10^6 \rightarrow \text{" " très préjudiciable} \end{cases}$

* $\eta = \text{coefficient de fissuration} = 1 \text{ pour Adx et } 1,6 \text{ pour HA}$

* $\bar{\omega}_f = \text{pourcentage de fissuration} = \frac{A}{B_f}$ avec A = section totale des barres tendues
 $B_f = \text{Section d'enrobage " " "}$

* $\phi = \text{le grand diamètre des barres tendues exprimé en millimètre}$

• $\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{\eta K \bar{\sigma}_a}{\phi} \right)^{1/2} = \text{Contrainte de fissuration accidentelle.}$

* $\bar{\sigma}_b = \text{Contrainte de traction de référence du béton.}$

PRÉDIMENSIONNEMENT

1. Les poteaux :

Selon l'article 4.2.11 du RPA81, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire des conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et II et 30 cm en zone III.
- $\frac{1}{3} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 3$
- $\text{Min}(b_2, h_2) \geq \frac{h}{20}$
- $A = b_2 \cdot h_2 \geq \frac{KN'}{\sigma_{28}} = \frac{N'}{\sigma_{b_0}}$ avec $K = \begin{cases} 5 \text{ en zone III} \\ 4 \text{ en zone II} \\ 3 \text{ en zone I.} \end{cases}$

dans notre cas $K = 4$ et $\sigma_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$.

1.1 Bloc : B : On considère 3 sortes de poteaux

P_a = poteau d'angle ; P_c = poteau central ; P_r = poteau de rive.

Ex : poteau courant (central)

- charge permanente

* planche terrasse

$$G = 4,20 \times 6,20 \times 534 = 13905,36 \text{ kg}$$

$$\text{Poids (poteau + poutres)} = 10\% G = \underline{1391 \text{ kg}}$$

$$G_c = 13905,36 + 1391 = 15296,36 \text{ kg}$$

- surcharges :

$$S_c = 4,20 \times 6,20 \times 1,2 \times 100 = 3124,8 \text{ kg}$$

$$G_c + S_c = 18421,16 \text{ kg.}$$

* Plancher courant

$$G = 4,20 \times 6,20 \times 579 = 15077,16 \text{ kg}$$

$$G (\text{poteau + poutres}) = \underline{1508 \text{ kg}}$$

$$G_c = 16585,16 \text{ kg}$$

- surcharges : $S_c = 4,20 \times 6,20 \times 300 \times 1,2 = 9374,4 \text{ kg}$

$$\text{alors } (G_c + S_c)_{\text{tot}} = N'_c = 44380,72 \text{ kg}$$

Poteaux	P_c	P_r	P_a
G (kg)	31881,52	17426	9225
Δ (kg)	12499,2	6547,2	3274
N' (kg)	44380,72	23973,2	12500
$A = \frac{KN'}{\sigma_{28}}$ (cm ²)	647,89	355,2	185,2
b_1 (cm)	30	30	30
h_1 (cm)	30	30	30

$$\rightarrow A \geq \frac{44380,72}{68,5} = 647,89 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow b_1 = h_1 = 25,5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{on prend } b_1 = h_1 = 30 \text{ cm}$$

tous les poteaux du Bloc B sont (30x30)
d'après ces résultats toutes les conditions citées ci-dessous sont vérifiées

1.2 Bloc : A

Les poteaux des files 1 et 2 \longrightarrow (40x40)
 " " " 3, 4, 5 et 6 \longrightarrow (40x60)
 Les poteaux de la file 7 \longrightarrow (40x50)

2. Les poutres:

Selon l'article 4.2.12 du RPA 81, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes:

- $b \geq 20$ en zone I et II et $b_{max} \leq 1,5h + b_1$
- $h \geq 30$ cm
- $\frac{h}{b} \leq 3$
- Avec un prédimensionnement classique on a : $\begin{cases} \frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h. \end{cases}$

avec: l = distance maximale entre nu des poteaux.

2.1 Bloc : A

* poutres longitudinales:

$l_{max} = 3,20$ m \longrightarrow $b = 30$ cm et $h = 40$ cm.

* poutres transversales:

• poutres des files 1; 2 et 7

$l_{max} = 5,80$ m \longrightarrow $b = 30$ cm et $h = 50$ cm

• poutres des files 3; 4; 5 et 6

$l_{max} = 13,70$ m \longrightarrow $b = 40$ cm et $h = 115$ cm.

2.2 Bloc : B

$l_{max} = 5,90$ m \longrightarrow $b = 30$ cm et $h = 50$ cm

On adopte les mêmes dimensions pour les poutres longitudinales et transversales

3. plancher terrasse du bloc A:

Le plancher terrasse sera dimensionner à partir de la condition de limitation de flèche, car cette dernière est à la base des fissurations.

La flèche est donné par la formule suivante : $f = \frac{5q l^4}{384EI} \leq f_{max} = \frac{l}{500}$
 avec : $I = \frac{b e^3}{12}$; $b = 100$ cm (bande de 1ml) ; e = épaisseur du plancher

E = module de déformation du béton = $7000 \sqrt{f_c} = 1,26 \cdot 10^5$

$l_{max} = 320$ cm $q(G+1,2P) = 640$ kg/ml

Tout calcul fait on trouve : $I \geq 10835,98$ cm⁴ $\longrightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{12I}{b}} = 10,91$ cm

D'où on prend $e = 12$ cm.

CHARGES ET SURCHARGES

1. Bloc: A

* charges permanentes:

• plancher terrasse en dalle pleine:

- gravier de protection (3cm)	_____	$0,03 \times 1,8 = 0,056 \text{ t/m}^2$
- étanchéité multicouche	_____	$= 0,01 \text{ t/m}^2$
- liège (4cm)	_____	$0,04 \times 0,25 = 0,01 \text{ t/m}^2$
- forme de pente 1,2%	_____	$0,05 \times 2,2 = 0,11 \text{ t/m}^2$
- dalle en béton armé (e=12cm)	_____	$0,12 \times 2,5 = 0,30 \text{ t/m}^2$
- plafond suspendu + pare Vapeur	_____	$0,03 + 0,004 = 0,034 \text{ t/m}^2$
		$G_1 = 0,520 \text{ t/m}^2$

• plancher de la salle de projection

- Carrellage (2cm)	_____	$= 0,04 \text{ t/m}^2$
- mortier de pose (2cm)	_____	$= 0,04 \text{ t/m}^2$
- Sable (3cm)	_____	$= 0,051 \text{ t/m}^2$
- Isolation phonique (2cm)	_____	$= 0,01 \text{ t/m}^2$
- dalle en corps creux (16+4)	_____	$= 0,265 \text{ t/m}^2$
- Enduit + plâtre (2cm)	_____	$= 0,03 \text{ t/m}^2$
- cloisons	_____	$= 0,075 \text{ t/m}^2$
		$G_1 = 0,521 \text{ t/m}^2$

* Surcharges d'exploitations:

- terrasse non accessible + sable	_____	$= 0,12 \text{ t/m}^2$
- plancher salle de projection	_____	$= 0,20 \text{ t/m}^2$
- Rampe ; estrade	_____	$= 0,50 \text{ t/m}^2$
- Acrotère (due à la main courante)	_____	$= 0,10 \text{ t/m}^2$

2. Bloc: B

* charges permanentes:

• plancher terrasse:

- gravier roulé	_____	$= 0,075 \text{ t/m}^2$
- étanchéité	_____	$= 0,015 \text{ t/m}^2$
- Isolation thermique	_____	$= 0,015 \text{ t/m}^2$
- Béton de pente	_____	$= 0,120 \text{ t/m}^2$
- Isolation phonique (3cm)	_____	$= 0,010 \text{ t/m}^2$

- Dalle (poutrelle + Hourdis) (16+4)	_____	= 0,265 t/m ²
- faux plafond (enduit + plâtre)	_____	= 0,034 t/m ²
		<u>G = 0,534 t/m²</u>

• plancher courant

- Carrelage (2cm)	_____	= 0,044 t/m ²
- mortier de pose (2cm)	_____	= 0,040 "
- Sable sec (3cm)	_____	= 0,051 "
- Isolation phonique	_____	= 0,010 "
- Dalle (poutrelles + Hourdis) (16+4)	_____	= 0,265 "
- faux plafond (enduit + plâtre)	_____	= 0,034 "
- cloisons	_____	= 0,075 "
		<u>G = 0,519 t/m²</u>

• Surcharges d'exploitations

- plancher terrasse non accessible	_____	= 0,10 t/m ²
- plancher courant et RDC	_____	= 0,300 t/m ²
- escalier	_____	= 0,40 t/m ²
- Acrotère	_____	= 0,10 t/m ²

• Remplissage

* Mur intérieur : cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur dont :

- Masse	_____	= 0,14 t/m ²
- enduit en plâtre les 2 faces	_____	= 0,035 t/m ²
		<u>G = 0,175 t/m²</u>

* Mur extérieur : présente une double paroi avec un vide d'air de 5cm

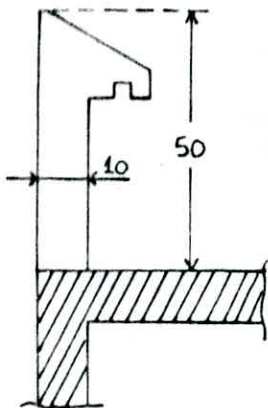
- paroi de l'extérieure en briques creuses de 15cm	_____	= 0,210 t/m ²
- paroi intérieure " " 10cm	_____	= 0,140 t/m ²
- Enduit en plâtre pour l'intérieur } et enduit de ciment pour l'extérieur }	_____	= 0,028 t/m ²
		<u>G = 0,378 t/m²</u>

CALCUL DES
ELEMENTS

ACROTERE

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Le calcul se fait pour un (1m) linéaire, sous la flexion composée engendrée par l'effort normal dû à son poids propre et le moment résultant dû à l'application de la main courante.

* Dimensions

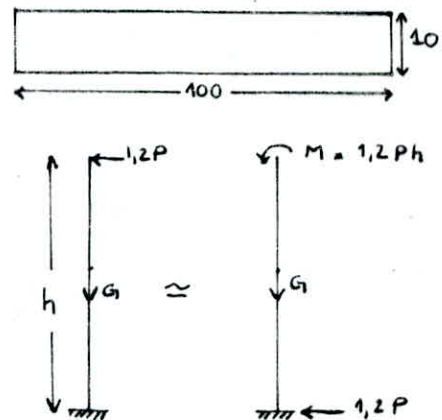


$$b = 100 \text{ cm}$$

$$e = 10 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

* schéma statique



avec $G = 5 \cdot 2500 = 0,06 \times 2500 = 150 \text{ kg/ml}$
 $P = \text{main courante} = 100 \text{ kg/ml}$

le calcul se fait en flexion composée

détermination de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,2Ph}{G} = \frac{1,2 \cdot 100 \cdot 0,5}{150} = 40 \text{ cm} > e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \rightarrow$ section partiellement comprimée

L'effort normal est un effort de compression, le point d'application de la résultante des forces extérieures se trouve en dehors de la section. alors on doit faire apparaître le moment fictif :

$$\mathcal{M} = M + Nf \quad \text{avec } f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d$$

$f =$ distance entre le centre de pression et les aciers tendus.

Calcul de la section en flexion simple :

* Moment par rapport aux aciers tendus (M_A)

$$\sum M^t_A = N \cdot f = 150(0,40 + 0,05 - 0,02) = 64,5 \text{ kg.m}$$

* Moment résistant du béton (M_{nb})

$$M_{nb} = \bar{K} b h^2 \quad \text{avec } \bar{K} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \cdot \bar{\alpha} (1 - \bar{\alpha}/3) \quad \text{et } \bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,423$$

$$\rightarrow \bar{K} = 24,90 \quad n = 15 \quad \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2, \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{nb} = 1593,6 \text{ kg.m} > M_A = 64,5 \text{ kg.m}$$

On a $M_{nb} > M_A$ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mathcal{A} = \frac{M_A}{\gamma \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{6450}{0,859 \cdot 10 \cdot 2800} = 0,335 \text{ cm}^2 \rightarrow A = \mathcal{A} \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,335 \cdot \frac{150}{2800} = 0,28 \text{ cm}^2$$

Verification diverses :

- Condition de non fragilité :

$A \geq 0.69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0.78 \text{ cm}^2$, on remarque que la section est insuffisante donc on adoptera une section minimale imposée par la condition de non fragilité

On adoptera 4HA5/ml

- Espacement :

Conformement, aux regles CCBA68 Art 57.33

$$t \leq \min(3h_t = 30\text{cm}, 33\text{cm}) = 30\text{cm} \text{ Verifie}$$

on prévoit aussi des armatures transversales ou armatures de peau sur la hauteur de l'acrotère soient 3T5

- Condition de non fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = \min\left[\frac{2}{3}\bar{\sigma}_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2)\right]$$

$$\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} \quad \text{avec} \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{0.784}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0.19\%$$

$$\eta = 1.6, \quad k = 1.5 \cdot 10^6, \quad \phi = 5\text{mm} \quad \text{d'où}$$

$$\sigma_1 = 895 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 4038.8 \text{ kg/cm}^2$$

d'où : $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ donc pas de risque de fissuration.

- Verification au seisme :

conformement à l'article 3.3.9 du RPA 81 on doit vérifier le seisme dans les éléments secondaires de la structure. L'acrotère sera vérifié pour l'action de la force horizontale.

$$F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p \quad \text{avec}$$

$$Z = \frac{A(2,II)}{A(2,III)} = \frac{0.15}{0.25} = 0.6$$

$$C_p = 0.8 \quad \text{pour une console (Tableau N°4 du RPA 81)}$$

$$I = \frac{A(2,II)}{A(2,II)} = \frac{0.15}{0.15} = 1.$$

$$W_p = \text{poids de l'élément} = 150 \text{ kg}$$

d'où $F_p = 0.6 \cdot 1 \cdot 0.8 \cdot 150 = 72 \text{ kg} < 1.2P = 120 \text{ kg} \rightarrow$ seisme vérifié

- Effort tranchant :

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

$$A\bar{\sigma}_a = 0.78 \cdot 2800 = 2184$$

$$T + \frac{M}{z} = 120 + \frac{6450}{7} = 1041.43 \quad \left. \begin{array}{l} A\bar{\sigma}_a = 2184 \\ T + \frac{M}{z} = 1041.43 \end{array} \right\} \rightarrow A\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z} \text{ c'est vérifié.}$$

L'armature tendue n'est soumise à aucune traction et aucune vérification n'est nécessaire pour l'ancrage de ces armatures pour empêcher les ouvertures excessives des fissures dues aux intempéries, on place les armatures dites de peau.

POUTRELLES

1. Bloc : A

* plancher de la salle de projection :

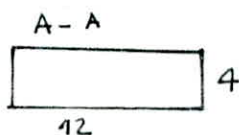
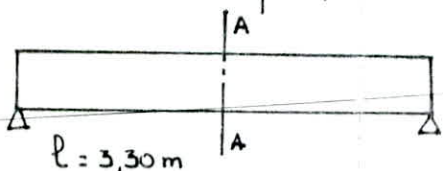
le plancher de la salle de projection est constitué par des corps creux posés sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée. Elles seront calculées sous la sollicitation du 1^{er} genre $G_1 + 1,2P$. le calcul se fera en 2 étapes.

- Etape ①

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée simplement appuyée et soumise à son poids propre, du hourdi et la surcharge.
Charges supportées par la poutrelle

- poids poutrelle = $0,12 \times 0,04 \times 2500 = 12 \text{ kg/ml}$
 - poids Corps creux = $0,65 \times 0,95 = 62 \text{ kg/ml}$
 - surcharge = $1,2 \cdot 200 \cdot 0,65 = 156 \text{ kg/ml}$
- $q = 230 \text{ kg/ml}$

Schéma statique :



d'où : $M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{230 \times 3,30^2}{8} = 313,09 \text{ kg.m}$ et $T = \frac{q l}{2} = 379,5 \text{ kg}$
la poutrelle sera sollicitée en flexion simple

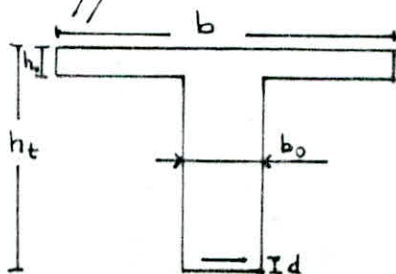
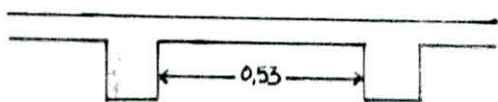
Ferraillage suivant la méthode citée dans P. CHARON.

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 313,09}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 3,494 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,6945 \\ \kappa = 1,368 \end{cases}$$

$\bar{R} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{137} = 20,43 > \kappa \rightarrow$ les armatures comprimées sont nécessaires mais il est difficile de les faire à cause de la faible épaisseur, donc il est nécessaire de prévoir un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la table de compression.

- Etape ② :

Après le coulage et durcissement de la table de compression, la poutrelle travaillera comme une poutre en T sur 2 appuis.



Prédimensionnement

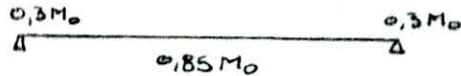
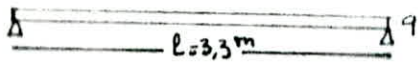
$$h_0 = 4 \text{ cm} \quad h_t = 20 \text{ cm} \quad b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$b_1 = (6 \div 8) h_0 \rightarrow b_1 = 24 \text{ cm} \quad \text{et } b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}.$$

charge et surcharge supportées par la poutrelle :

$$G = 521 \text{ kg/m}^2 \quad P = 200 \text{ kg/m}^2$$

le calcul se fera sous : $q = (G + 1,2P) \cdot 0,65 = 494,65 \text{ kg/ml}$



$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{494,65 \cdot 3,3^2}{8} = 673,34 \text{ kg.m}$$

d'où $M_a = 0,3M_0 = 202 \text{ kg.m}$ et $M_t = 0,85M_0 = 572,34 \text{ kg.m}$

$$T_a = \pm \frac{q l}{2} + \frac{M_a - M_t}{l} = \pm 816,17 \text{ kg}$$

Calcul des armatures :

• travée :

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0168 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9445 \\ \eta = 0,1666 \\ K = 75 \end{cases}$$

$y = \eta h = 0,1666 \times 18 = 2,998 \approx 3 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \rightarrow$ donc la section de calcul en section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (60 \times 20)$.

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{75} = 37,33 \text{ kg/cm}^2 < 137 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{57234}{2800 \cdot 0,9445 \cdot 18} = 1,20 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on choisit } 3T8 = 1,50 \text{ cm}^2$$

• Appui : section rectangulaire (b_0, h_t)

$$\mu = 0,0278 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9278 \\ K = 54,25 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{54,25} = 51,61 \text{ kg/cm}^2 < 137 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 0,43 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on choisit } 1T8 = 0,50 \text{ cm}^2.$$

Verification diverses :

- Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}}$$

- * travée ($b = 60\text{cm}$) $\rightarrow A \geq 1,046\text{ cm}^2$
- * Appui ($b = 12\text{cm}$) $\rightarrow A \geq 0,21\text{ cm}^2$

} Verifie

- Contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} \rightarrow E, K \rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{M}{EhA} < \bar{\sigma}_a \text{ et } \bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma_a}{K} < \bar{\sigma}'_b$$

	$\bar{\omega}$	E	K	$\bar{\sigma}'_b (\text{kg/cm}^2)$	$\bar{\sigma}_a (\text{kg/cm}^2)$
travée	0,188	0,9881	66,5	33,96	2258,21
Appui	0,231	0,9831	50	48,63	2431,42

On a bien

$$\bar{\sigma}_a < 2800 \text{ et } \bar{\sigma}'_b < 137\text{ kg/cm}^2$$

- fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = \min \left[\frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}, \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \right] \text{ avec } \bar{\sigma}_1 = \frac{kn \omega_f}{\phi(1+\omega_f)} \text{ et } \bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{kn \bar{\sigma}'_b}{\phi}}$$

- . travée (T8) $\rightarrow \bar{\sigma}_2 = 3193\text{ kg/cm}^2$
 - . Appui (T8) $\rightarrow \bar{\sigma}_2 = \text{ " " }$
- } donc $\bar{\sigma}_a = 2800\text{ kg/cm}^2$ pas de fissuration

- Verification à l'adhérence :

Contrainte d'adhérence $\bar{\tau}_d = \frac{T_{max}}{npz}$ avec $T_{max} = 816,17\text{ kg}$.

$n = 1$, $p = \pi\phi = \pi \cdot 0,8$, $z = \frac{7}{8}h = \frac{7}{8}18 = 15,75\text{ cm}$

d'où $\bar{\tau}_d = \frac{816,17}{1 \cdot \pi \cdot 0,8 \cdot 15,75} = 20,62\text{ kg/cm}^2$.

$\bar{\tau}_d = 2,5 \psi_d \bar{\sigma}'_b$ avec $\psi_d = 1,5$ (HA) et $\bar{\sigma}'_b = 5,9\text{ kg/cm}^2$

d'où $\bar{\tau}_d = 22,125\text{ kg/cm}^2$ On a bien $\bar{\tau}_d < \bar{\tau}_d$

- Verification à la flèche (Art 38.4 CCBA 68)

si les 3 conditions suivantes sont vérifiées la justification de la flèche est inutile.

• $\frac{h_e}{l} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{20}{330} = 0,061 > 0,044$ Verifie

• $\frac{h_e}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_e}{M_o} \rightarrow \frac{20}{330} = 0,061 > \frac{1}{15} \frac{572,34}{673,34} = 0,057$ verifie

• $A \leq b_o h \frac{36}{\bar{\sigma}_{en}} \rightarrow A = 1,50 < 12 \cdot 18 \frac{36}{4120} = 1,89\text{ cm}^2$ verifie

- Calcul des armatures transversales (Art 25 CCBA 68)

• Contrainte de cisaillement : $\bar{\tau}_b = \frac{T_{max}}{b_o z} = \frac{816,17}{12 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18} = 4,32\text{ kg/cm}^2$

à l'appui : $\bar{\sigma}'_b = 48,63\text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_o} = 68,5\text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65\text{ kg/cm}^2$

$\bar{\tau}_b < \bar{\tau}_b$ donc on utilisera des cadres perpendiculaire à la ligne moyenne.

cadre de $\phi 5$ (FeE22) avec $A_t = 0,39\text{ cm}^2$.

• Calcul de la contrainte de traction admissible des armatures transversales :

pas de reprise de bétonnage, $\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \bar{\sigma}_{en}$ avec $f_{at} = \max \left[\frac{2}{3}; \left(1 - \frac{\bar{\tau}_b}{9\bar{\sigma}'_b} \right) \right]$

$\bar{\tau}_b = 4,32\text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{at} = 0,919 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2021,8\text{ kg/cm}^2$.

• Ecartement admissible des armatures transversales Arct 52-12. CCBA 68 :

$$t = \max \begin{cases} t_1 = (1 - 0,3 \frac{L_b}{\sigma_b}) h = 14,04 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2h = 3,6 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \bar{t} = 14 \text{ cm}.$$

Espacement des armatures : $t = \frac{A_t \bar{\sigma}_t}{T_{\max}} = \frac{0,39 \cdot 15,75 \cdot 2021,8}{816,17} = 15,21 \text{ cm}$

l'espacement choisi $t = 13 \text{ cm} < \bar{t}$.

– Ferrailage de la table de compression :

la table de compression sera armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles n'excèdent pas $\begin{cases} 20 \text{ cm (5. pml)} \text{ pour } A_{\perp} \\ 33 \text{ cm (3. pml)} \text{ pour } A_{\parallel} \end{cases}$

si l'écartement (entre nervures) est compris entre 50 cm et 80 cm

Alors $A_{\perp} \geq \frac{43 l_n}{\sigma_{cn}} = 0,53 \text{ cm}^2$

on adopte un treillis soudé de 20 x 20 de $\phi 5$.

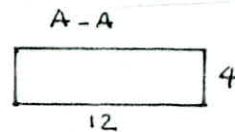
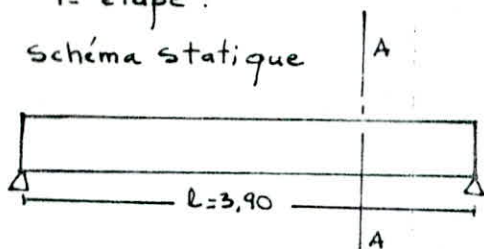
2. Bloc : B :

* Plancher terrasse : hourdis + dalle compression (16+4).

Comme c'est le même principe de calcul que le plancher précédent, on fait pas tous les détails de calcul.

1^{re} étape :

schéma statique



$q = 152 \text{ kg/ml}$

$M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = 288,99 \text{ kg.m}$ et $T = \frac{q l}{2} = 296,4 \text{ kg}$

$\mu = 3,225 \frac{P.ch}{\sigma_b} \rightarrow \epsilon = 0,6958$; $K = 1,44$ et $\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_t}{\bar{\sigma}_b} = 20,43$

$\bar{K} > K \rightarrow A' \neq 0 \rightarrow$ on prévoit un échaffaudage

2^{de} étape :

la poutrelle sera calculée en section en T reposant sur 7 appuis.

• charge revenant à la poutrelle :

$q = (G + 1,2P) \cdot 0,65 = 654 \cdot 0,65 = 425,1 \text{ kg/ml}$.

• dimensions de la table :

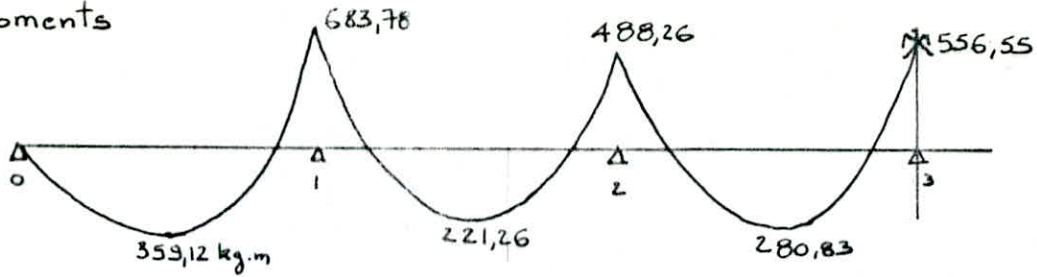
$b = 60 \text{ cm}$ $b_1 = 24 \text{ cm}$ $b_0 = 12 \text{ cm}$ $h_0 = 4 \text{ cm}$ et $h_t = 20 \text{ cm}$.

• calcul des efforts agissant sur la poutrelle :

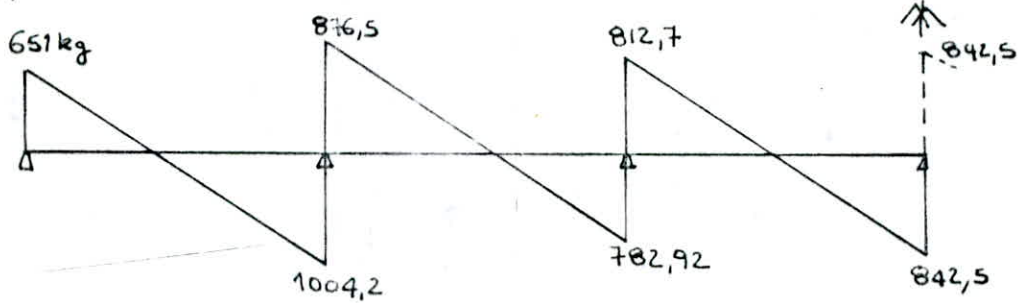
On a appliqué la méthode des 3 moments (RDM)

tout calcul fait on trouve.

. moments



. effort tranchant :



* Calcul des armatures longitudinales : $q = 425,5 \text{ kg/ml}$

le moment max en travée se trouve dans la travée 0-1 $\rightarrow M_{max} = 359,12 \text{ kg.m}$

$h = 18 \text{ cm}$ $d = 2 \text{ cm}$ $b = 60 \text{ cm}$ $b_e = 12 \text{ cm}$ $h_t = 20 \text{ cm}$ $h_o = 4 \text{ cm}$

$\mu = 0,00989 \frac{P.ch}{\sigma_a} \rightarrow K = 97,5$, $\epsilon = 0,9576$; $\alpha = 0,1333$

$y = \alpha h = 0,1333 \times 18 = 2,39 < 4 \text{ cm} \rightarrow$ section rectangulaire (60x20)

$\bar{K} = 20,43 < K \Rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = 0,745 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on choisit 2T10 = $1,57 \text{ cm}^2$

en appui : $M_{max} = M_2 = -683,78 \text{ kg.m}$ (section rectangulaire) ($b_o \times h$)

$\mu = 0,0942 \frac{P.ch}{\sigma_a} \rightarrow K = 25,66$; $\epsilon = 0,8771$; $\alpha = 0,3689$

$K > \bar{K} \rightarrow A' = 0$

d'où $A = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = 1,54 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on choisit 2T10 = $1,57 \text{ cm}^2$

. Verification des contraintes :

$\tilde{\omega} = \frac{100A}{b.h} \rightarrow \epsilon, K \rightarrow \sigma_a = \frac{M}{\epsilon h A} < \bar{\sigma}_a$ et $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} < \bar{\sigma}'_b$

	$\tilde{\omega}$	ϵ	K	$\sigma_a (\text{kg/cm}^2)$	$\sigma'_b (\text{kg/cm}^2)$
travée	0,1453	0,9373	64,25	1355,78	21,10
Appui	0,7268	0,8765	25,5	2760,5	108,25

On a bien

$\sigma_a < 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b < 137 \text{ kg/cm}^2$

. Verification de la condition de non fragilité :

$A \geq 0,69 . b . h . \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}}$

entravée $\rightarrow A \geq 1,047 \text{ cm}^2$

en appui $\rightarrow A \geq 0,208 \text{ cm}^2$

} Verifié.

- Verification à la flèche (Art 38.4 CCBA 68): pour travée (0-1)

$$\left. \begin{aligned} \cdot \frac{h_t}{l} &\geq \frac{1}{22,5} \longrightarrow 0,0512 > 0,0440 \text{ verifie} \\ \cdot \frac{h_e}{l} &\geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow 0,0512 > 0,0296 \text{ verifie} \\ \cdot \frac{A}{bh} &\leq \frac{36}{\sigma_{\text{cn}}} \longrightarrow 0,0073 < 0,4085 \text{ verifie} \end{aligned} \right\} \text{ avec}$$

$M_t = 359,12 \text{ t.m}$ $b = 12 \text{ cm}$
 $M_0 = 808,98 \text{ t.m}$ $h = 18 \text{ cm}$
 $A = 1,57 \text{ cm}^2$

donc la verification de la flèche est inutile.

- Verification de la fissuration :

$\eta = 1,6 \text{ (HA)}$ $K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ (f. peu nuisible)}$ $\omega_f = \frac{A}{2bd} = 0,032$ $\phi = 10 \text{ mm}$
 d'où $\sigma_1 = 5818,2 \text{ kg/cm}^2$ et $\sigma_2 = 2831,59 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \bar{\sigma}_d = 2800 \text{ kg/cm}^2$

- Verification de l'adhérence :

On doit vérifier : $\tau_d < \bar{\tau}_d$ avec $\bar{\tau}_d = 2\psi_d \bar{\sigma}_b$; $\psi_d = 1,5$ $\bar{\sigma}_b = 5,9$
 $\bar{\tau}_d = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 > \tau_d = \frac{T_{\text{max}}}{n p_3} = \frac{1005}{2 \cdot \pi \cdot 1 \cdot 15,75} = 10,16 \text{ kg/cm}^2$

- Calcul des armatures transversales : (Art 25. CCBA 68)

On utilise des armatures transversales \perp à la ligne moyenne.

dans notre cas : $\sigma'_b = 108,25 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_b$

d'où $\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}'_b = 17,22 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b_0 z_3} = \frac{1005}{12 \times 15,75} = 5,31 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ on choisit
 1 cadu de $\phi 6 \longrightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

- Ecartement admissible :

$\bar{e} = \max \left\{ \begin{aligned} 0,2 h &= 3,6 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) &= 13,34 \text{ cm} \end{aligned} \right. \longrightarrow \bar{e} = 13 \text{ cm}$

$t = \frac{A_t \cdot z_3 \cdot \sigma_{\text{at}}}{T} = 14,04 \text{ cm} \longrightarrow$ on choisit $t = 12 \text{ cm}$ et $\bar{e} = 13 \text{ cm}$

- Ferrailage de la table de compression :

la table sera armée par un treillis soudé de $\phi 6$, mais les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser 20cm pour les armat. \perp et 33cm pour les armat. \parallel

On adoptera donc un treillis soudé de 20×20 en $\phi 6 \longrightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2$

On doit vérifier que :

$50 \leq l_n \leq 80 \longrightarrow 50 \leq 65 \leq 80 \text{ verifie}$

$A_T \geq \frac{43}{\sigma_{\text{cn}}} l_n \longrightarrow 1,41 > 0,527 \text{ cm}^2 \text{ verifie}$

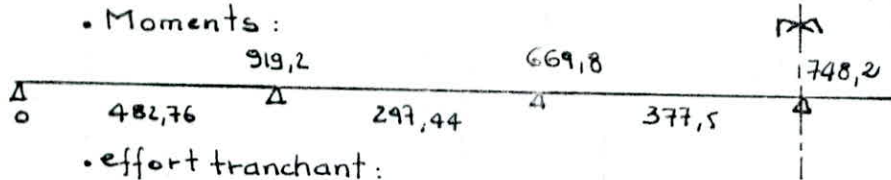
$A_{\parallel} \geq \frac{1,41}{2} \longrightarrow 1,41 > 0,705 \text{ cm}^2 \text{ verifie.}$

* Plancher courant :

$$q = (G_1 + 1,2P) 0,65 = 879 \times 0,65 = 571,35 \text{ kg/ml}$$

la poutrelle sera calculée, comme une section en T reposant sur 7 appuis.

• Moments :



• effort tranchant :



- calcul des armatures longitudinales :

• en travée : $M_{max} = 482,76 \text{ kg.m}$; $b = 60 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$; $h_f = 20 \text{ cm}$
 tout calcul fait on trouve : $A' = 0$

et $A = 1,0016 \rightarrow$ on choisit 2T10 = $1,57 \text{ cm}^2$

• en appui : $M_{max} = 919,2 \text{ kg.m}$

on trouve : $A' = 0$ et $A = 2,11 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on choisit 2T12 = $2,26 \text{ cm}^2$

• vérification des contraintes :

	$\tilde{\omega}$	ϵ	κ	$\sigma_a \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	σ'_b
travée	0,1453	0,9373	6,25	1822,55	29,75
Appui	1,046	0,8584	20,30	2632,33	129,67

on a bien :
 $\sigma_a < 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma'_b < 137 \text{ kg/cm}^2$

• calcul des armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 z} = \frac{1351,06}{12 \times 15,75} = 7,148 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_0}}) \bar{\sigma}_b = (4,5 - \frac{129,67}{68,5}) 5,9 = 15,38 \text{ kg/cm}^2$$

donc $\tau_b < \bar{\tau}_b$ et $\sigma'_{b_0} \leq \sigma'_b \leq 2 \sigma'_{b_0}$

on adopte des cadres verticaux $\phi 6 \rightarrow A = 0,56 \text{ cm}^2$

• écartement admissible :

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t = 0,2h = 3,6 \text{ cm} \\ t = h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sigma'_b}) = 11,45 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \bar{t} = 11,45 \text{ cm}$$

$$t = \frac{A_s \cdot \sigma_{at}}{T} = 10,44 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } t = 10 \text{ cm et } \bar{t} = 11 \text{ cm}$$

• Ferrailage de la table de compression :

la table sera armée par un treillis soudé en $\phi 6$ de 20×20

NB = toutes les autres vérifications sont satisfaites.

DALLES

1. BLOC A:

* Plancher terrasse :

le plancher terrasse est en dalle pleine, vu l'épaisseur $h_0 = 12\text{ cm}$, donc le diamètre des armatures utilisé est inférieur à $\frac{h_0}{10} = 12\text{ mm}$.

On a un seul type de dalle \rightarrow dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés.

• 1-1 panneau de rive :

$$l_x = 3,25\text{ m} \quad l_y = 13,90\text{ m} \quad \rightarrow \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,23 < 0,4$$

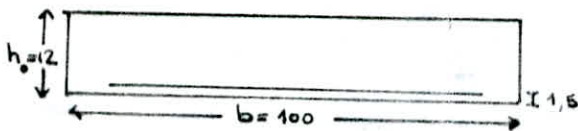
donc la dalle travaille suivant la petite portée $l_x = 3,25\text{ m}$, comme une poutre pour une bande de largeur 1 m .

• entravé $M_t = 0,75 M_0 = 0,75 \frac{q l^2}{8} = 0,75 \frac{640 \cdot 3,25^2}{8} = 633,75 \text{ kg.m/ml}$

• en appui $M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \frac{640 \cdot 3,25^2}{8} = 422,5 \text{ kg.m/ml}$

le calcul du ferrailage se fera par la méthode citée dans P. CHARON.

	μ	E	K	$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$	A'(cm ²)	A(cm ²)	A adopté
travée	0,03079	0,9243	51,1	54,79	0	2,332	GT8/ml
appui	0,02053	0,9371	64,5	43,41	0	1,533	GT6/ml



- Verification diverses :

• Condition de non fragilité :

$$\rho < 0,4 \rightarrow A \geq 0,54 b h_0 \frac{\sigma'_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_0}{h_a} \right)^2 = 0,54 \cdot 100 \cdot 10,5 \frac{5,9}{2800} \left(\frac{12}{10,5} \right)^2 = 1,56 \text{ cm}^2 \text{ Verifié}$$

• Contraintes :

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b h} \rightarrow \varepsilon, K \rightarrow \sigma_a = \frac{M}{\varepsilon h A} < \bar{\sigma}_a \text{ et } \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} < \bar{\sigma}'_b$$

	A(cm ²)	w	E	K	σ_a	σ'_b
travée	3,01	0,286	0,9155	44,2	2190,3	49,55
appui	1,69	0,160	0,9346	61,5	2547,56	41,42

On a bien $\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ et $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

• fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = \min \left[\frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right] \text{ avec } \sigma_1 = \frac{K \eta w_f}{\phi(1+10w_f)} \text{ et } \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \sigma'_b}{\phi}}$$

$$w_f = \frac{A}{2 b d} = \frac{A}{300}, \quad K = 1,5 \cdot 10^6, \quad \eta = 1,6.$$

	A	$\bar{\omega}_f$	ϕ	$\bar{\sigma}_1$	$\bar{\sigma}_2$	$\bar{\sigma}_a$
travée	3,01	0,010	8	2727,30	3193,00	2800
appui	1,69	0,0056	6	2121,20	3686,95	2800

Vérifié

• Effort tranchant :

$$T = q \frac{l_x}{2} = 640 \cdot \frac{3,25}{2} = 1040 \text{ kg/m} \rightarrow Z_b = \frac{T}{b\bar{\sigma}_b} = \frac{1040}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 10,5} = 1,132 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{On a } Z_b < 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,7 \text{ kg/cm}^2$$

• donc pas besoin des armatures transversales.

• flèche :

$$v = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{nAd + bh_0 \cdot \frac{h_0}{2}}{nA + bh_0} = \frac{15 \times 3,01 \cdot 10,5 + 100 \cdot 12 \cdot 6}{15 \cdot 3,01 + 100 \cdot 12} = 5,836 \text{ cm}$$

$$I_t = \frac{bh_0^3}{12} + nA(n-d)^2 + bh_0 \left(\frac{h_0}{2} - v \right)^2 = 15281,13 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\omega\bar{\sigma}_a + 3\bar{\sigma}_b} = 0,311 \text{ avec } \omega = \frac{A}{bh_0} = 0,00287; \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2; \bar{\sigma}_a = 2190,30$$

$$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2+3\frac{b_0}{b})\omega} = 2,284 \text{ et } \lambda_i = 2,5\lambda_v = 5,710$$

$$I_{fv} = \frac{I_t}{1+\mu\lambda_v} = 8934,64 \text{ cm}^4 \text{ et } \lambda_{ic} = \frac{I_t}{1+\mu\lambda_i} = 5505,11 \text{ cm}^4$$

$$M_g = 0,75 M_{0gx} = 0,75 \frac{520 \cdot 3,25^2}{8} = 514,92 \text{ kg.m/m}$$

$$M_q = 0,75 M_{0gx}(g+p) = 0,75 \cdot \frac{620 \cdot 3,25^2}{8} = 613,945 \text{ kg.m/m}$$

$$f_{g0} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,483 \text{ cm}$$

$$f_{q0} = \frac{M_q l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,312 \text{ cm}$$

$$f_{g0} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,261 \text{ cm}$$

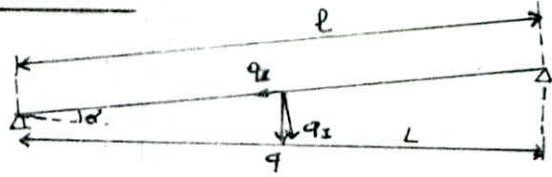
avec : $E_i = 378000 \text{ kg/cm}^2$ et $E_v = 126000 \text{ kg/cm}^2$

et finalement $\Delta f = f_{g0} + f_{q0} - f_{g0} < \bar{f} = \frac{l_x}{500} = 0,65$

$$\Delta f = 0,483 + 0,312 - 0,261 = 0,53 \text{ cm}$$

on a bien $\Delta f = 0,53 \text{ cm} < \bar{f} = 0,65 \text{ cm}$ [flèche vérifiée]

• 1.2 Panneau intermédiaire :



$L_x = 3,20 \text{ m}$
 $q = 640 \text{ kg/ml}$
 $l_x = \frac{L_x}{\cos \alpha}$

$q_I = q \cos \alpha \perp$ au panneau
 $q_{II} = q \sin \alpha //$ au panneau

$q \cos \alpha$ fléchit le panneau de portée l par 1 m horizontal, donc la charge du mètre courant incliné n'est que $q \cos^2 \alpha$ d'où $M = q \cos^2 \alpha \frac{l^2}{8}$ avec $l = \frac{L}{\cos \alpha}$

d'où $M = q \frac{L^2}{8}$ et $T = q \cos^2 \alpha \frac{l}{2} = q \frac{L}{2} \cos \alpha$
 $q \sin \alpha$ est un effort normale par unité de longueur horizontale, l'effort normal total = $qL \sin \alpha$ mais il sera décomposé en chaque extrémité en $q \frac{L}{2} \sin \alpha$ ceci donne pour une travée du panneau un effort normal de traction variant de 0 à $q \frac{L}{2} \frac{\sin \alpha}{2}$ pour la moitié supérieure de la travée par contre pour la moitié inférieure reçoit une compression =
 cette effort normal $q \frac{L}{2} \frac{\sin \alpha}{2} = 140,74 \text{ kg}$ est négligeable, ce qui donne pour une largeur de 1 m une contrainte $\sigma = 0,135$, aussi bien en traction qu'en compression négligeable.

à l'extrémité ce $q \frac{L}{2} \sin \alpha$ ira à ajouter à l'effort tranchant $q \frac{L}{2} \cos \alpha$

d'où $T = q \frac{L}{2}$
 le calcul se fait comme pour une dalle portant suivant le plus petit côté.

$M_{travée} = 0,75 M_0 = 0,75 q \frac{L^2}{8} = 0,75 \cdot 640 \cdot \frac{3,20^2}{8} = 614,4 \text{ kg.m/ml}$
 $M_{appui} = 0,50 M_0 = 0,50 q \frac{L^2}{8} = 409,6 \text{ kg.m/ml}$

NB: On constate que le panneau intermédiaire est moins défavorable que le panneau de rive. donc on adopte pour l'ensemble des panneaux de la dalle, le ferrailage trouvé pour le panneau de rive.

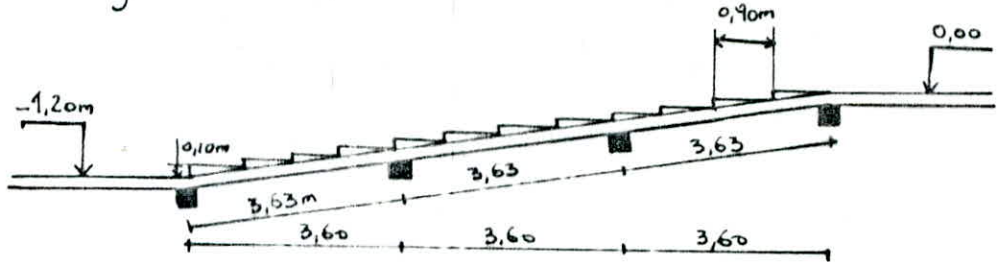
- disposition constructive :

suivant l_x : l'espacement admissible est de $\bar{t} = \min \{ 3 \times 12, 33 \} = 33 \text{ cm}$
 $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{en travée} : 6T8/ml = 3,01 \text{ cm}^2/ml \rightarrow t = 17,5 \text{ cm} < \bar{t} \\ \text{en appui} : 6T6/ml = 1,69 \text{ cm}^2/ml \rightarrow t = 18 \text{ cm} < \bar{t} \end{array} \right.$

suivant l_y : (armature de répartition) : $\bar{t} = \min \{ 4 \times 12, 45 \} = 45 \text{ m}$
 $A_y = \frac{A_x}{4} = 0,753 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte $4T6/ml = 1,13 \text{ cm}^2/ml$
 avec $t = 30 \text{ cm} < \bar{t}$

RAMPE

la rampe se situera entre le niveau (+0,00) et le niveau (-1,20m), elle s'appuyera sur des longrines et le sol, elle est constituée de marches de 0,90m de largeur et de 0,10m de hauteur.



1^{er} predimensionnement:

épaisseur de la paillasse : $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$

→ $e = 12 \text{ cm}$ d'où : $\alpha = 6,34 \rightarrow \sin \alpha = 0,11$ et $\cos \alpha = 0,993$

Longueur de la paillasse :

$$L = \frac{H}{\sin \alpha} = 10,90 \text{ m}$$

2^e evaluation des charges et surcharges :

Elles sont évaluées par m de projection horizontales.

. charges :

- poids propre de la paillasse = $0,12 \cdot 2500 = 300 \text{ kg/ml}$
- " " des marches = $\frac{2200}{2} \text{ hl} = \frac{2200}{2} \cdot 0,10 \cdot 0,9 = 99 \text{ kg/ml}$
- Revêtement = 84 kg/ml

. surcharge :

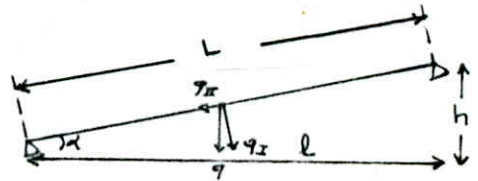
salle de Réunion = 500 kg/ml

d'où $q = G + 1,2P = 300 + 99 + 84 + 1,2 \cdot 500 = 1083 \text{ kg/ml}$

décomposition de q pour une travée :

$q_I = q \cos \alpha \perp$ à la paillasse

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



$q \cos \alpha$ fléchit la paillasse de portée L par 1m horizontal donc la charge du mètre courant incliné n'est que $q \cos^2 \alpha$.

d'où $M = q \cos^2 \alpha \frac{L^2}{8}$ avec $L = \frac{l}{\cos \alpha} \rightarrow M = q \frac{l^2}{8}$

et $T = q \cos^2 \alpha \frac{L}{2} = q \frac{l}{2} \cos \alpha$.

$q \sin \alpha$ est un effort par unité de longueur horizontale, l'effort normal

total = $q l \sin \alpha$ mais il sera décomposé en chaque extrémité en $q \frac{l}{2} \sin \alpha$

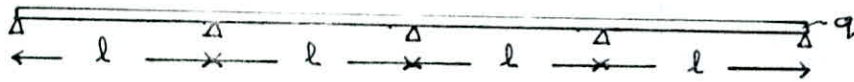
ceci - donne pour une travée de la paillasse un effort normal de traction

variant de 0 à $qL \frac{\sin \alpha}{2}$ cela pour la moitié supérieure de la travée par contre pour la moitié de la travée inférieure reçoit une compression.

Cet effort normal $q \frac{L}{2} \sin \alpha = 193,6 \text{ kg}$ est négligeable, ce qui donne pour une largeur de 1m une contrainte $\frac{1083 \times 325 \cdot 0,11}{2 \cdot 100 \cdot 10} = 0,19$ aussi bien en traction qu'en compression.

à l'extrémité ce $q \frac{L}{2} \sin \alpha$ sera ajouté à l'effort tranchant $q \frac{L}{2} \cos \alpha \rightarrow T = q \frac{L}{2} \cdot 1,10$

schéma statique :



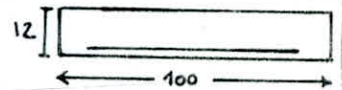
le calcul se fait comme pour une dalle portant suivant le petit côté.

$$M_{travée} = 0,75 M_0 = 0,75 \frac{1083 \cdot 3,25^2}{8} = 1072,42 \text{ kg.m}$$

$$M_{appui} = 0,5 M_0 = 714,95 \text{ kg.m}$$

le calcul du ferrailage se fait par la méthode citée dans P. CHARON.

	μ	ϵ	K	$\bar{\sigma}_b \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$A' \text{ (cm}^2\text{)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
travée	0,0574	0,9003	35,15	79,66	0	4,25
appui	0,0383	0,9166	45	62,2	0	2,78



choix des aciers :

suivant e_x : l'espacement admissible est de $\bar{t} = \min\{3 \times 12, 33\} = 33 \text{ cm}$

On choisit : 6 T10/ml = 4,71 cm²/ml en travée

6 T8/ml = 3,01 cm²/ml en appui

suivant e_y : (armature de répartition) avec $\bar{t} = 45 \text{ cm}$

On choisit 3 TB/ml = 1,50 cm²/ml.

* Vérifications diverses :

. Condition de non fragilité

$$A \geq bh \cdot 0,5 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h}\right)^2 = 100 \cdot 10 \cdot 0,5 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{12}{10}\right)^2 = 1,638 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

. Effort tranchant

$$T = q \frac{L}{2} \cdot 1,10 = 1083 \frac{3,25}{2} \cdot 1,10 = 1935,86 \text{ kg} \rightarrow \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1935,86}{100 \cdot 7,8 \cdot 10} = 2,20 \text{ kg/cm}^2$$

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

$\rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

. Contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} \rightarrow \epsilon, K \rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{M}{\epsilon h A} < \bar{\sigma}_a \text{ et } \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} < \bar{\sigma}_b'$$

	$\bar{\omega}$	ϵ	K	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}'_b$
travée	0,471	0,8960	33,1	2541,18	76,77
Appui	0,301	0,9141	43	2598,46	60,43

On a bien :

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

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

. fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = \min \left[\frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}, \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \right]$$

- travée $\bar{\omega}_f = \frac{4,71}{2 \times 2 \times 100} = 0,0118 \longrightarrow \bar{\sigma}_1 = 2533,1 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_2 = 2855,9 \text{ kg/cm}^2$

- Appui $\bar{\omega}_f = \frac{3,01}{2 \times 2 \times 100} = 0,00753 \longrightarrow \bar{\sigma}_1 = 2098,81 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_2 = 3192,99 \text{ kg/cm}^2$

. flèche

si les 2 conditions suivantes sont vérifiées inutile de faire la vérification.

$$h_0 = 12 \geq \frac{l_x}{22,5} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{325}{22,5} \cdot 0,75 = 10,83 \text{ cm (vérifié)}$$

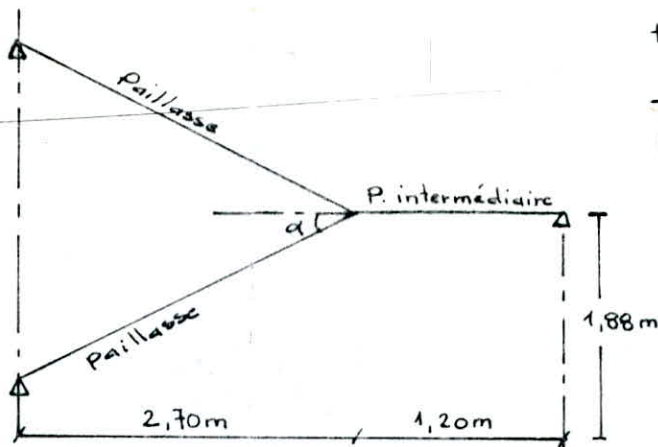
$$A \leq b h \frac{20}{420} = 100 \cdot 10 \frac{20}{420} = 4,85 \text{ vérifié.}$$

ETUDE DES ESCALIERS

1. Bloc : B :

l'escalier que nous allons calculer des paillasse et un palier intermédiaire.

- schéma statique : palier et paillasse



$$\tan \alpha = \frac{1,88}{2,70} = 0,6963$$

$$\rightarrow \alpha = 34,85$$

longueur de la paillasse

$$l = \frac{2,70}{\cos \alpha} = 3,29 \text{ m}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \rightarrow 10,97 \leq e \leq 16,45 \rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

marches et contres marches :

$$h = 18,5 \text{ cm et } g = 27 \text{ cm} \rightarrow g + 2h = 27 + 37 = 64 < 66 \text{ Condition de Blondel vérifiée}$$

charges et surcharges :

- paillasse :

$$\text{- poids propre de la paillasse : } \frac{2500 \cdot 0,12}{\cos \alpha} = 365,56 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- poids propre des marches : } \frac{0,185 \cdot 2200}{2} = 203,5 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Revêtement (carré + mortier de pose) 3cm : } \frac{2200 \cdot e \cdot (h+g)}{g} = 112 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- surcharge d'exploitation : } 1,2 \cdot 400 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$q_1 = G + 1,2P = 1194 \text{ kg/m}^2$$

- palier intermédiaire :

$$\text{- poids propre : } 0,12 \cdot 2500 = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- carrelage (3cm) : } 0,03 \cdot 2200 = 66 \text{ "}$$

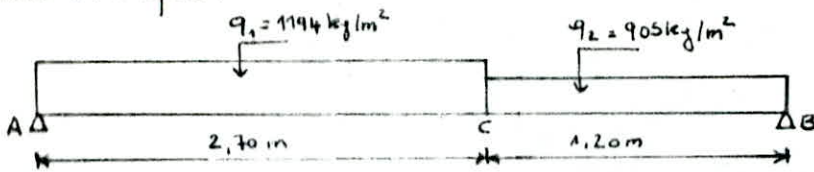
$$\text{- mortier de pose : } = 32 \text{ "}$$

$$\text{- enduit (1,5cm) : } 0,015 \cdot 1800 = 27 \text{ "}$$

$$\text{- surcharge : } 1,2 \cdot 400 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = G + 1,2P = 905 \text{ kg/m}^2$$

Schéma statique :



On considère une bande de 1 m de largeur d'escalier

• Calcul du moment fléchissant :

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_A = 2274,95 \text{ kg}$$

$$R_A + R_B = 3223,8 + 1086 \rightarrow R_B = 2034,85 \text{ kg}$$

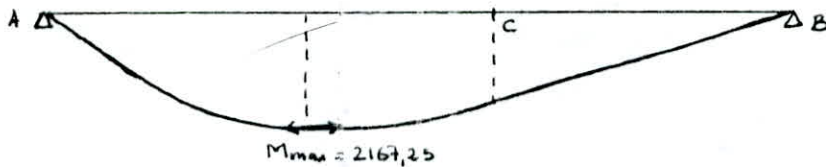
entre (A et c) . $x \in [0; 2,70 \text{ m}] \rightarrow M_x = R_A \cdot x - q_1 \frac{x^2}{2}$

entre (B et c) . $x \in [0; 1,20 \text{ m}] \rightarrow M_x = R_B \cdot x - q_2 \frac{x^2}{2}$

$$\frac{dM_x}{dx} = 0 \rightarrow R_A - q_1 x = 0 \rightarrow x = 1,905 \text{ m}$$

$$M_{\max}(1,905) = 2167,25 \text{ kg.m} \quad \text{et} \quad M(x=2,70 \text{ m}) = 1790,23 \text{ kg.m}$$

Diagramme :

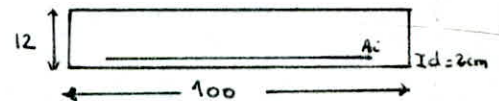


$M_{\max} = M_0 = 2167,25 \text{ kg.m}$. Ce moment correspond à la poutre isostatique donc dans notre cas on doit tenir compte de l'encastrement .

$$M_a = 0,3 M_0 = 650,175 \text{ kg.m/ml}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 1842,16 \text{ kg.m/ml}$$

Détermination des armatures inférieures :



	μ	ϵ	K	σ'_b	$A'(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
travée	0,0987	0,8748	24,95	112,22	0	7,52
appui	0,0348	0,9200	47,5	59	0	2,52

Choix des aciers :

suyvant l_x :

en travée $5T14/\text{ml} = 7,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

en appui $4T10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

suyvant l_y :

$$A_y = \frac{A_x}{4} \quad 3T10/\text{ml} = 2,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

* Vérification diverses

• Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,97 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

. Contraintes :

	$\tilde{\omega}$	ϵ	K	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)
travée	0,770	0,8787	24,6	2738,26	111,31
appui	0,314	0,9122	42	2270	54,05

on a bien

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

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

. fissuration

$$\bar{\sigma}_a = \min \left[\frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}, \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \right]$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{— en travée : (T14)} \rightarrow \bar{\sigma}_1 = 2867,29 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{— en appui : (T10)} \rightarrow \bar{\sigma}_2 = 2855,90 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \text{ donc } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

. Verification à la flèche

Si les conditions suivantes sont vérifiées, inutile de faire la vérification

$$- h_0 = 12 \geq \frac{l_x}{22,5} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{2,70}{22,5} \cdot 0,85 = 10,2 \text{ cm} \text{ vérifiée.}$$

$$- A \leq b h \frac{43}{4200} = 10,23 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

. Contrainte de cisaillement

$$T = \frac{dM}{dx} = RA - q_n x \rightarrow T_{\max} \text{ pour } x=0 \rightarrow T = RA = 2274,95 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{2274,95}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 10} = 2,6 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}'_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow A_t = 0 \text{ — la dalle ne peut pas comporter des armatures transversales}$$

Mais on dispose des armatures transversales de construction.

* Calcul de la poutre palier intermédiaire : On choisit (25x30)

cette poutre est encastree aux potelets, sa portée est de 2,70m

charges revenant à la poutre

$$- \text{ poids propre : } 2500 \cdot 0,25 \cdot 0,3 = 187,5 \text{ kg/ml}$$

$$- \text{ effort tranchant : } = 2034,85 \text{ kg/ml}$$

$$q = 2222,35 \text{ kg/ml}$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 2025,18 \text{ kg.m}$$

$$\rightarrow M_t = 0,85 M_0 = 1721,35 \text{ kg.m} \text{ et } M_a = 0,3 M_0 = 607,53 \text{ kg.m}$$

. ferrailage :

	μ	ϵ	K	$\bar{\sigma}'_b$	A' (cm ²)	A (cm ²)
travée	0,0506	0,9057	38	73,68	0	2,51
appui	0,0178	0,9412	70	40	0	0,85

$$\rightarrow 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

* Verifications diverses :

. Contraintes :

	$\bar{\omega}$	E	K	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}'_b$
travée	0,481	0,8952	32,7	2100,8	64,24
appui	0,290	0,9156	43,9	1046,21	23,83

On a bien :

$$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}'_a$$

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

. Verification à l'effort tranchant :

$$A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{l} \quad \text{avec } A\bar{\sigma}_a = 6580 \quad \text{et } T + \frac{M}{l} = 428,67 \rightarrow A\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{l}$$

→ il n'est pas nécessaire de prévoir des chapeaux inférieurs

. Armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b_3} = 4,23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 3,5\bar{\sigma}'_b = 20,65 \rightarrow \text{les armatures transversales droites suffisent, soit 1 cadre + 1 étrier de } \phi 6 \text{ (} A_t = 1,13 \text{ cm}^2\text{)}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } f_{at} = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{4\bar{\sigma}'_b}\right) = 0,92 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2208 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot 3}{T} = 19,64 \text{ cm} \quad \text{et } \bar{t} = \max\left\{ \begin{array}{l} h(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b}) = 21 \text{ cm} \\ 0,2h = 5,4 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{t} = 21 \text{ cm}$$

alors $t = 16 \text{ cm} < \bar{t}$.

. Verification de la flèche (art 61.21 CCBA 68).

$$\frac{h_t}{l} = \frac{30}{270} = 0,11 > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_0}{M_0} = 0,085 \quad \text{vérifié}$$

$$\frac{h_s}{l} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,06 \quad \text{vérifiée.}$$

$$\frac{\lambda}{b/h} = 0,005 < \frac{43}{0,25} = 0,01 \quad \text{vérifié}$$

→ la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

CHARGES
HORIZONTALES

CALCUL DES RIGIDITES

La première chose à faire pour l'étude des charges horizontales est le calcul des rigidités des différents portiques et d'étage. Le calcul sera fait par la méthode de MUTO exposé dans le bulletin du CTC n°5.

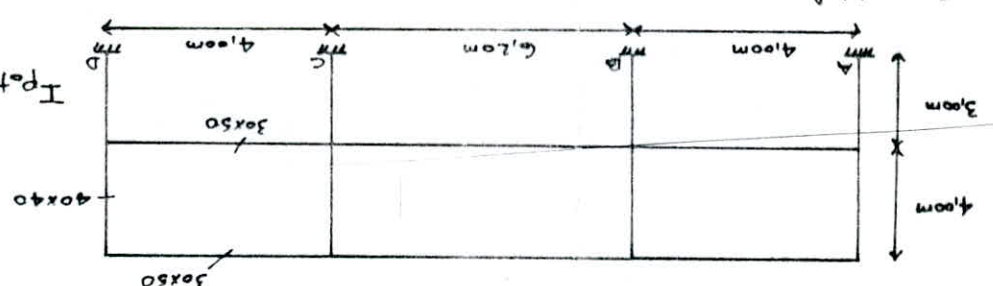
C'est une méthode approchée, qui nous permet d'analyser une structure constituée de portiques adossés par des efforts horizontaux (Vent, séisme) brisée par les rigidités des niveaux et d'étage dont MUTO propose des formules approchées.

Elle est applicable pour les bâtiments à étages rigides dans leurs plans ayant une ossature composée de portiques ne prenant ni totalité de charges verticales et horizontales.

I. BLOC. A.

I.1 Sens transversal (sens Y)

Portiques 1 et 2



• Rigidité linéaire des poutres :

$$K_{pot} = \frac{L}{I} \leftarrow K_1 = \frac{12.4}{0.3 \cdot (0.5)^3} = 7.81 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 \text{ et } K_2 = \frac{12 \cdot 6.2}{0.3 \cdot (0.5)^3} = 5.04 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

- Rigidité corrigée d'un poteau de niveau "j"

$$r_j^p = \frac{12E}{(h_j)^2} \cdot a \cdot K_{pot} \text{ avec } E = 378 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

Fic de Rive	Poteaux A et D		Poteaux B et C	
Niveau	I	II	I	II
$K_{pot} (m^3)$	$7.1 \cdot 10^{-4}$	$5.325 \cdot 10^{-4}$	$7.1 \cdot 10^{-4}$	$5.325 \cdot 10^{-4}$
K	1,1	1,47	1,81	2,41
a	0,516	0,424	0,606	0,546
$a \cdot K_{pot}$	$3.66 \cdot 10^{-4}$	$2.25 \cdot 10^{-4}$	$4.3 \cdot 10^{-4}$	$2.907 \cdot 10^{-4}$
$12E/h_j^2$	$50,4 \cdot 10^5$	$28,35 \cdot 10^5$	$50,4 \cdot 10^5$	$28,35 \cdot 10^5$
$r_j^p (t/m)$	$1844,64$	$637,835$	$2167,2$	$824,13$

• Rigidité relative d'étage "j" par portique "i"

Niveau I $\leftarrow R_{iY} = (1844,64 \times 2) + (2167,2 \times 2) = 8023,68 \text{ t/m}$

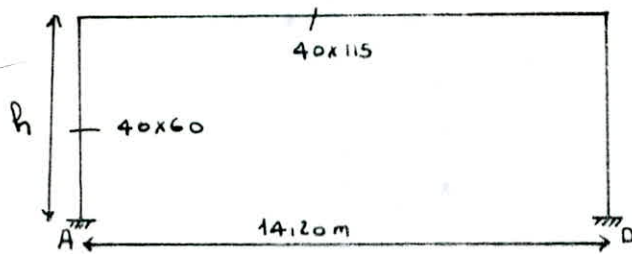
Niveau II $\leftarrow R_{iY} = (637,835 \times 2) + (824,13 \times 2) = 2924,019 \text{ t/m}$

• Rigidité relative d'étage "j"

donc : $- R_{iY} = 16047,36 \text{ t/m}$

$- R_{iY} = 5848,038 \text{ t/m}$

Portiques : 3, 4, 5 et 6



- $h_3 = 6,5\text{ m}$
- $h_4 = 6\text{ m}$
- $h_5 = 5,5\text{ m}$
- $h_6 = 5,0\text{ m}$

Rigidité d'étage pour chaque portique :

$R_{IIy_3} = 1696,30\text{ t/m}$

$R_{IIy_4} = 2109,24\text{ t/m}$

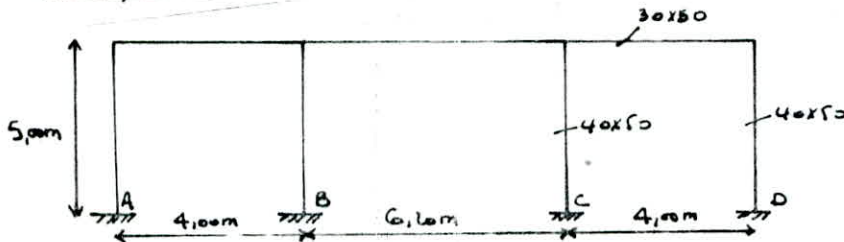
$R_{IIy_5} = 2616,35\text{ t/m}$

$R_{IIy_6} = 3139,62\text{ t/m}$

Rigidité d'étage

$R_{IIy} = R_{IIy_3} + R_{IIy_4} + R_{IIy_5} + R_{IIy_6} = 9561,51\text{ t/m}$

Portique 7 :



- $K_1 = 7,81 \cdot 10^{-4}\text{ m}^3$
- $K_2 = 5,04 \cdot 10^{-4}\text{ m}^3$
- $I_{pot} = 4,16 \cdot 10^{-3}\text{ m}^4$

	File de rive	File intermédiaire
	Poteaux A et D	Poteaux B et C
$K_{pot} (\text{m}^3)$	$8,32 \cdot 10^{-4}$	$8,32 \cdot 10^{-4}$
\bar{K}	0,939	1,54
α	0,489	0,579
αK_{pot}	$4,068 \cdot 10^{-4}$	$4,79 \cdot 10^{-4}$
$12E/h_j^2$	$18,14 \cdot 10^5$	$18,14 \cdot 10^5$
r_j	738,10	868,906

Rigidité d'étage pour le portique 7 :

$R_{IIy_7} = 738,10 \times 2 + 868,906 \times 2 = 3214,012\text{ t/m}$

Conclusion

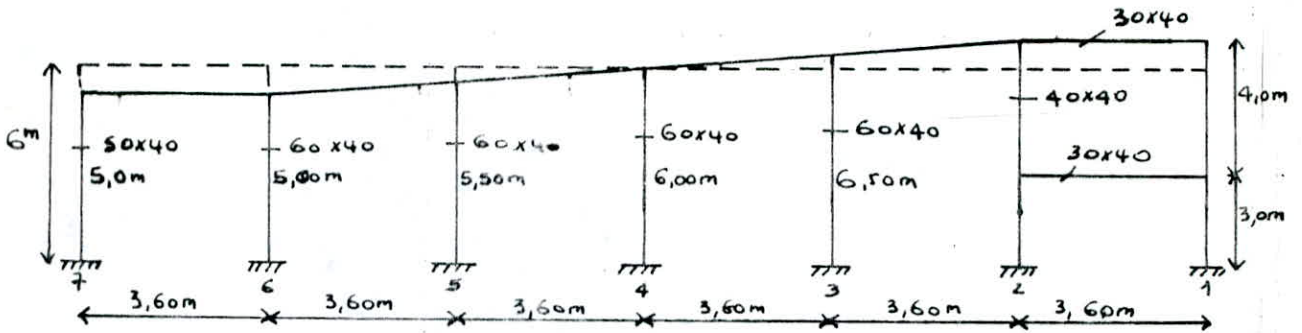
Rigidité d'étage j^o pour l'ensemble des portiques dans le sens transversale

$R_{Iy} = R_{Iy_1} + R_{Iy_2} = 16047,36\text{ t/m}$ pour le niveau I

$R_{IIy} = R_{IIy_1} + R_{IIy_2} + R_{IIy_3} + R_{IIy_4} + R_{IIy_5} + R_{IIy_6} + R_{IIy_7} = 18624,28\text{ t/m}$ pour N.II.

I.2 Sens longitudinal (sens x)

Portiques A et D



Comme on a un portique incliné, alors M^s Muto n'a pas prévu des formules approchées pour ce type de portique. donc on a fait notre calcul de la Rigidité d'étage pour une hauteur moyenne avec h _{moy} = 6,00m.

• Rigidité linéaire des poutres :

$$K_{poutre} = K_1 = \frac{I}{L} = \frac{0,3 (0,4)^3}{12 \cdot 3,6} = 4,44 \cdot 10^{-4} m^3$$

• Rigidité corrigée d'un poteau de niveau "j" : $r_j = \frac{12E}{(h_j^{(j)})^2} \alpha K_{pot}$

	File de rive			File intermédiaire		
Poteaux	7	1		2		3,4,5 et 6
Niveau	II	I	II	I	II	II
I _{pot} (m ⁴)	2,66 · 10 ⁻³	2,13 · 10 ⁻³	2,13 · 10 ⁻³	2,13 · 10 ⁻³	2,13 · 10 ⁻³	3,2 · 10 ⁻³
K _{pot} (m ³)	4,43 · 10 ⁻⁴	7,1 · 10 ⁻⁴	7,1 · 10 ⁻⁴	7,1 · 10 ⁻⁴	7,1 · 10 ⁻⁴	5,33 · 10 ⁻⁴
R	1,000	0,625	0,625	0,625	0,938	1,66
α	0,500	0,428	0,238	0,428	0,319	0,590
α K _{pot}	2,215 · 10 ⁻⁴	3,04 · 10 ⁻⁴	1,69 · 10 ⁻⁴	3,04 · 10 ⁻⁴	2,26 · 10 ⁻⁴	3,14 · 10 ⁻⁴
12E/h _j ²	12,6 · 10 ⁵	50,4 · 10 ⁵	50,4 · 10 ⁵	50,4 · 10 ⁵	50,4 · 10 ⁵	12,6 · 10 ⁵
r _j ⁱ (t/m)	279,09	1532,16	851,76	1532,16	1139,04	395,64

• Rigidité d'étage "j" par portique "i"

$$R_{IX} = 1532,16 + 1532,16 = 3064,32 \text{ t/m}$$

$$R_{IIX} = 279,09 + 851,76 + 1139,04 + 4 \times 395,64 = 3852,45 \text{ t/m}$$

• Rigidité totale d'étage "j"

Comme on a 2 portiques d'où :

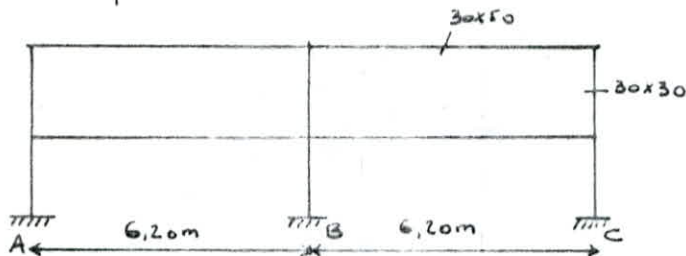
$$R_{IX} = 3064,32 \times 2 = 6128,64 \text{ t/m} - \text{NIV I}$$

$$R_{IIX} = 3852,45 \times 2 = 7704,90 \text{ t/m} - \text{NIV II}$$

II. BLOC : B

II.1 Sens transversal (sens y)

Portiques 1, 2 et 7



$$I_{Pot} = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$K_p = 1,928 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

• Rigidité linéaire des poutres

$$K_{poutre} = K_1 = \frac{I}{L} = \frac{0,3 \cdot (0,5)^3}{12 \cdot 6,2} = 5,04 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

• Rigidité corrigée d'un poteau de niveau "j" : $r_j^i = \frac{12E}{(h_j)^2} \cdot K_{pot}$

File	File d'origine		File intermédiaire	
Poteaux	A et B		B	
Niveau	I	II	I	II
r_j^i (t/m)	478,45	399,86	565,45	516,17

• Rigidité relative d'étage "j" par portique "i"

$$\text{Niveau I} : R_{Iy} = 478,45 \times 2 + 565,45 = 1522,74 \text{ t/m}$$

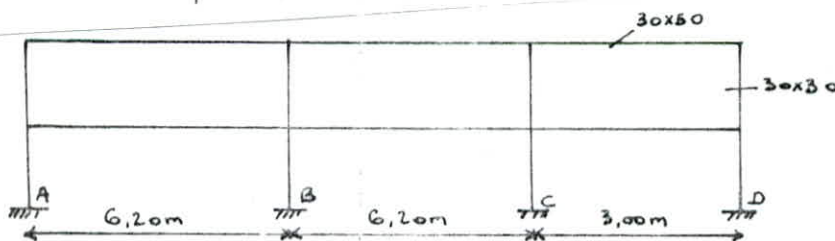
$$\text{Niveau II} : R_{IIy} = 399,86 \times 2 + 516,17 = 1316 \text{ t/m}$$

• Rigidité relative d'étage "j" pour les 3 portiques 1, 2 et 7

$$\text{Niveau I} : R_{Iy} = 1522,74 \times 3 = 4568,22 \text{ t/m}$$

$$\text{Niveau II} : R_{IIy} = 1316 \times 3 = 3948,00 \text{ t/m}$$

Portiques 3, 4 et 5



$$I_{pot} = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$K_{pot} = 1,928 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{pout} = K_1 = 5,04 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{pout} = K_2 = 1,0416 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

• Rigidité corrigée d'un poteau de niveau "j"

Poteaux	A		B		C		D	
Niveau	I	II	I	II	I	II	I	II
r_j^i (t/m)	478,45	399,86	564,16	516,28	607	571,27	569,34	521,28

• Rigidité relative d'étage "j" par portique "i"

$$\text{Niv I} : R_{Iy} = 478,45 + 564,16 + 607 + 569,34 = 2219,00 \text{ t/m}$$

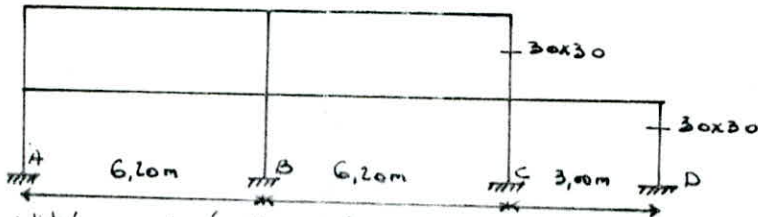
$$\text{Niv II} : R_{IIy} = 399,86 + 516,28 + 571,27 + 521,28 = 2008,69 \text{ t/m}$$

• Rigidité relative d'étage "j" pour les 3 portiques 3, 4 et 5

NIV I : $R_{Iy} = 2219 \times 3 = 6657 \text{ t/m}$

NIV II : $R_{IIy} = 2008,69 \times 3 = 6026,07 \text{ t/m}$

Portique G



$I_{pot} = 6,75 \cdot 10^4 \text{ m}^4$

$K_{pot} = 1,928 \cdot 10^4 \text{ m}^3$

$K_{pout} = K_1 = 5,04 \cdot 10^4 \text{ m}^3$

$K_{pout} = K_2 = 1,0416 \cdot 10^3 \text{ m}^3$

• Rigidité corrigée d'un poteau de niveau "j"

Poteaux	A		B		C		D
Niveau	I	II	I	II	I	II	I
$r_j' \text{ (t/m)}$	478,44	399,86	565,75	516,28	607	514,13	569,34

• Rigidité relative d'étage "j" par portique "i"

NIV I : $R_{Iy} = 2220,53 \text{ t/m}$

NIV II : $R_{IIy} = 1430,27 \text{ t/m}$

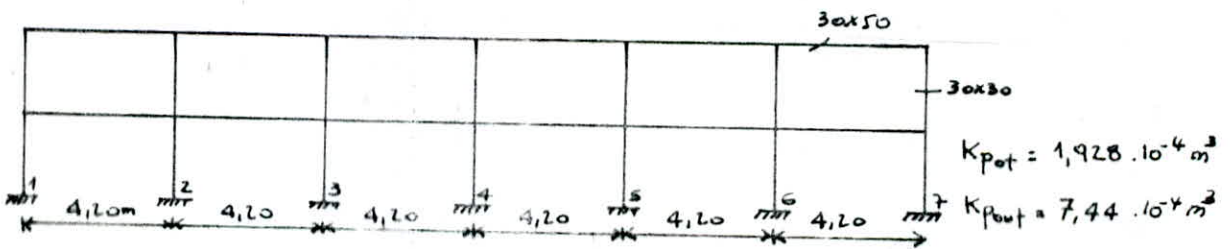
• Conclusion : Rigidité relative totale d'étage "j" dans le sens transversal

$R_{Iy} = 13000,71 \text{ t/m}$ Niveau I

$R_{IIy} = 12071,82 \text{ t/m}$ Niveau II

II.2 Sens longitudinal (sens x) :

Portiques A; B etc



$K_{pot} = 1,928 \cdot 10^4 \text{ m}^3$

$K_{pout} = 7,44 \cdot 10^4 \text{ m}^3$

• Rigidité corrigée d'un poteau de niveau "j"

Poteaux	1		2		3		4		5		6		7	
Niveau	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
$r_j' \text{ (t/m)}$	531,02	433,45	603,78	567	603,78	567	603,78	567	603,78	567	603,78	567	531,02	433,45

• Rigidité relative d'étage "j" par portique "i"

NIV I : $R_{Iy} = 4081,28 \text{ t/m}$

NIV II : $R_{IIy} = 3777,89 \text{ t/m}$

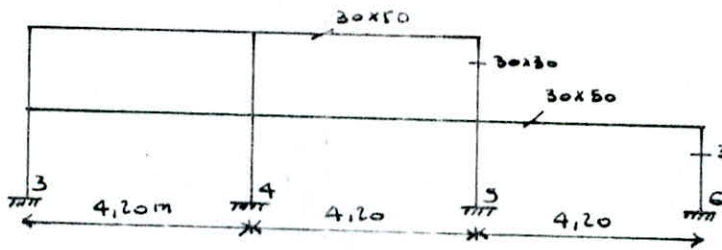
• Rigidité relative d'étage "j" pour les 3 portiques A, B etc :

Comme on a 3 portiques, donc.

NIV I : $R_{Ix} = 4081,28 \times 3 = 12243,84 \text{ t/m}$

NIV II : $R_{Ix} = 3777,89 \times 3 = 11363,67 \text{ t/m}$

Portique D



$K_{pot} = 1,928 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$

$K_{pout} = 7,44 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$

. Rigidité corrigée d'un poteau de niveau "j"

Poteaux	3		4		5		6
Niveau	I	II	I	II	I	II	I
$r_j' \text{ (t/m)}$	528,46	471,33	607	564,16	607	528,46	528,46

. Rigidité relative d'étage "j" pour le portique

NIV I : $R_{Ix} = 2271,05 \text{ t/m}$

NIV II : $R_{Ix} = 1564,04 \text{ t/m}$

. Conclusion :

Rigidité relative totale d'étage "j" dans le sens longitudinal :

NIV I : $R_{Ix} = 14514,89 \text{ t/m}$

NIV II : $R_{Ix} = 12897,72 \text{ t/m}$

. Rigidité à la torsion :

la rigidité à la torsion à un étage "j" est donnée par :

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^{t_{sk}} R_{jy_t} (x_t)^2 + \sum_{l=1}^{l_{sm}} R_{jx_l} (y_l)^2 \text{ avec } (x_t, y_l) \text{ coordonnées des différents portiques par rapport au centre de torsion}$$

- BLOC A :

Niveau II : $R_{II\theta} = 1499864,25 \text{ (t.m)}$

Niveau I : $R_{I\theta} = 378117,057 \text{ (t.m)}$

- BLOC B :

Niveau II : $R_{II\theta} = 11,36 \cdot 10^5 \text{ (t.m)}$

Niveau I : $R_{I\theta} = 13,15 \cdot 10^5 \text{ (t.m)}$

CENTRE DE MASSE ET DE TORSION

I. BLOC A :

Niveau	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_C(m)$	$Y_C(m)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$
II	10,45	7,1	10,37	7,1	0,08	0,00
I	20,12	7,1	19,80	7,1	0,32	0,00

. Excentricité :

a. excentricité théorique résultante

$$\text{Niv II} \begin{cases} e_x = X_G - X_C = 0,08 \text{ m} \\ e_y = Y_G - Y_C = 0,00 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Niv I} \begin{cases} e_x = X_G - X_C = 0,32 \text{ m} \\ e_y = Y_G - Y_C = 0,00 \text{ m} \end{cases}$$

b. excentricité accidentelle : art 3.3.5 du RPA 81

$$e_x = e_y = 5\% \text{ de } L_{\max} = \frac{5}{100} \cdot 22 = 1,1 \text{ m}$$

II. BLOC B :

Niveau	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_C(m)$	$Y_C(m)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$
II	12,75	8,62	12,68	8,08	0,07	0,54
I	12,92	8,54	13,52	7,76	0,60	0,78

. Excentricité

a. excentricité théorique

$$\text{Niv II} \begin{cases} e_x = X_G - X_C = 0,07 \text{ m} \\ e_y = Y_G - Y_C = 0,54 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Niv I} \begin{cases} e_x = X_G - X_C = 0,60 \text{ m} \\ e_y = Y_G - Y_C = 0,78 \text{ m} \end{cases}$$

b. excentricité accidentelle : art 3.3.5 du RPA 81

$$e = e_x = e_y = 5\% \cdot L_{\max} = \frac{5}{100} \cdot 25,5 = 1,27 \text{ m}$$

ETUDE AU SEISME

I. BLOC. A

. Action sismique :

La méthode statique ne peut être utilisée dans notre cas, car il y a deux conditions citées dans le RPA 81 (3.2.1.c), qui ne sont pas satisfaites.

- le rapport masse sur rigidité entre les 2 niveaux est supérieur à 25%.
- la variation de rigidité entre les 2 niveaux est supérieur à 25%.

en plus de la forme compliquée de notre bloc

Pour cela, on applique la méthode dynamique qui consiste à :

- calcul de la réponse de la structure
- détermination des caractéristiques de la structure (Formes et périodes propres), s'obtiennent en résolvant l'équation caractéristique du système.

$|K - \omega^2 M| = 0$ (1) avec

K : matrice rigidité
M : matrice masse

pour cette équation (1), on obtient les valeurs des pulsations ω_i relatives aux n modes de vibration, puis à chaque pulsation propre ω_i correspond une forme propre ϕ_i . tel que : $(K - \omega_i^2 M)\phi_i = 0$

. Calcul des masses des 2 niveaux :

a/ Niveau II

$W_{trasse} = W_{poutres} + W_{plancher} + W_{microtere}$

$W_{poutres} = 90,28 t$
 $W_{plancher} = 44,15 t$
 $W_{microtere} = 40,74 t$

$W_{ter} = 245,18 t$

$W_{facade} = 54,72 t$
 $W_{potaux} = 24,2 t$

d'où $W_{II} = 324,10 t$

b/ Niveau I

Salle de projection = 26,63 t

$W_{pot} = 9,6 t$
 $W_{poutres} = 13,365 t$
 $W_{facades} = 28,52 t$

d'où $W_I = 78,12 t$

* sens transversal (sens Y)

$m_1 = 78,12 \cdot 10^3 \text{ kg}$

$m_2 = 324,10 \cdot 10^3 \text{ kg}$

$R_{IY} = 16047,36 t/m = 160473,6 \cdot 10^3 \text{ N/m}$

$R_{IIY} = 18624,28 t/m = 186242,8 \cdot 10^3 \text{ N/m}$

On applique la méthode de HOLZER.

$$X_{j-1} = X_j - \frac{\omega^2}{R_j} \sum_{k=j}^n m_k X_k$$

tout en respectant les conditions aux limites suivantes :

• à la base de la structure : $X_0 = 0$

• au niveau supérieur : $X_n = X_2 = 1$

comme on a 2 niveaux seulement, on obtient un système à 2 inconnues :

$$\begin{cases} X_1 = X_2 - \frac{\omega^2}{R_2} m_2 X_2 \\ X_0 = X_1 - \frac{\omega^2}{R_1} (m_1 X_1 + m_2 X_2) \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} X_0 = 0 \\ X_2 = 1 \end{cases}$$

$$\text{A.N. } \begin{cases} X_1 = 1 - \frac{\omega^2}{186242,8} \cdot 324,10 \cdot 1 = 1 - 1,74 \cdot 10^{-3} \omega^2 \\ 0 = X_1 - \frac{\omega^2}{160473,6} (78,12 X_1 + 324,10 \cdot 1) = X_1 - 4,87 X_1 \omega^2 \cdot 10^{-4} - 2,02 \cdot 10^{-3} \omega^2 \end{cases}$$

après combinaison du système d'équation, on a obtenu une équation bicarrée

$$(8,47 \cdot 10^{-7}) \omega^4 - (8,63 \cdot 10^{-3}) \omega^2 + 1 = 0$$

$$\Delta = 7,11 \cdot 10^{-5} \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 8,43 \cdot 10^{-3}$$

et finalement on a :

$$\omega_1^2 = 117,22 \text{ (rad/s)}^2 \quad \text{et} \quad \omega_2^2 = 10072 \text{ (rad/s)}^2$$

• 1^{er} mode :

$$\omega^2 = 117 \longrightarrow \omega = 10,82 \text{ rad/s} \longrightarrow T = \frac{2\pi}{\omega} = 0,580$$

$$\text{d'où } X_1 = 0,796 \quad \text{et} \quad X_2 = 1$$

• calcul du coefficient de participation du 1^{er} mode.

$$\eta = \frac{\sum (m_j X_j)^2}{\sum m_j \sum m_j X_j^2} = \frac{(m_1 X_1 + m_2 X_2)^2}{(m_1 + m_2)(m_1 X_1^2 + m_2 X_2^2)} = 0,99$$

→ $\eta = 99\%$ → on s'arrête, au premier mode

• calcul du facteur de contribution du 1^{er} mode :

$$\delta_k = \frac{\sum m_k \phi_{ki}}{\sum m_k \phi_{ki}^2} = \frac{m_1 X_1 + m_2 X_2}{m_1 X_1^2 + m_2 X_2^2} = 1,034$$

• détermination du facteur d'amplification dynamique du 1^{er} mode.

sol meuble

$$\beta = 10\% \text{ (Amortissement)} \longrightarrow D = 2 \left(\frac{0,5}{T} \right)^{1/2} = 1,86$$

• évaluation des forces sismiques pour chaque mode.

$$F_{ik} = m_k \ddot{u}_{ik} = m_k \delta_i S_a(\beta, T_i) \phi_{ik}$$

$$S_a(\beta, T_i) = S_a^0(\beta, T_i) \varphi \quad \text{avec } \varphi : \text{facteur de qualité (RPA Art 3.3.14)}$$

et $S_a^0(\beta, T_i)$: spectre de réponse elasto-plastique des accélérations définies par :

- $S_a(\beta, T_i) \left(\frac{B}{0,7} \right)$ pour $T \geq 0,5 s$
- $\frac{S_a(\beta, T_i)}{\left(\frac{1,4}{B} - 1 \right)^{1/2}}$ pour $T < 0,5 s$

B : facteur de comportement de la structure (RPA Art 3.3.1.3)

S_a : spectre de réponse élastique des accélérations = $A \cdot D(\beta, T_i)$

A : coefficient d'accélération de zone (RPA Art 3.3.1.1)

• $D = 1,86$

• A = Auditorium \rightarrow groupe d'usage 1 } $\rightarrow A = 0,25$
 Harrach \rightarrow zone II }

• B = portiques, autostable en zone II $\rightarrow B = 0,25$

• $Q = 1 + \sum P_q$

- système en portiques : $P_{q1} = 0$
 - surabondance en plan : $P_{q2} = 0$
 - système en plan : $P_{q3} = 0$
 - régularité en élévation : $P_{q4} = 0,1$
 - Contrôle de la qualité du béton : $P_{q5} = 0,1$
 - " " " de la construction : $P_{q6} = 0,1$
- } $\rightarrow \sum P_q = 0,3$
 $\rightarrow Q = 1,3$

Pour notre cas : $T > 0,5 s \rightarrow S_a(\beta, T_i) = S_d(\beta, T_i) \cdot \frac{B}{0,7} = \frac{A \cdot D \cdot B}{0,7}$

d'où : $S_a = \frac{A \cdot D \cdot B}{0,7} Q$

On s'arrête au premier mode car $\eta = 99\%$

d'où : $F_{ik} = m_k \cdot \delta_{1k} \cdot \frac{A \cdot B \cdot D \cdot Q}{0,7} \phi_{1k}$

* Niveau I : on a $\phi_{1k} = x_{11} = 0,796$ et $m_1 = 78,12 t$

$F_{1k} = 78,12 \cdot 1,034 \cdot \frac{0,25 \cdot 1,86 \cdot 0,25 \cdot 1,3}{0,7} \cdot 0,796 = 13,88 t$

* Niveau II :

$F_{2k} = 324,10 \cdot 1,034 \cdot \frac{0,25 \cdot 1,86 \cdot 0,25 \cdot 1,3}{0,7} \cdot 1,00 = 72,07 t$

* Sens longitudinal (sens x)

$m_1 = 78,12 \cdot 10^3 \text{ kg}$

$R_{IX} = 61286,4 \cdot 10^3 \text{ N/m}$

$m_2 = 324,10 \cdot 10^3 \text{ kg}$

$R_{IIX} = 77049,0 \cdot 10^3 \text{ N/m}$

$x_1 = x_2 - \frac{\omega^2}{R_2} m_2 x_2$

$x_0 = x_1 - (m_1 x_1 + m_2 x_2) \cdot \frac{\omega^2}{R_1}$ } avec $x_0 = 0$ et $x_2 = 1$

tout calcul fait on trouve l'équation bicarrée suivante :

$$(5,35 \cdot 10^{-6}) \omega^4 - (10,77 \cdot 10^{-3}) \omega^2 + 1 = 0$$

$$\rightarrow \Delta = 9,459 \cdot 10^{-5} \quad \rightarrow \sqrt{\Delta} = 9,723 \cdot 10^{-3}$$

et finalement : $\omega_1^2 = 97,57 \text{ (rd/s}^2\text{)}$ et $\omega_2^2 = 1915,51 \text{ (rd/s}^2\text{)}$

1^{er} mode :

$$\omega^2 = 97,57 \rightarrow \omega = 9,88 \text{ rd/s} \rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega} = 0,636 \text{ s}$$

$$\text{avec } x_1 = 0,589 \text{ et } x_2 = 1$$

• Calcul du coefficient de participation du 1^{er} mode :

$$\eta = 0,969 \approx 0,97 \rightarrow \eta = 97\% \text{ d'où on s'arrête au premier mode.}$$

• Calcul du facteur de contribution du 1^{er} mode :

$$\delta_1 = 1,054$$

• Détermination du facteur d'amplification du 1^{er} mode

sol meuble

$$\beta = 10\% \text{ (Amortissement)} \left. \vphantom{\beta} \right\} \rightarrow D = 2 \left(\frac{0,5}{T} \right)^{1/2} = 1,77$$

• Évaluation des forces sismiques :

$$\text{on a } T > 0,5 \text{ s} \rightarrow S_{a''} = (\beta, T_i) = S_a(\beta, T_i) \cdot \frac{B}{0,7} = \frac{A \cdot D \cdot B}{0,7}$$

$$\text{d'où } S_a = \frac{A \cdot D \cdot B}{0,7} \varphi$$

On s'arrête au premier mode car $\eta = 97\%$.

$$\text{d'où : } F_{ik} = m_{ik} \cdot \delta_1 \cdot \frac{A \cdot D \cdot B \cdot \varphi}{0,7} \phi_{ik}$$

• Niveau I : on a $\phi_{1k} = x_{11} = 0,589$ et $m_1 = 78,12 \text{ t}$

$$F_{1k} = 78,12 \cdot 1,054 \cdot \frac{0,25 \cdot 1,77 \cdot 0,25 \cdot 1,3}{0,7} \cdot 0,589 = 9,96 \text{ t}$$

• Niveau II : on a $x_2 = \phi_{2k} = 1$ et $m_2 = 324,10 \text{ t}$

$$F_{2k} = 324,10 \cdot 1,054 \cdot \frac{0,25 \cdot 1,77 \cdot 0,25 \cdot 1,3}{0,7} \cdot 1,00 = 70,18 \text{ t}$$

Verification des déplacements :

$$\bar{\delta} = 0,0075 h_j \quad \text{d'où } \bar{\delta}_1 = 2,25 \text{ cm et } \bar{\delta}_2 = 3 \text{ cm}$$

$$\text{et } \delta_j = \frac{F_j^c}{R_j} \rightarrow \begin{cases} F_j^c : \text{ Force latérale cumulée par étage} \\ R_j : \text{ Rigidité relative de niveau} \end{cases}$$

Niveau	Sens longitudinal					Sens transversal				
	$F_k(t)$	$F_k^c(t)$	$R_j(t/m)$	$\delta_j(cm)$	$\delta_j^c(cm)$	$F_k(t)$	$F_k^c(t)$	$R_j(t/m)$	$\delta_j(cm)$	$\delta_j^c(cm)$
II	70,18	70,18	7704,9	0,91	1,07	72,07	72,07	18624,21	0,40	0,487
I	9,96	80,14	6128,64	0,16	0,16	13,88	85,95	16047,36	0,087	0,087

on a bien $\frac{1}{2B} \delta_j < \bar{\delta}_j$ avec $B = 0,25$

II. BLOC. B :

. Action sismique :

L'objet de cette etude a pour but de prendre des mesures securitaires anti-sismique. Elle consiste a verifier la resistance et la stabilite du batiment vis a vis des sollicitations d'ensemble et ce afin de justifier par le calcul la securite de la construction devant des efforts d'origine sismique. Ces efforts peuvent etre evaluee soit par un calcul dynamique soit par l'application a la construction d'un systeme de forces dont les effets statiques engendrent les memes sollicitations a ceux de l'action sismique.

Pour notre bloc(B), on va appliquer la 2^e methode citee c'est a dire un calcul statique equivalent en appliquant le RPA 81 Version 83.

. Force sismique :

Tout ouvrage sera congu et construit pour resister, aux forces sismiques horizontales totales agissantes non simultanement dans les deux sens de chacun des 2 axes principaux de la structure conformement a la formule:

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W \quad \text{Art 3.1. RPA 81.}$$

. Formes et periodes propres : On applique la methode de HOLZER

* Sens transversal (sens y)

$$m_2 = 308,27 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$R_{Ily} = 120720 \cdot 10^3 \text{ N/m}$$

$$m_1 = 328,53 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$R_{Iy} = 130007 \cdot 10^3 \text{ N/m}$$

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= x_2 - \frac{\omega^2}{R_2} m_2 x_2 \\ x_0 &= x_1 - (m_1 x_1 + m_2 x_2) \frac{\omega^2}{R_1} \end{aligned} \right\} \text{ avec : } \begin{aligned} x_0 &= 0 \\ x_2 &= 1 \end{aligned}$$

tout calcul fait on trouve une equation bicarree .

$$(6,451 \cdot 10^{-6}) \omega^4 - (7,451 \cdot 10^{-3}) \omega^2 + 1 = 0$$

$$\longrightarrow \Delta = 2,971 \cdot 10^{-5} \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 5,451 \cdot 10^{-3}$$

et finalement on a :

1^e mode :

$$\omega_1^2 = 155 (\text{rd/s})^2 \longrightarrow \omega_1 = 12,450 \text{ rd/s} \longrightarrow T_1 = 0,504 \text{ s et } \left\{ \begin{aligned} x_2 &= 1,00 \\ x_1 &= 0,604 \end{aligned} \right\}$$

2^e mode

$$\omega_2^2 = 1000 (\text{rd/s})^2 \longrightarrow \omega_2 = 31,623 \text{ rd/s} \longrightarrow T_2 = 0,198 \text{ s et } \left\{ \begin{aligned} x_2 &= 1,00 \\ x_1 &= -1,113 \end{aligned} \right\}$$

. Calcul du coefficient de participation du 1^e mode :

$$\eta = \frac{\sum (m_j x_j)^2}{\sum m_j \sum m_j x_j^2} = 0,94$$

$\longrightarrow \eta = 94\%$ On s'arrete au premier mode.

* Sens longitudinal (sens x)

$$m_2 = 308,27 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$R_{IIX} = 128980 \cdot 10^3 \text{ N/m}$$

$$m_1 = 328,53 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$R_{IX} = 145100 \cdot 10^3 \text{ N/m}$$

$$x_1 = x_2 - \frac{\omega^2}{R_2} m_2 x_2$$

$$x_0 = x_1 - (m_1 x_1 + m_2 x_2) \frac{\omega^2}{R_1} \quad \left. \vphantom{x_0} \right\} \text{ avec : } \begin{cases} x_0 = 0 \\ x_2 = 1 \end{cases}$$

Tout calcul fait on trouve une equation bicarree :

$$(5,411 \cdot 10^{-6}) \omega^4 - (6,778 \cdot 10^{-3}) \omega^2 + 1 = 0$$

$$\rightarrow \Delta = 2,429 \cdot 10^{-5} \rightarrow \sqrt{\Delta} = 4,929 \cdot 10^{-3}$$

et finalement on a :

1^{er} mode

$$\omega_1^2 = 170,86 (\text{rd/s})^2 \rightarrow \omega_1 = 13,071 \text{ rd/s} \rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0,480 \text{ s} \rightarrow \left\{ x \right\} = \begin{cases} x_2 = 1,00 \\ x_1 = 0,591 \end{cases}$$

2^{er} mode

$$\omega_2^2 = 1082 (\text{rd/s})^2 \rightarrow \omega_2 = 32,893 \text{ rd/s} \rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0,191 \text{ s} \rightarrow \left\{ x \right\} = \begin{cases} x_2 = 1,0 \\ x_1 = -1,105 \end{cases}$$

. calcul du coefficient de participation du 1^{er} mode :

$$\eta_1 = 0,937$$

$\rightarrow \eta_1 = 93,7\%$ On s'arrete au premier mode.

. Evaluation des forces sismiques dans chaque sens :

V : Force laterale totale ou effort tranchant à la base

A : coefficient d'acceleration des zones

pour notre cas : $A = 0,15$ (RPA 81. Tableau 1 page 30).

B : Facteur de comportement de la structure, depend du type de la structure et de la nature de ces contreventements. $\rightarrow B = \frac{1}{4}$ (portiques autostables).

D : facteur d'amplification dynamique moyen, sa valeur est determinee d'après le type du sol et de la periode T du batiment (RPA 81. Fig 4 page 31)

. Sens transversal : $T = 0,504 \text{ s} \rightarrow D \approx 2$

. Sens longitudinal : $T = 0,480 \text{ s} \rightarrow D = 2$

Q : facteur de qualite de la structure = $1 + \sum_{i=1}^6 P_q$.

	P_L	P_T
- Conditions minimales des files porteuses	0	0,1
- Surabondance en plan	0	0,1
- Symetrie en plan	0	0
- Régularité en elevation	0	0
- Controle de la qualite des materiaux	0,1	0,1
- " " " de la construction	0,1	0,1

. W : charges soumises à l'action sismique

Pour les bâtiments courants les sollicitations sismiques prennent naissance à partir des charges ci-après :

- charges et surcharges permanentes solidaires à la structure
- $\frac{1}{5}$ de la surcharge d'exploitation (sans dégression).

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

d'où $W_t = 308,27 + 328,53 + 9,45 = 646,25 \text{ t}$

Forces sismiques :

. sens longitudinal

$$V_{xx} = A.B.D_x.\Phi_x.W = 0,15.0,25.2.1,2.646,25 = 58,16 \text{ t}$$

. sens transversal

$$V_{yy} = A.B.D_y.\Phi_y.W = 0,15.0,25.2.1,4.646,25 = 67,86 \text{ t}$$

* Distribution des forces latérales :

la force totale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule : $V = F_t + \sum F_i$

F_t : force concentrée au sommet de la structure, doit être déterminée par la formule suivante : $F_t = 0,07TV$ avec T en secondes.

la valeur de F_t ne dépasse en aucun cas $0,25V$

Elle est prise égale à zéro (0) quand $T \leq 0,7s$

dans notre cas $T < 0,7s$ pour les 2 sens $\rightarrow F_t = 0 \rightarrow F_R = \sum F_i$

Alors $F_R = V \frac{W_k h_k}{\sum W_i h_i}$

Niveau	$W_k(t)$	$h_k(m)$	$W_k h_k(t.m)$	$\sum W_i h_i$	$F_{xx}(t)$	$F_{yy}(t)$
II	308,27	8,00	2466,16	3780,28	37,94	44,27
I	328,53	4,00	1314,13	3780,28	20,22	23,59

Les efforts cumulés engendrés par l'action sismique par hauteur d'étage sont donnés par le tableau suivant :

Niveau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	T(t)	M(t.m)	T(t)	M(t.m)
II	37,94	0,00	44,27	0,00
I	58,16	151,76	67,86	177,08

. déplacements : On doit vérifier que les déplacements relatifs entre deux planches consécutifs sont inférieurs aux déplacements admissibles.

$$\Delta_j = \frac{T_j}{R_j} \cdot \frac{1}{2B} \leq 0.0075 h \quad \text{avec } B = \frac{1}{4}$$

. Sens transversal .

Niveau	T(t)	R _j (t/cm)	Δ _{neel} (cm)	Δ _{adm}
II	44,27	120,72	0,046	0,30
I	67,86	13,007	0,065	0,30

. Sens longitudinal .

Niveau	T(t)	R _j (t/cm)	Δ _{neel} (cm)	Δ _{adm}
II	37,97	128,98	0,037	0,30
I	58,16	145,15	0,05	0,30

• Determination de l'effort de niveau "j" revenant à chaque portique

L'effort tranchant de l'étage "j" (Z_j) s'applique au centre de gravité de l'étage, comme on a une rotation du plancher, autour du centre de torsion (c_j).

Z_j appliqué en G est équivalent à Z_j appliqué en C_j plus un moment de torsion M_j = Z_j · e

- portiques longitudinaux

$$T_{jx}^{(t)} = Z_{jx} \frac{R_{jx}^{(t)}}{\sum R_{jx}} + Z_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^{(t)}}{R_{jx}} \cdot y_j \cdot e_y$$

. 1^{er} terme est dû à la translation
. 2^e terme est dû à la rotation

- portiques transversaux

$$T_{jy}^{(t)} = Z_{jy} \frac{R_{jy}^{(t)}}{\sum R_{jy}} + Z_{jy} \frac{R_{jy}^{(t)}}{R_{jy}} \cdot x_j \cdot e_x$$

• Déformations horizontales

. calcul des déplacements relatifs $\delta_j = \frac{T_j}{R_j}$

Le déplacement calculé, à partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par $(\frac{1}{2B})$, pour obtenir le déplacement et il faut que :

$$\frac{1}{2B} \geq 1$$

$$\frac{1}{2B} \delta_j = \frac{1}{2B} \cdot \frac{T_j}{R_j} \leq \bar{\delta}_j = 0,0075 h_j \quad (\text{RPA 81 Art 3.3.7.1})$$

1. BLOC A :

1.1 sens longitudinal

Sens longitudinal								
Portiques	niveau	R _{dx} (t/m)	Σ R _{dx} (t/m)	R _{j0} (t.m)	C _{dx} (t)	e _y (cm)	y _j (m)	T _{dx} (t)
A	II	3852,45	7704,90	1499864,25	70,18	1,1	-6	33,9
	I	3064,32	6128,64	378117,05	9,96	1,1	-6	4,45
D	II	3852,45	7704,90	1499864,25	70,18	1,1	+8,2	36,72
	I	3064,32	6128,64	378117,05	9,96	1,1	+8,2	5,71

$$f = \sum_{j=1}^2 \delta_j \quad \bar{f} = \sum_{j=1}^2 \bar{\delta}_j \quad \text{et } \delta_j = \frac{1}{2B} \frac{T_j}{R_j} \leq \bar{\delta}_j \quad \text{avec } B = 0,25$$

Sens longitudinal			
Portiques Niveau	A	D	$\bar{\delta}_j$ (cm)
	δ_j (cm)	δ_j (cm)	
II	1,76	1,90	3
I	0,29	0,373	2,25

$$f = 1,76 + 0,29 = 2,05 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 1,91 + 0,373 = 2,28 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} = 3 + 2,25 = 5,25 \text{ cm}$$

1.2. Sens transversal :

Sens transversal								
Portiques	Niveau	R_{jy} (t/m)	ΣR_{jy} (t/m)	R_{j0} (t.m)	Z_{jy} (t)	e_x (m)	x_j (cm)	T_{jy} (t)
1	II	2924,02	18624,28	1499864,25	72,07	1,1	12,25	13,21
	I	8023,68	16047,36	378117,06	13,88	1,1	2,58	7,77
2	II	2924,02	18624,28	1499864,25	72,07	1,1	8,65	12,65
	I	8023,68	16047,36	378117,06	13,88	1,1	-1,02	6,61
3	II	1696,30	18624,28	1499864,25	72,07	1,1	5,05	7,02
4	II	2109,24	—	—	—	—	1,45	8,30
5	II	2616,35	—	—	—	—	-2,15	9,83
6	II	3139,01	—	—	—	—	-5,75	11,19
7	II	3214,01	18624,28	1499864,25	72,07	1,1	-9,35	10,85

Portiques Niveau	1		2		3		4		5		6		7	
	δ_j (cm)	$\bar{\delta}_j$ (cm)	δ_j	$\bar{\delta}_j$	δ_j	$\bar{\delta}_j$	δ_j	$\bar{\delta}_j$	δ_j	$\bar{\delta}_j$	δ_j	$\bar{\delta}_j$	δ_j	$\bar{\delta}_j$
II	0,9	3	0,86	3	0,82	4,815	0,78	4,5	0,76	4,125	0,72	3,75	0,68	3,75
I	0,2	2,25	0,17	2,25	X		X		X		X		X	

$$f_{\max} = 1,10 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \bar{f}_{\min} = 3,75 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad f < \bar{f}$$

2 BLOC B

2.1 Sens longitudinal :

Portiques	Niveau	R_{jx} (t/m)	ΣR_{jx} (t/m)	R_{j0} (t.m)	Z_{jx} (t)	e_y (cm)	y_j (m)	T_{jx} (t)	T_{jx} cumulé
A-A	II	3777,89	12897,72	11,36.10 ⁵	37,94	1,27	8,05	12,402	12,402
	I	4081,28	14514,89	13,15.10 ⁵	20,22	1,27	8,13	6,333	18,735
B-B	II	3777,89	12897,72	11,36.10 ⁵	37,94	1,27	1,85	11,409	11,409
	I	4081,28	14514,89	13,15.10 ⁵	20,22	1,27	1,93	5,839	17,248

C-C	II	3777,89	12897,72	11,36. 10 ⁵	37,94	1,27	-4,35	10,917	10,917
	I	4081,28	14514,89	13,15. 10 ⁵	20,22	1,27	-4,27	5,345	16,262
D-D	II	1564,04	12897,72	11,36. 10 ⁵	37,94	1,27	-7,35	4,113	4,113
	I	2271,05	14514,89	13,15. 10 ⁵	20,22	1,27	-7,27	2,842	6,955

2-2 sens transversal :

Portiques	niveau	R _{ij} (t/m)	Σ R _{ij} (t/m)	R _{j0} (t.m)	Z _{ij} (t)	e _x (m)	x _j (m)	T _{ij} (t)	T _{ij} cumulé
1-1	II	1316,00	12071,82	11,36. 10 ⁵	44,27	1,27	-11,33	4,087	4,087
	I	1522,74	13000,71	13,15. 10 ⁵	23,59	1,27	-14,20	2,273	6,360
2-2	II	1316,00	12071,82	11,36. "	44,27	-	-7,13	4,367	4,367
	I	1522,74	13000,71	13,15. "	23,59	-	-10,00	2,413	6,780
3-3	II	2008,69	12071,82	11,36. "	44,27	-	-2,93	7,852	7,852
	I	2219,00	13000,71	13,15. "	23,59	-	-5,18	3,517	11,369
4-4	II	2008,69	12071,82	11,36. "	44,27	-	+1,27	8,322	8,322
	I	2219,00	13000,71	13,15. "	23,59	-	-1,16	3,707	12,029
5-5	II	2008,69	12071,82	11,36. "	44,27	-	+5,47	8,782	8,782
	I	2219,00	13000,71	13,15. "	23,59	-	+2,61	3,877	12,659
6-6	II	1430,27	12071,82	11,36. "	44,27	-	+9,67	5,925	5,925
	I	2220,53	13000,71	13,15. "	23,59	-	+6,81	4,369	10,294
7-7	II	1316,00	12071,82	11,36. "	44,27	-	+13,87	5,727	5,727
	I	1522,74	13000,71	13,15. 10 ⁵	23,59	1,27	+11,01	3,143	8,870

• Verification au renversement :

Une structure doit être calculée afin de résister aux efforts qui peuvent provoquer un renversement (Forces Horizontales).

M⁰ de renversement = M⁰ extérieurs en console + Effort tranchant . z.

M⁰ en console / _{base} = Σ F_i x_i = F₁ x₁ + F₂ x₂ pour notre cas z = 0

M_{resist} = (Σ W_i - Σ U_{ni} . W_i) b avec U_H = A B D Q et b = $\frac{L}{2}$ (cas considéré)
et on doit vérifier que M_{resist} > 1,5 M⁰ renversement.

- Bloc A : sens transversal : F₁ = 13,88 t F₂ = 72,07 t

U_H = 0,25 . 0,25 . 1,86 . 1,3 = 0,151 et x₁ = 3 m et x₂ = 7 m.

d'où : $\frac{M_{resist}}{M_{renv}} = \frac{2492,84}{546,13} = 4,56 > 1,5$ pas de renversement
de même pour l'autre sens, et le Bloc B dans les 2 sens

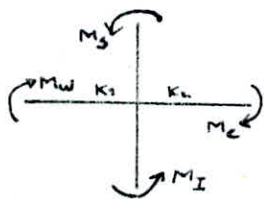
Portique transversal 7-7												
niveau	Poteaux	$t_{ij}(t)$	\bar{K}	y_0	y_1	y_2	y_3	y	$\beta=yh$	Minf	$h-\beta$	M_{sup}
II	A	1,740	2,61	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,80	3,132	2,20	3,828
	B	2,242	5,22	0,50	-	-	-	0,50	2,00	4,484	2,00	4,484
	C	1,740	2,61	0,45	-	-	-	0,45	1,80	3,132	2,20	3,828
I	A	2,784	2,61	0,55	-	-	-	0,55	2,20	6,125	1,80	5,011
	B	3,296	5,22	0,50	-	-	-	0,55	2,20	7,251	1,80	5,933
	C	2,784	2,61	0,55	-	-	-	0,55	2,20	6,125	1,80	5,011

Portique longitudinal A-A												
niveau	Poteaux	$t_{ij}(t)$	\bar{K}	y_0	y_1	y_2	y_3	y	$\beta=yh$	Minf	$h-\beta$	M_{sup}
II	1 ; 7	1,553	3,85	0,45	0,00	0,00	0,00	0,45	1,80	2,795	2,20	3,417
	3 ; 4 5 ; 6	1,859	7,71	0,50	-	-	-	0,50	2,00	3,718	2,00	3,718
	1 ; 7	2,438	3,85	0,55	-	-	-	0,55	2,20	5,364	1,80	4,388
I	3 ; 4 5 ; 6	2,792	7,71	0,55	-	-	-	0,55	2,20	6,098	1,80	4,989

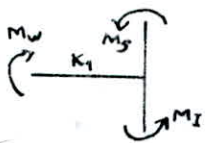
1.3 Efforts dans les poutres

• Moments

dans un noeud, le moment résultant, des poteaux aboutissant à ce noeud est reparté entre les poutres proportionnellement à leur rigidité linéaire.

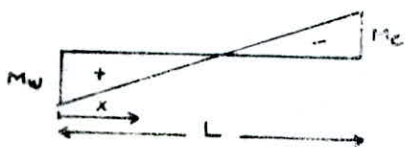


$$\rightarrow \begin{cases} M_w = \frac{K_1}{K_1+K_2} (M_3 + M_I) \\ M_e = \frac{K_2}{K_1+K_2} (M_3 + M_I) \end{cases}$$



$$\rightarrow \begin{cases} M_w = M_3 + M_I \\ M_e = 0 ; K_2 = 0 \end{cases}$$

Moment en travée :



$$\frac{x}{M_w} = \frac{L-x}{M_e} \rightarrow x = \frac{M_w}{M_e + M_w} \cdot L \quad (1)$$

$$\frac{x}{M_w} = \frac{L/2 - x}{M_e} \rightarrow M_e = \frac{M_w}{x} (L/2 - x) \quad (2)$$

$$(1) \text{ et } (2) \rightarrow M_e = \frac{M_e - M_w}{2}$$

Effort tranchant : à partir des moment dans les poutres, on peut calculer les efforts tranchants pour une travée indépendante.

Equation du Moment est : $M(x) = ax + b \rightarrow T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = a$

d'où : pour $x = 0 \rightarrow b = M_w$
 $x = L \rightarrow a = -\frac{M_e + M_w}{L} \rightarrow T = -\frac{M_e + M_w}{L}$

Effort normal dans les poteaux :

L'effort normal dans les poteaux sera : $N_i = -(T_e^i - T_w^i)$

avec $N > 0$ pour compression et $N < 0$ pour traction.

Portique transversal 5-5							
niveau	travée	l(m)	M_e^{i-1} (t.m)	M_w^i (t.m)	M_e (t.m)	T_e^{i-1} (t)	T_w^i (t)
II	A-B	6,20	3,463	2,907	0,278	-1,027	-1,027
	B-C	6,20	2,907	1,462	0,723	-0,705	-0,705
	C-D	3,00	3,022	4,104	-0,541	-2,375	-2,375
I	A-B	6,20	7,745	5,803	0,971	-2,185	-2,185
	B-C	6,20	5,803	3,494	1,155	-1,500	-1,500
	C-D	3,00	7,223	9,950	-1,364	-5,724	-5,724
niveau	Poteaux	T_w^i (t)	T_e^i (t)	effort normal Par Pot-sup	N_e (t)		
II	A	0	-1,027		-1,027		
	B	-1,027	-0,705		0,322		
	C	-0,705	-2,375		-1,670		
	D	-2,375	0		2,375		
I	A	0	-2,185	-1,027	-3,212		
	B	-2,185	-1,500	0,322	1,007		
	C	-1,500	-5,724	-1,670	-5,894		
	D	-5,724	0	2,375	8,099		

Portique longitudinal A-A							
niveau	travée	l(m)	M_e^{i-1} (t.m)	M_w^i (t.m)	M_e (t.m)	T_e^{i-1} (t)	T_w^i (t)
	1-2 7-6	4,20	2,795	1,859	0,468	-1,108	-1,108
	2-3 ; 3-4 4-5 ; 5-6	4,20	1,859	1,859	0	-0,885	-0,885
	1-2 7-6	4,20	7,805	4,354	1,726	-2,895	-2,895
	2-3 ; 3-4 4-5 ; 5-6	4,20	4,354	4,354	0	-2,073	-2,073

Portique transversal 7-7							
niveau	travée	$l(m)$	$M_2^{i-1}(t.m)$	$M_2^i(t.m)$	$M_t(t.m)$	$T_2^{i-1}(t)$	$T_2^i(t)$
II	A-B	6,20	3,828	2,242	0,793	-0,979	-0,979
	B-c	6,20	2,242	3,828	-0,793	-0,979	-0,979
I	A-B	6,20	8,143	5,208	1,468	-2,153	-2,153
	B-c	6,20	5,208	8,143	-1,468	-2,153	-2,153
niveau	Poteau	$T_2^i(t)$	$T_2^{i+1}(t)$	effort normal Par Pot. sup	$N_t(t)$		
II	A	0	-0,979		-0,979		
	B	-0,979	-0,979		+0,00		
	C	-0,979	0		+0,979		
I	A	0	-2,153	-0,979	-3,132		
	B	-2,153	-2,153	0	0		
	C	-2,153	0	+0,979	+3,132		

Portique longitudinal A-A					
niveau	Poteaux	$T_2^i(t)$	$T_2^{i+1}(t)$	effort normal Par Pot. sup	$N_t(t)$
II	1	0	-1,108		-1,108
	2	-1,108	-0,885		0,223
	3; 4; 5	-0,885	-0,885		0
	6	-0,885	-1,108		-0,223
	7	-1,108	0		1,108
I	1	0	-2,895	-1,108	-4,003
	2	-2,895	-2,073	0,223	1,045
	3, 4, 5	-2,073	-2,073	0	0
	6	-2,073	-2,895	-0,223	-1,045
	7	-2,895	0	1,108	4,003

2. BLOC : A

sollicitations :

Le calcul des sollicitations se fera par la Methode des Rotations Nous Considerons 2 systemes:

1/ Systemes à noeuds indeplacable et 2/ Systemes à noeuds deplacable.

Dans le 1^{er} cas, les inconnues sont les rotations w des noeuds, leur nombre est égal à celui des noeuds. Elles seront évaluées en écrivant l'équilibre de chaque noeud.

Dans le second cas, les noeuds ne sont pas fixés, l'application d'un système de

de charges quelconque S , à pour effet de provoquer un déplacement horizontal Δ de la barre horizontale vis à vis des sections d'encastrement.

Les équations dans ce cas se répartissent en 2 groupes.

• 1^{er} groupe : Il est constitué par les équations qui expriment l'équilibre de chaque nœud, avec les rotations $\theta = \frac{\Delta}{h}$ des barres non nulles.

• 2^{es} groupe : Il est constitué par les équations qui expriment l'équilibre horizontal de la structure. Soit Σ une section horizontale coupant les barres verticales et H la résultante des forces horizontales appliquées au dessus de cette section. Si ΣT est la somme des efforts tranchants dans la section (Σ); on doit avoir : $\Sigma T = H$

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

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

Remarques :

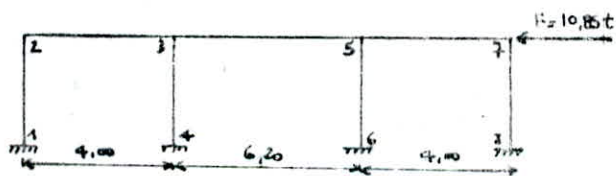
a. Convention de signe :

$M_{AB} = \frac{pL^2}{12}$ et $M_{BA} = -\frac{pL^2}{12}$

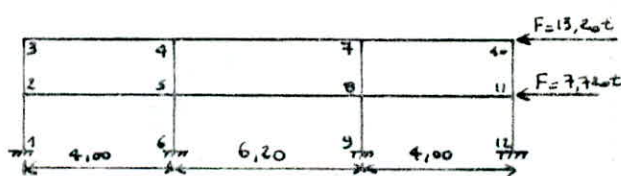


b. Nous donnons, dans ce chapitre, des rotations, et déplacement pour chaque portique, les sollicitations seront quand à eux récapitulées dans le chapitre de Superposition des sollicitations.

* Sens transversal :



Portique 7-7

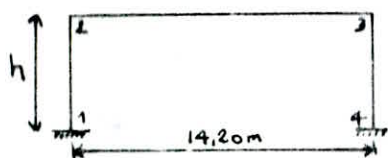


Portique 1-1

Portique 7-7					
Δ	w_1, w_4, w_6, w_8	w_2	w_3	w_5	w_7
0,2495	0	0,00033	0,00021	0,00021	0,00033

Portique 1-1										
Δ_I	$w_1; w_6; w_9; w_{12}$	w_2	w_5	w_8	w_{11}	Δ_{II}	w_3	w_4	w_7	w_{10}
0,25391	0	0,00073	0,00054	0,00054	0,00081	0,6961	0,00046	0,00031	0,00037	0,00054

Portiques 3, 4, 5 et 6 :

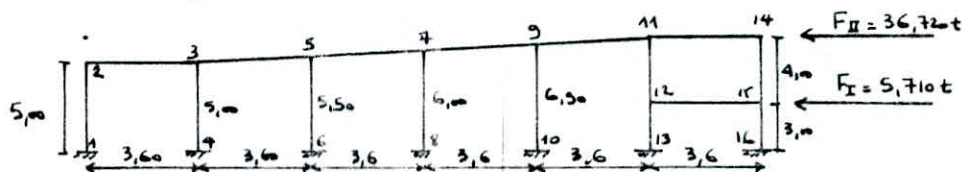


$h_3 = 6,5\text{m}$	$F_3 = 7,02\text{t}$	$K_3 = \frac{I_0}{I_1} \cdot \frac{h}{l} = 3,23$
$h_4 = 6\text{m}$	$F_4 = 8,32\text{t}$	$K_4 = 2,975$
$h_5 = 5,5\text{m}$	$F_5 = 9,83\text{t}$	$K_5 = 2,727$
$h_6 = 5\text{m}$	$F_6 = 11,19\text{t}$	$K_6 = 2,479$

$$M_1 = -\frac{Fh}{2} \cdot \frac{3K+1}{6K+1} \quad M_4 = -M_1 \quad M_2 = -M_3 = \frac{Fh}{2} \cdot \frac{3K}{6K+1}$$

toutes les valeurs de M, N et T sont récapitulées ds le chap. - superposition des sollicit.

* sens longitudinal :



Portique A-A.

ΔI	$w_4; w_6; w_8$ $w_1; w_{10}; w_{13}; w_{16}$	w_{12}	w_{15}	ΔII	w_2	w_3	w_5	w_7	w_9	w_{11}	w_{14}
0,3808	0	0,00136	0,00129	1,0561	0,00136	0,00088	0,00086	0,00056	0,00061	0,00042	0,00094

CHARGES
VERTICALES

CHARGES VERTICALES

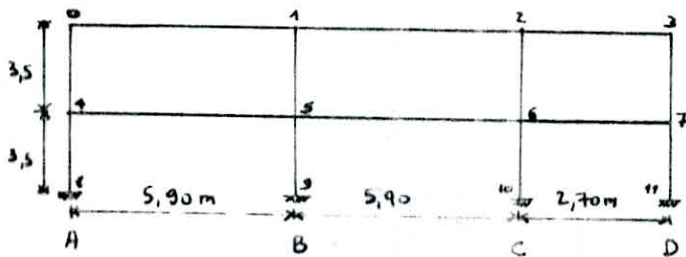
Les efforts avec lesquels nous calculerons nos sollicitations proviennent des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation P .

Les sollicitations seront calculées par les méthodes suivantes

- Bloc A : seront calculées par la méthode des Rotations
- Bloc B : " " par la méthode de Caquot énoncé dans le CCBA.

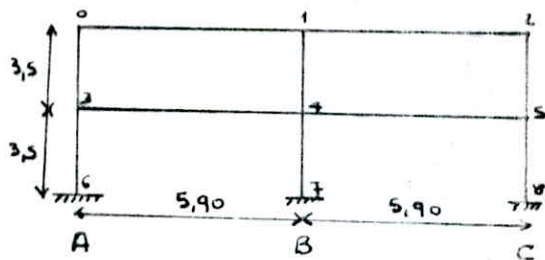
I. BLOC : B

Portique 5-5



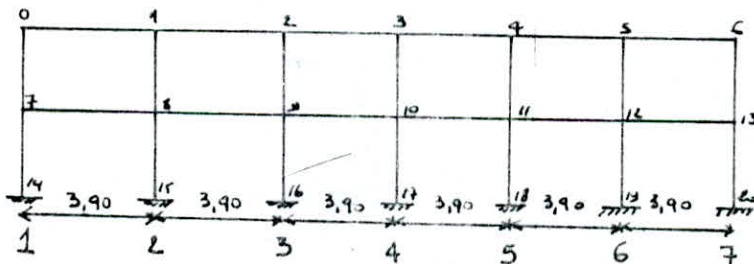
		G (t/ml)			P (t/ml)		
Niv	travée	AB	BC	CD	AB	BC	CD
		II	2,65	2,65	1,09	0,38	0,38
I		2,64	2,64	1,06	1,36	1,36	0,45

Portique 7-7



Niveau	G (t/ml)	P (t/ml)
II	1,45	0,19
I	1,43	0,68

Portique A-A :



Niveau	G (t/ml)	P (t/ml)
II	0,561	0,065
I	0,531	0,2275

Portique transversal 5-5																		
NIVEAU	Noeuds	l_w (m)	l_e (m)	h_n (m)	h_s (m)	$I_c=I_w$ $10^4 m^4$	I_n $10^4 m^4$	I_s $10^4 m^4$	l'_w (m)	l'_e (m)	h'_n (m)	h'_s (m)	K_c $10^4 m^3$	K_e $10^4 m^3$	K_n $10^4 m^3$	K_s $10^4 m^3$	D	γ
II	0	/	5,9	/	3,5	31,25	/	6,75	/	4,72	/	2,80	/	6,63	/	2,41	9,04	0,951
II	1	5,9	5,9	/	3,5	-	/	-	5,61	4,72	/	-	5,57	-	/	-	14,61	0,951
II	2	5,9	2,7	/	3,5	-	/	-	5,61	2,64	/	-	-	11,84	/	-	19,82	/
II	3	2,7	/	/	3,5	-	/	-	2,16	/	/	-	14,47	/	/	-	16,88	/
I	4	/	5,9	3,5	3,5	-	6,75	-	/	4,72	3,15	-	/	6,63	2,15	-	11,19	0,908
I	5	5,9	5,9	3,5	3,5	-	-	-	5,36	4,72	-	-	5,83	-	-	-	17,02	0,908
I	6	5,9	2,7	3,5	3,5	-	-	-	5,36	2,58	-	-	-	12,11	-	-	22,5	/
I	7	2,7	/	3,5	3,5	31,25	6,75	6,75	2,16	/	3,15	2,80	14,47	/	-	-	19,03	0,958

Portique transversal 7-7																		
Niveau	Noeuds	l_w (m)	l_e (m)	h_n (m)	h_s (m)	$I_c=I_w$ $10^4 m^4$	I_n $10^4 m^4$	I_s $10^4 m^4$	l'_w (m)	l'_e (m)	h'_n (m)	h'_s (m)	K_c $10^4 m^3$	K_e $10^4 m^3$	K_n $10^4 m^3$	K_s $10^4 m^3$	D= $\sum K_i$ $10^4 m^3$	γ
II	0	/	5,9	/	3,5	31,25	/	6,75	/	4,72	/	2,80	/	6,63	/	2,41	9,04	0,951
II	1	5,9	5,9	/	-	-	/	-	5,61	5,61	/	2,80	5,57	5,57	/	2,41	13,55	/
II	2	5,9	/	/	-	-	/	-	4,72	/	/	2,80	6,63	/	/	2,41	9,04	/
I	3	/	5,9	3,5	-	-	6,75	-	/	4,72	3,15	2,80	/	6,63	2,15	2,41	11,19	0,908
I	4	5,9	5,9	3,5	-	-	-	-	5,36	5,36	3,15	2,80	5,83	5,83	2,15	2,41	16,22	/
I	5	5,9	/	3,5	3,5	31,25	6,75	6,75	4,72	/	3,15	2,80	6,63	/	2,15	2,41	11,19	/

Caractéristiques Géométriques des portiques :

Portique longitudinale A-A

Niveau	Noeuds	l_w (m)	l_c (m)	h_n (m)	h_s (m)	$I_c=I_w$ $10^4 m^4$	I_n $10^4 m^4$	I_s $10^4 m^4$	l'_w (m)	l'_c (m)	h'_n (m)	h'_s (m)	K_w $10^4 m^3$	K_c $10^4 m^3$	K_n $10^4 m^3$	K_s $10^4 m^3$	$D=EK$ $10^4 m^3$	δ
II	0 et 6	/	3,9	/	3,5	31,25	/	6,75	/	3,12	/	2,8	/	10,02	/	2,41	12,43	0,968
II	1 et 5	3,9	3,9	/	3,5	31,25	/	6,75	3,77	3,12	/	2,8	8,29	-	/	2,41	20,72	/
II	2 et 4	3,9	3,9	/	3,5	-	/	-	3,12	-	/	-	10,02	-	/	-	22,45	/
II	3	3,9	3,9	/	3,5	-	/	-	3,12	-	/	-	10,02	-	/	-	22,45	/
I	7 et 13	/	-	3,5	3,5	-	6,75	-	/	-	3,15	-	/	-	2,14	-	14,57	0,939
I	8 et 12	3,9	-	3,5	3,5	-	6,75	-	3,66	-	-	-	8,54	-	2,14	-	23,11	/
I	9 et 11	3,9	-	3,5	3,5	-	6,75	-	3,12	-	-	-	10,02	-	2,14	-	24,59	/
I	10	3,9	-	3,5	3,5	31,25	6,75	6,75	3,12	3,12	3,15	2,8	10,02	10,02	2,14	2,41	24,59	/

Efforts dans les poutres (M,T) et dans les poteaux (N) sous G et P

Niveau	Noeuds	q_w (t/ml)	q_e (t/ml)	M_w^i (t.m)	M_e^i (t.m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_n (t.m)	M_s (t.m)	travée	l (m)	q t/ml	M_w (t.m)	M_e (t.m)	T_e (t)	T_w (t)	Poteaux	T_w^i (t)	T_e^i (t)	$N_e = N_i + P_i$ (t)
II	0	G	2,65	6,95	1,85	1,85	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	0-4	6,65	7,44	
		P	0,38	0,99	0,27	0,27	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	0,95	1,74		
II	1	G	2,65	6,95	8,71	8,25	/	-0,47	0-1	5,9	2,65	8,71	1,85	6,65	-8,98	1-5	-8,98	7,65	17,42	
		P	0,38	0,99	1,25	1,18	/	-0,07	0,38	1,25	0,27	0,95	-1,29	-1,29	1,14	3,22				
II	2	G	2,65	6,95	7,30	6,22	/	-1,08	1-2	5,9	2,65	7,30	8,25	7,98	-7,65	2-6	-7,98	3,74	12,51	
		P	0,38	0,99	1,04	0,87	/	-0,16	0,38	1,04	1,18	1,14	-1,10	-1,10	0,49	2,32				
II	3	G	1,09	0,60	0,085	/	-0,085	2-3	2,7	1,09	0,085	6,22	3,74	0,88	3-7	0,80	/	-0,01		
		P	0,13	0,07	0,010	/	-0,01	0,13	0,01	0,87	0,49	0,14	0,14	0,65						
I	4	G	2,64	6,92	2,82	4,33	1,49	/	/	/	/	/	/	/	/	/	4-8	6,77	15	
		P	1,36	3,54	1,44	0,68	0,76	/	/	/	/	/	/	/	3,49	6,02				
I	5	G	2,64	6,92	8,79	8,03	-0,36	-0,40	4-5	5,9	2,64	8,79	2,82	6,77	-8,79	5-9	-8,79	8,29	35,29	
		P	1,36	3,54	4,52	4,13	-0,19	-0,21	1,36	4,52	1,44	3,49	-4,53	-4,53	4,06	12,60				
I	6	G	2,64	6,92	7,45	5,64	-0,85	-0,96	5-6	5,9	2,64	7,45	8,03	8,29	-8,08	6-10	-8,08	3,46	24,84	
		P	1,36	3,54	3,83	2,88	-0,45	-0,50	1,36	3,83	4,13	4,06	-3,68	-3,68	1,65	8,78				
I	7	G	1,06	0,58	0,14	/	-0,06	-0,073	6-7	2,7	1,06	0,14	5,64	3,46	0,61	7-11	0,61	/	0,17	
		P	0,45	0,24	0,057	/	-0,027	-0,03	0,45	0,057	2,88	1,65	0,44	0,44	1,00					

Portique transversal 5.5

Niveau	Noeuds	q _w (t/ml)	q _e (t/ml)	M _w (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _e (t.m)	M _n (t.m)	M _s (t.m)	travée	l (m)	q (t/ml)	M _w (t.m)	M _e (t.m)	T _e (t)	T _w (t)	Poteaux	T _w (t)	T _e (t)	N _t = N _i +PP (t)	
II	0	G	/	1,45	/	3,80	/	1,02	/	1,02	/	/	/	/	/	/	/	0-3	/	3,54	4,33
		P	/	0,19	/	0,50	/	0,14	/	0,14	/	/	/	/	/	/	/		/	0,46	1,25
II	1	G	1,45	1,45	5,37	5,37	5,37	5,37	/	0	0-1	5,9	1,45	5,37	1,02	3,54	-5,01	1-4	-5,01	5,01	10,81
		P	0,19	0,19	0,71	0,71	0,71	0,71	/	0			0,19	0,71	0,14	0,46	-0,65		-0,65	0,65	2,09
II	2	G	1,45	/	3,80	/	1,02	/	/	-1,02	1-2	5,9	1,45	1,02	5,37	5,01	-3,54	2-5	-3,54	/	4,33
		P	0,19	/	0,50	/	0,14	/	/	-0,14			0,19	0,14	0,71	0,65	-0,46		-0,46	/	1,25
I	3	G	/	1,43	/	3,75	/	1,53	0,72	0,81	/	/	/	/	/	/	/	3-6	/	3,65	8,77
		P	/	0,68	/	1,78	/	0,72	0,342	0,383	/	/	/	/	/	/	/		/	1,74	3,78
I	4	G	1,43	1,43	4,84	4,84	4,84	4,84	0	0	3-4	5,9	1,43	4,84	1,53	3,65	-4,77	4-7	-4,77	4,77	2,14
		P	0,68	0,68	2,30	2,30	2,30	2,30	0	0			0,68	2,30	0,72	1,74	-2,27		-2,27	2,27	7,42
I	5	G	1,43	/	3,75	/	1,53	/	-0,72	-0,81	4-5	5,9	1,43	1,53	4,84	4,77	-3,65	5-8	-3,65	/	8,77
		P	0,68	/	1,78	/	0,72	/	-0,342	-0,383			0,68	0,72	2,30	2,27	-1,74		-1,74	/	3,78

Efforts dans les poutres (M;T) et dans les poteaux (N) sous G et P

Portique transversal 7-7.

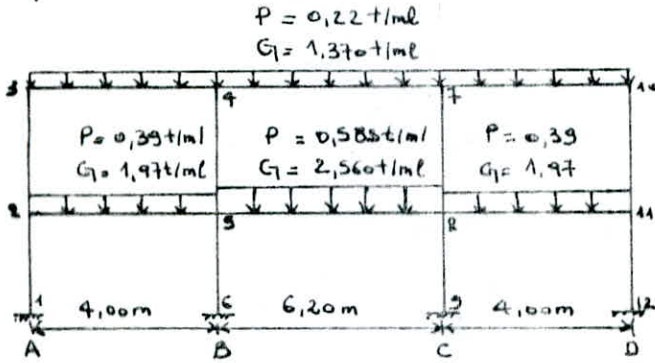
Efforts (M,T) dans les poutres et (N) dans les poteaux sous G et P

Niveau	Noeuds	q _w	q _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _n	M _s	travées	l (m)	q	M _w	M _e	T _e	T _w	Poteaux	T _w	T _e	N _t = N _{t+P}	
II	0	G	/	0,561	/	0,642	/	0,124	/	0,124							0-7	/	0,916	1,71	
		P	/	0,065	/	0,074	/	0,014	/	0,014								/	0,106	0,89	
II	1	G	0,561	0,561	0,938	0,642	0,819	0,785	/	-0,034	0-1	3,9	0,561	0,819	0,124	0,916	-1,270	1-8	-1,270	1,130	3,29
		P	0,065	0,065	0,109	0,074	0,095	0,091	/	-0,004			0,065	0,045	0,014	0,106	-0,147		-0,147	0,131	1,07
II	2	G	0,561	0,561	0,642	0,642	0,642	0,642	/	0	1-2	3,9	0,561	0,642	0,785	1,130	-1,06	2-9	-1,06	1,09	2,94
		P	0,065	0,065	0,074	0,074	0,074	0,074	/	0			0,065	0,074	0,031	0,131	-0,122		-0,122	0,127	1,09
II	3	G	0,561	0,561	0,642	0,642	0,642	0,642	/	0	2-3	3,9	0,561	0,642	0,642	1,09	-1,09	3-10	-1,09	1,09	2,97
		P	0,065	0,065	0,074	0,074	0,074	0,074	/	0			0,065	0,074	0,074	0,127	-0,127		-0,127	0,127	1,044
I	7	G	/	0,531	/	0,608	/	0,189	0,089	0,100								7-14	/	0,890	3,39
		P	/	0,227	/	0,261	/	0,081	0,038	0,043									/	0,381	2,170
I	8	G	0,531	0,531	0,837	0,608	0,752	0,707	-0,021	-0,024	7-8	3,9	0,531	0,752	0,189	0,890	-1,180	8-15	-1,180	1,06	6,220
		P	0,227	0,227	0,358	0,261	0,322	0,303	-0,009	-0,010			0,227	0,322	0,081	0,381	-0,505		-0,505	0,454	2,820
I	9	G	0,531	0,531	0,608	0,608	0,608	0,608	0	0	8-9	3,9	0,531	0,608	0,707	1,06	-1,01	9-16	-1,01	1,04	5,780
		P	0,227	0,227	0,261	0,261	0,261	0,261	0	0			0,227	0,261	0,303	0,454	-0,433		-0,433	0,444	2,710
I	10	G	0,531	0,531	0,608	0,608	0,608	0,608	0	0	9-10	3,9	0,531	0,608	0,608	1,04	-1,04	10-17	-1,04	1,04	5,840
		P	0,227	0,227	0,261	0,261	0,261	0,261	0	0			0,227	0,261	0,261	0,444	-0,444		-0,444	0,444	2,722

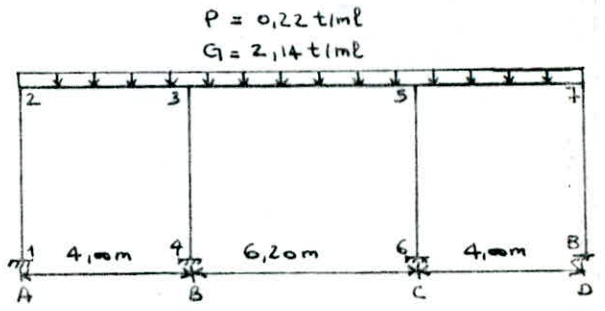
Portique longitudinal A-A

II. BLOC : A :

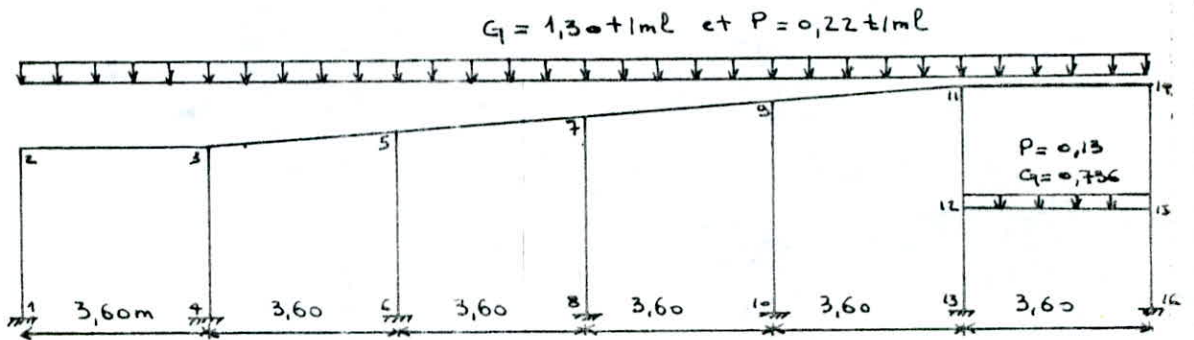
Nous calculerons les sollicitations M, N, T dues aux charges verticales par la methode des Rotations. Nous donnons ici, les valeurs des rotations, et déplacements, les sollicitations seront quand à eux recapitulées ds le chapitre qui suit.



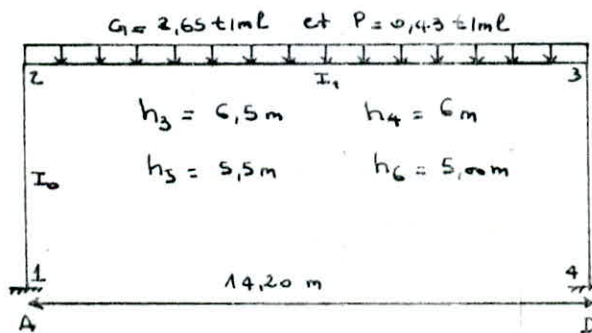
Portique transversal 1-1



Portique transversal 7-7



portique longitudinal A-A



Portiques transversaux 3; 4; 5 et 6

$$\left. \begin{aligned} M_1 = M_4 &= \frac{G l^2}{12(K+2)} \\ M_2 = -M_3 &= -\frac{G l^2}{6(K+2)} \end{aligned} \right\} \text{Aide memoire de RDM}$$

avec $K = \frac{I_1}{I_0} \cdot \frac{h}{l}$ et $M_{mort} = \frac{G l^2}{24} \cdot \frac{3K+2}{K+2}$

Portique transversal 1-1											
	Δ_I	$w_1; w_6$ $w_9; w_{12}$	w_2	w_5	w_8	w_{11}	Δ_{II}	w_3	w_4	w_7	w_{10}
G	0,00016	0	0,00017	0,00047	-0,00047	-0,00017	0,00269	0,00024	0,00026	-0,00026	-0,00024
P	$3,167 \cdot 10^{-5}$	0	$3,365 \cdot 10^{-5}$	$3,34 \cdot 10^{-4}$	$-3,34 \cdot 10^{-4}$	$-3,365 \cdot 10^{-5}$	$4,32 \cdot 10^{-4}$	$3,85 \cdot 10^{-5}$	$4,17 \cdot 10^{-5}$	$-4,17 \cdot 10^{-5}$	$-3,85 \cdot 10^{-5}$

Portique transversal 7-7						
	Δ	$w_1; w_4; w_6; w_8$	w_2	w_3	w_5	w_7
G	0,00213	0	$2,9 \cdot 10^{-4}$	$3,9 \cdot 10^{-4}$	$-3,9 \cdot 10^{-4}$	$-2,9 \cdot 10^{-4}$
P	$2,19 \cdot 10^{-4}$	0	$2,98 \cdot 10^{-5}$	$4,01 \cdot 10^{-5}$	$-4,01 \cdot 10^{-5}$	$-2,98 \cdot 10^{-5}$

Portique longitudinal A-A												
	Δ_I	$w_4; w_6; w_8$ $w_1; w_2; w_3; w_5$	w_{12}	w_{15}	Δ_{II}	w_2	w_3	w_5	w_7	w_9	w_{11}	w_{14}
G	$7,304 \cdot 10^2$	0	$3,6 \cdot 10^3$	$1,8 \cdot 10^3$	$206 \cdot 10^2$	$5,9 \cdot 10^3$	$1,5 \cdot 10^3$	$2,1 \cdot 10^3$	$0,9 \cdot 10^3$	$1,5 \cdot 10^3$	$1,1 \cdot 10^3$	$-1,1 \cdot 10^3$
P	$1,29 \cdot 10^2$	0	$6,36 \cdot 10^4$	$3,18 \cdot 10^4$	$3,47 \cdot 10^2$	$9,98 \cdot 10^4$	$2,54 \cdot 10^4$	$3,55 \cdot 10^4$	$1,52 \cdot 10^4$	$2,54 \cdot 10^3$	$1,86 \cdot 10^4$	$-1,86 \cdot 10^4$

Portiques	Charges	M_1 (t.m)	M_4 (t.m)	M_2 (t.m)	M_3 (t.m)	M_{max} <small>trave</small> (t.m)
3-3	G	8,525	8,525	-17,051	17,051	49,742
	P	1,383	1,383	-2,767	2,767	8,071
4-4	G	8,951	8,951	-17,901	17,901	48,892
	P	1,452	1,452	-2,905	2,905	7,933
5-5	G	9,420	9,420	-18,84	18,84	47,95
	P	1,528	1,528	-3,057	3,057	7,781
6-6	G	9,940	9,940	-19,88	19,88	46,91
	P					

((COMBINATIONS))

COMBINAISONS

Les combinaisons des charges verticales et des forces sismiques sont données par les règlements CCBA 68 et le RPAB 1. Dans la justification de calcul à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme :

Poutres : $G + P \pm S_I$; $0,8G \pm S_I$; $G + 1,2P$

Poteaux : $G + P \pm 1,2S_I$; $0,8G \pm S_I$; $G + 1,2P$

Où : G : sollicitation due à la charge permanente

P : sollicitation due à la surcharge d'exploitation

S_I : sollicitation due au séisme.

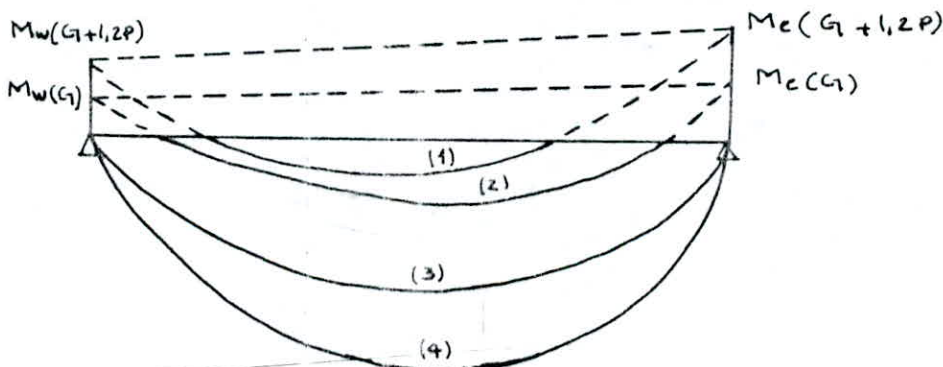
Moments en travée, dans les poutres :

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

Sous $G + P \pm S_I$ $M_t = M_0(G + P) - \frac{|M_w(G) + M_c(G)|}{2} \pm M_t(S_I)$

Sous $0,8G \pm S_I$ $M_t = 0,8 \left[M_0(G) - \frac{|M_w(G) + M_c(G)|}{2} \right] \pm M_t(S_I)$

avec $M_t(S_I) = \frac{M_c - M_w}{2}$ et $M_0 = q \frac{l^2}{8}$



Pour déterminer le moment en travée sous les charges verticales, on trace la courbe des moments de la travée indépendante de portée "L", avec les charges G puis avec les P .

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.

(1) moment minimum en travée

(2) moment maximum en travée

(3) $M_0(G)$

(4) $M_0(G + 1,2P)$.

Moments et efforts Normaux dans les poteaux - du portique 5-5 bloc B

File	Poteaux	G			P			$\vec{S}_H (\leftarrow)$			G + 1,2P			$0,8G + \vec{S}_H$			$0,8G + \overleftarrow{S}_H$			$G + P + 1,2\vec{S}_H$			$G + P + 1,2\overleftarrow{S}_H$		
		M _n	M _s	N	M _n	M _s	N	M _n	M _s	N	M _n	M _s	N	M _n	M _s	N	M _n	M _s	N	M _n	M _s	N	M _n	M _s	N
A	0-4	-1,53	1,85	7,44	-0,68	0,27	1,74	2,63	-3,46	-1,07	-2,35	2,17	9,53	1,40	-1,98	4,93	-3,85	4,94	6,98	0,95	-2,03	7,95	-5,26	6,27	10,41
	4-8	0	1,49	15	0	0,76	6,02	6,00	-4,91	-3,212	0	2,40	22,22	6,00	-3,72	8,79	-6,00	6,10	15,21	7,2	-3,64	17,17	-7,2	8,14	24,87
B	1-5	0,36	-0,47	17,92	0,19	-0,07	3,22	5,81	-5,81	0,322	0,59	-0,56	21,28	6,09	6,18	14,25	-5,52	5,43	13,61	7,52	-7,51	21,02	-6,42	6,43	20,25
	5-9	0	-0,40	35,29	0	-0,21	12,60	7,08	-5,79	1,007	0	-0,65	50,41	7,08	-6,11	29,24	-7,08	5,47	27,22	8,49	-7,56	49,10	-8,49	6,34	46,68
C	2-6	0,83	-1,08	12,51	0,45	-0,16	2,38	4,48	-4,48	-1,67	1,37	-1,27	15,36	5,14	-5,34	8,34	-3,81	3,61	11,68	6,65	-6,61	12,88	-4,05	4,13	2,80
	6-10	0	-0,96	29,84	0	-0,5	8,78	7,62	-6,23	-5,89	0	-1,56	35,37	7,62	-6,99	13,98	-7,42	5,46	25,76	9,14	-8,94	26,55	-9,14	6,02	40,69
D	3-7	0,06	-0,85	-0,01	0,027	-0,01	0,65	4,10	-4,10	2,37	0,092	-9,07	0,77	4,15	-4,17	2,26	-4,05	4,03	-2,26	5,00	-5,01	3,45	-4,83	4,82	-2,20
	7-11	0	-0,03	0,17	0	-0,03	1,00	7,15	-5,85	8,099	0	-0,11	1,37	7,15	-5,9	8,23	-7,15	5,79	-7,96	8,58	-7,12	10,88	-8,58	6,92	-8,55

Moments et efforts Normaux dans les poteaux du portique 7-7 bloc B

File	Poteaux	G			P			$\vec{S}_H (\leftarrow)$			G + 1,2P			$0,8G + \vec{S}_H$			$0,8G + \overleftarrow{S}_H$			$G + P + 1,2\vec{S}_H$			$G + P + 1,2\overleftarrow{S}_H$		
		M _n	M _s	N	M _n	M _s	N	M _n	M _s	N	M _n	M _s	N	M _n	M _s	N	M _n	M _s	N	M _n	M _s	N	M _n	M _s	N
A	0-3	-0,72	1,02	4,33	-0,34	0,14	1,25	3,13	-3,82	-0,98	-1,13	1,19	5,83	2,55	-3,00	2,48	-3,70	4,64	4,44	2,69	-3,42	4,40	-4,81	5,74	6,75
	3-6	/	0,81	8,77	/	0,38	3,78	6,125	-5,01	-3,13	/	1,26	13,31	6,13	-4,36	3,88	-6,13	5,66	10,14	7,35	-4,82	8,79	-7,35	7,20	16,30
B	1-4	/	/	10,81	/	/	2,09	4,48	-4,48	0	/	/	13,32	4,48	-4,48	8,65	-4,48	4,48	8,65	5,38	-5,38	12,9	-5,38	5,38	12,9
	4-7	/	/	21,14	/	/	7,42	7,25	-5,93	0	/	/	30,04	7,25	-5,93	16,91	-7,25	5,93	16,91	8,7	-7,12	28,56	-8,57	7,12	28,56
/		/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/

Moments et efforts normaux dans les poteaux du portique A-A - bloc B

File	Poteaux	G			P			$\vec{S}_H (\leftarrow)$			$G + 1,2P$			$0,8G + \vec{S}_H$			$0,8G + \overleftarrow{S}_H$			$G + P + 1,2\vec{S}_H$			$G + P + 1,2\overleftarrow{S}_H$		
		Mn	M _s	N	Mn	M _s	N	Mn	M _s	N	Mn	M _s	N	Mn	M _s	N	Mn	M _s	N	Mn	M _s	N	Mn	M _s	N
1	0-7	-0,089	0,124	1,71	-0,038	0,014	0,89	3,417	-2,715	-1,108	-0,135	0,141	2,718	3,346	-2,674	0,26	-3,488	2,894	2,42	3,973	-3,216	1,270	-4,227	3,992	3,929
	7-14	/	0,10	3,39	/	0,043	2,7	5,36	-4,39	-4,003	/	0,152	5,99	5,36	5,44	-1,29	-5,26	-5,28	6,72	6,44	-5,12	0,756	-6,44	5,41	10,363
2	1-8	0,021	-0,034	3,19	0,009	-0,004	1,07	3,72	-3,72	0,223	0,032	-0,038	4,47	3,73	-3,74	2,77	-3,70	3,69	-1,68	4,49	-4,49	4,53	4,43	4,42	3,994
	8-15	/	-0,024	6,22	/	-0,01	2,82	6,098	-4,989	1,045	/	-0,036	9,604	6,098	5,008	6,021	-6,098	4,969	3,931	7,317	-6,021	10,294	-7,317	5,953	7,774
3	2-9	/	/	2,94	/	/	1,04	3,718	-3,718	/	/	/	4,188	3,718	-3,718	0,8	-3,718	3,718	0,80	4,461	-4,461	3,980	4,461	4,461	3,980
	9-16	/	/	5,78	/	/	2,72	6,098	-4,989	/	/	/	9,044	6,098	-4,989	4,624	-6,098	4,989	4,624	7,317	-5,986	6,50	-7,317	5,986	6,50
4	3-10	/	/	2,97	/	/	1,044	3,718	-3,718	/	/	/	4,223	3,718	-3,718	2,376	-3,718	3,718	2,376	4,461	-4,461	4,014	-4,461	4,461	4,014
	10-17	/	/	5,84	/	/	2,72	6,098	-4,989	/	/	/	9,106	6,098	-4,989	4,672	-6,098	4,989	4,672	7,317	-5,986	6,562	-7,317	5,986	6,562

Moments et effort normaux dans les poteaux du portique 1-1 - bloc A.

File	Poteaux	G			P			S _H			$G + 1,2P$			$0,8G + S_H$			$0,8G - S_H$			$G + P + 1,2S_H$			$G + P - 1,2S_H$		
		M _I	M _s	N	M _I	M _s	N	M _I	M _s	N	M _I	M _s	N	M _I	M _s	N	M _I	M _s	N	M _I	M _s	N	M _I	M _s	N
A	2-3	0,748	-0,845	3,839	0,147	-0,135	0,359	-5,671	6,758	-3,159	0,924	-1,007	4,27	-5,073	6,082	-0,088	6,269	-7,434	6,230	-5,910	7,129	0,407	7,70	-9,009	7,989
	1-2	0,305	-0,607	8,194	0,06	-0,12	1,032	-9,746	5,642	-8,659	0,377	-0,751	9,432	-9,502	5,356	12,717	9,99	-6,374	1,033	11,300	7,497	-1,165	12,06	-6,523	19,617
B	4-5	1,602	-1,317	9,087	0,257	-0,211	1,202	-6,595	7,67	-1,724	1,91	1,570	10,529	-6,288	7,492	9,547	8,351	-9,599	4,993	-7,225	8,727	13,021	10,943	-11,76	7,557
	5-6	0,847	-1,694	22,95	0,316	-0,633	3,900	-10,48	7,493	6,266	1,276	-2,954	27,629	-9,786	6,138	24,97	11,142	-8,85	12,41	-11,39	5,166	34,368	13,720	-12,84	19,33
C	7-8	1,602	1,317	9,087	-0,257	0,211	1,202	-6,595	7,675	-1,724	-1,91	1,57	10,529	-7,876	8,228	5,546	5,313	-6,621	8,994	-9,77	10,72	8,22	6,055	-7,682	12,398
	8-9	-0,847	1,694	22,95	-0,316	0,633	3,90	-9,20	6,385	-4,48	-1,23	2,45	27,629	-10,47	7,74	14,19	9,122	-5,03	23,16	-12,92	9,99	21,04	10,577	-5,33	31,21
D	10-11	-0,748	0,845	3,839	-0,147	0,135	0,359	-4,969	5,660	2,606	-0,92	1,007	4,27	-5,073	6,24	5,68	3,87	-4,38	0,465	-6,258	7,652	7,325	4,468	-5,69	1,07
	11-12	-0,305	0,607	8,194	-0,06	0,12	1,032	-8,714	4,425	6,878	-0,377	0,751	9,432	-9,028	4,91	13,75	8,54	-3,94	0	-10,91	6,037	17,00	10,18	-4,78	1,408

Moments et efforts normaux dans les poteaux du portique A-A. bloc A.

File	Poteaux	G			P			S _H			G+1,2P			0,8G+S _H			0,8G-S _H			G+P+1,2S _H			G+P-1,2S _H		
		M _S	M _I	N	M _S	M _I	N	M _S	M _I	N	M _S	M _I	N	M _S	M _I	N	M _S	M _I	N	M _S	M _I	N	M _S	M _I	N
7	1-2	-0,049	0,847	4,17	-0,008	0,143	0,283	-19,97	17,45	6,21	-0,059	1,019	4,509	-20,0	18,127	9,546	19,93	-16,77	-2,88	-24,02	21,93	11,905	23,90	-19,95	-2,977
6	4-3	1,488	-1,332	7,954	0,25	-0,29	0,84	-19,05	23,85	0,602	1,79	-2,004	9,079	-17,86	22,46	6,965	20,24	-25,235	5,76	-21,12	26,595	9,514	24,6	-30,04	6,069
5	6-5	1,041	-1,343	8,147	0,176	-0,227	0,821	-15,59	19,35	3,132	1,252	-1,615	9,132	-14,76	18,225	9,65	16,43	-20,42	3,38	-17,49	21,65	12,726	19,925	-24,79	5,209
4	8-7	0,915	-1,029	8,267	0,155	-0,174	0,789	-12,29	14,35	7,055	1,401	-1,258	9,214	-11,538	13,527	-0,44	13,022	-5,17	13,67	-23,69	16,017	0,59	15,818	-18,42	17,522
3	10-9	0,80	-0,986	8,68	0,135	-0,167	0,809	-12,29	14,78	4,06	0,962	1,182	9,551	-11,65	13,97	11,00	12,93	-15,57	2,88	-13,81	16,58	14,36	15,68	-19,89	4,618
2	11-12	0,554	-0,216	6,38	0,094	-0,036	0,809	-10,64	6,93	-3,262	0,667	-0,259	7,351	-10,76	6,757	1,842	11,08	-7,103	8,366	-12,12	8,06	3,225	13,416	-8,57	11,103
	12-13	0,017	-0,662	8,389	0,003	-0,117	0,951	-6,23	13,46	4,002	0,0206	0,802	9,53	-6,216	12,93	10,713	6,24	-13,98	2,71	-7,476	15,37	14,14	7,496	-14,128	7,59
1	14-15	1,353	-0,967	3,978	0,229	-0,164	0,402	-7,49	6,06	-3,626	1,628	-1,164	4,46	-6,41	5,28	-0,503	6,57	-6,83	6,87	-7,406	6,14	-4,61	10,57	-8,40	13,368
	15-16	0,657	-0,983	7,019	0,116	-0,173	0,739	-6,92	13,85	-10,96	0,796	1,191	7,906	-6,39	13,06	-5,34	7,44	-14,63	16,57	-7,53	15,46	-3,39	9,08	-17,77	20,909

Moments et efforts normaux dans les poteaux du portique 7-7. bloc A.

File	Poteaux	G			P			S _H			G+1,2P			0,8G+S _H			0,8G-S _H			G+P+1,2S _H			G+P-1,2S _H		
		M _I	M _S	N	M _I	M _S	N	M _I	M _S	N	M _I	M _S	N	M _I	M _S	N	M _I	M _S	N	M _I	M _S	N	M _I	M _S	N
A	2-1	0,58	-1,187	5,896	0,060	-0,122	0,349	7,07	-4,99	2,31	0,652	-1,33	6,315	7,534	-5,94	7,027	-6,61	4,04	2,41	9,12	-7,3	9,017	-7,84	4,68	3,423
B	3-4	0,887	-1,633	14,278	0,08	-0,168	1,213	7,925	-6,64	-1,537	0,907	-1,035	15,75	8,57	-2,94	9,901	-3,28	5,33	12,97	10,4	-9,77	13,64	-8,62	6,16	17,35
C=B	5-6	-0,807	1,633	14,296	-0,08	0,168	1,213	8,121	-6,81	1,64	-0,907	1,635	15,75	7,47	-5,504	13,078	-8,71	8,12	9,18	8,85	-6,37	17,48	-10,63	9,97	13,54
D=A	7-8	-0,58	1,167	5,896	-0,06	0,122	0,349	7,449	-5,245	-2,41	-0,65	1,33	6,315	6,98	-4,29	2,304	-7,91	6,19	7,13	8,3	-3,96	3,35	-9,58	8,65	9,141

Moments et efforts normaux dans les poteaux des portiques : 3;4;5 et 6 du bloc A.

Portique	Poteaux	G			P			SH			G + 1,2P			0,8G + SH			0,8G - SH			G + P + 1,2SH			G + P - 1,2SH		
		M _I	M _S	N	M _I	M _S	N	M _I	M _S	N	M _I	M _S	N	M _I	M _S	N	M _I	M _S	N	M _I	M _S	N	M _I	M _S	N
3-3	1-2	8,525	-17,051	22,717	1,383	-2,167	3,053	-11,968	10,968	-1,528	10,185	-20,371	26,381	-5,148	-2,623	16,646	18,788	-24,608	19,702	-4,474	-6,656	23,936	24,269	-32,988	27,604
4-4	1-2	8,951	-17,901	22,412	1,452	-2,905	3,053	-13,142	11,818	-1,664	10,693	-21,387	26,082	-5,981	-2,503	16,220	20,303	-26,139	19,578	-5,367	-6,624	23,474	26,173	-34,987	27,488
5-5	1-2	9,42	-18,84	22,118	1,528	-3,057	3,053	-14,291	12,788	-1,794	11,714	-22,108	25,182	-6,759	-2,334	15,900	21,831	-27,81	19,482	-6,206	-6,611	23,078	24,102	-37,182	27,324
6-6	1-2	9,94	-19,88	21,815	1,613	-3,226	3,053	-14,867	13,106	-1,846	11,876	-23,25	25,498	-6,915	-2,328	15,606	22,819	-29,01	18,80	-6,267	-7,58	22,65	25,393	-38,84	27,08

Moments flechissants dans les poutres du portique 7-7 - bloc B

Niveau	Travée	G		P		SH		G + 1,2P			0,8G + SH			0,8G - SH			G + P + SH			G + P - SH		
		M _w	M _c	M _w	M _c	M _w	M _c	M _w	M _c	M _t	M _w	M _c	M _t	M _w	M _c	M _t	M _w	M _c	M _t	M _w	M _c	M _t
II	0-1	-5,37	-1,02	-0,71	-0,14	-2,24	3,82	-6,22	-1,19	4,11	-6,54	3,00	3,9	-2,06	-4,64	2,32	-8,32	2,8	4,74	-3,84	-4,84	3,15
	1-2	-1,02	-5,37	-0,14	-0,71	-3,82	2,24	-1,19	-6,22	4,11	-4,64	-2,06	3,9	3,00	-6,54	2,32	-4,98	-3,84	4,74	2,66	-8,32	3,15
I	3-4	-4,84	-1,53	-2,30	-0,72	-5,20	8,14	-7,60	-2,39	6,59	-9,07	6,92	4,51	1,34	-9,36	1,57	-12,34	5,89	7,47	-1,94	-10,39	4,53
	4-5	-1,53	-4,84	-0,72	-2,30	-8,14	5,20	-2,39	-7,60	6,59	-9,36	1,34	4,51	6,92	-9,07	1,57	-10,09	-1,94	7,47	6,19	-12,34	4,53

Moments flechissants dans les poutres du portique 7-7 - bloc A

Niveau	Travée	G		P		SH		G + 1,2P			0,8G + SH			0,8G - SH			G + P + SH			G + P - SH		
		M _c	M _w	M _c	M _w	M _c	M _w	M _c	M _w	M _t	M _c	M _w	M _t	M _c	M _w	M _t	M _c	M _w	M _t	M _c	M _w	M _t
II	2-3	-1,187	-4,72	-0,12	-0,48	-4,99	4,25	-1,33	-5,31	1,853	-5,94	0,47	0,84	4,09	-8,03	0,098	-6,30	-0,96	2,14	3,68	-9,46	1,39
	3-5	-6,35	-6,35	-0,65	-0,65	-2,39	2,40	-7,14	-7,14	5,195	-7,47	-2,68	3,13	-2,70	-7,49	3,15	-9,40	-4,61	4,98	-4,62	-9,41	4,99

Moments fléchissants dans les poutres du portique A-A - bloc A

Niveau	travée	G		P		SH		G+1,2P			0,8G+SH			0,8G-SH			G+P+SH			G+P-SH		
		M _c	M _w	M _c	M _w	M _c	M _w	M _c	M _w	M _t	M _c	M _w	M _t	M _c	M _w	M _t	M _c	M _w	M _t	M _c	M _w	M _t
II	2-3	-0,049	-2,36	-0,008	-0,399	-11,97	10,37	-0,058	-2,84	1,328	-12	8,48	1,520	11,93	-12,25	-0,079	-12,03	7,61	2,057	11,91	-13,13	0,457
	3-5	-0,874	-2,05	-0,147	-0,346	-8,71	8,62	-1,05	-2,463	1,073	-8,01	6,98	0,561	9,41	-10,25	0,471	-9,73	6,22	1,046	7,68	-11,10	0,956
	5-7	-1,00	-1,94	-0,169	-0,378	-6,96	6,02	-1,203	-2,336	1,062	-7,76	4,46	0,977	6,16	-7,57	0,037	-9,13	3,75	1,461	4,79	-8,29	0,521
	7-9	-1,028	-1,84	-0,173	-0,312	-6,26	6,64	-1,236	-2,229	1,097	-7,08	5,13	0,368	5,44	-8,08	0,718	-7,46	4,45	0,851	5,06	-8,77	1,201
	9-11	-1,045	-1,77	-0,177	-0,299	-5,68	4,86	-1,257	-2,129	1,126	-6,516	3,44	0,908	4,84	-6,27	0,149	-6,90	2,79	1,460	4,46	-6,93	0,645
	11-14	-1,215	-1,35	-0,205	-0,228	-5,77	7,49	-1,461	-1,626	1,250	-6,742	6,41	-0,202	4,79	-8,57	1,517	-7,19	5,91	0,318	4,35	-9,07	2,038
I	12-15	-0,234	-1,62	-0,041	-0,286	-13,16	12,98	-0,283	-1,967	0,516	-13,79	11,66	0,300	13,42	-14,29	0,120	-13,88	11,07	0,564	13,35	-14,19	0,284

Moments fléchissants dans les poutres du portique - 5-5 bloc B

Niveau	travée	G		P		SH		G+1,2P			0,8G+SH			0,8G-SH			G+P+SH			G+P-SH		
		M _w	M _c	M _w	M _c	M _w	M _c	M _w	M _c	M _t	M _w	M _c	M _t	M _w	M _c	M _t	M _w	M _c	M _t	M _w	M _c	M _t
II	0-1	-8,71	-1,85	-1,25	-0,27	-2,91	3,46	-10,21	-2,17	8,24	-9,87	1,98	5,28	-4,06	-4,94	4,72	-12,87	13,44	8,18	-7,05	-5,58	7,62
	1-2	-7,25	-8,25	-1,08	-1,18	-1,46	2,91	-8,55	-9,66	5,75	-7,26	-3,69	3,73	-4,34	-9,51	2,39	-9,79	-6,52	6,73	-6,87	-12,34	4,69
	2-3	-0,085	-6,54	-0,01	-0,94	-4,10	3,02	-0,097	-7,67	-2,02	-4,17	-2,21	-2,26	4,03	-8,25	-1,8	-4,20	-4,46	-1,94	4,01	-10,50	-0,86
I	4-5	-8,79	-2,82	-4,52	-1,44	-5,80	7,74	-14,21	-4,35	12,78	-12,83	5,48	5,51	-1,23	-9,99	3,54	-19,11	3,48	12,57	-7,51	-12,00	10,63
	5-6	-7,62	-8,03	-2,17	-4,13	-3,49	5,80	-10,12	-12,98	10,85	-9,59	-0,62	4,14	-2,60	-12,23	1,34	-13,28	-6,36	10,81	-6,29	-12,96	8,51
	6-7	-0,14	-5,94	-0,057	-3,04	-9,95	7,22	-10,82	-9,59	-1,63	-10,06	2,47	-2,89	9,84	-11,97	-0,17	-10,15	-1,76	-2,89	9,75	26,20	-0,17

Moments fléchissants dans les poutres du portique 1-1 - bloc A

Niveau	travée	G		P		S _H		G + 1,2 P			0,8G + S _H			0,8G - S _H			G + P + S _H			G + P - S _H		
		M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t
II	3-4	-0,845	-2,847	-0,135	-0,457	6,753	-5,884	-1,007	-3,395	1,422	6,077	-6,162	1,150	-7,929	3,606	0,280	5,773	-9,188	1,769	-7,733	2,580	0,899
	4-7	-4,164	-4,164	-0,668	-0,668	2,661	-2,809	-4,965	-4,965	3,687	-0,670	-6,140	1,861	-5,992	-0,522	2,009	-2,191	-7,641	3,402	-7,493	-2,023	3,550
	7-10	-2,847	-0,845	-0,457	0,135	4,865	-5,560	-3,395	-1,007	1,422	-2,578	-6,236	0,547	-7,52	4,484	1,241	1,561	-6,540	0,987	-9,169	4,580	1,681
I	2-5	-1,356	-4,496	-0,268	-0,890	11,513	-10,487	-1,677	-5,564	1,950	10,928	-14,004	1,324	-12,598	6,890	0,298	9,889	-15,873	2,307	-13,137	5,101	1,281
	5-8	-7,792	-7,792	-1,780	-1,780	4,576	-4,790	-9,928	-9,928	7,882	-1,657	-11,024	3,500	-10,809	-1,444	3,714	-4,996	-14,362	7,213	-14,148	4,800	7,427
	8-11	-4,496	-1,356	-0,890	-0,268	8,190	-8,895	-5,564	-1,677	1,950	4,593	-9,980	0,661	-11,787	7,810	1,367	2,80	-10,519	1,441	-13,576	7,271	2,147

Moments fléchissants dans les poutres du portique A - A - bloc B

Niveau	travée	G		P		S _H		G + 1,2 P			G + P + S _H			G + P - S _H			0,8G + S _H			0,8G - S _H		
		M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _t	M _w	M _e	M _t	M _w	M _e	M _t	M _w	M _e	M _t	M _w	M _e	M _t
II	0-1	-0,819	-0,124	-0,095	-0,014	2,795	-1,859	-0,933	-0,141	0,743	-2,77	2,66	1,188	0,945	-2,93	0,248	-2,51	2,68	0,945	1,20	-2,89	0,005
II	1-2	-0,642	-0,785	-0,074	-0,091	1,859	-1,859	-0,731	-0,894	0,501	-2,57	0,98	0,477	1,14	-2,74	0,477	-2,37	1,23	0,282	1,34	-2,49	0,282
II	2-3	-0,642	-0,642	-0,074	-0,074	1,859	-1,859	-0,731	-0,731	0,572	-2,57	1,125	0,548	1,14	-2,57	0,548	-2,37	1,34	0,339	1,34	-2,37	0,339
I	7-8	-0,752	-0,189	-0,322	-0,081	7,805	-4,354	-1,138	-0,216	1,060	-5,43	7,53	2,702	3,28	-8,07	-0,758	-4,95	7,65	2,161	3,75	-7,95	-1,298
I	8-9	-0,608	-0,707	-0,261	-0,303	4,354	-4,354	-0,921	-1,071	0,873	-5,22	3,34	0,785	3,48	-5,36	0,785	-4,84	3,79	0,282	3,87	-4,92	0,282
I	9-10	-0,608	-0,608	-0,261	-0,261	4,354	-4,354	-0,921	-0,921	0,922	-5,22	3,48	0,834	3,48	-5,22	0,834	-4,84	3,87	0,321	3,87	-4,84	0,321

-14-

Efforts tranchants dans les poutres du portique A-A - bloc A

travée	G		P		S _H		G+1,2P		0,8G+S _H		0,8G-S _H		G+P+S _H		G+P-S _H	
	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w
2-3	1,670	-3,009	0,282	-0,509	6,210	6,210	2,008	-3,620	7,546	3,804	-4,874	-8,616	8,162	2,692	-4,258	-9,728
3-5	2,039	-2,685	0,345	-0,454	4,770	4,770	2,453	-3,230	6,401	2,622	-3,138	-6,918	7,154	1,631	-2,386	-7,909
5-7	2,197	-2,695	0,372	-0,456	3,453	3,453	2,625	-3,242	5,211	1,297	-1,695	-5,609	6,022	0,302	-0,884	-6,604
7-9	2,114	-2,567	0,357	-0,434	3,576	3,576	2,542	-3,088	5,267	1,522	-1,885	-5,629	6,047	0,575	-1,105	-6,577
9-11	2,163	-2,561	0,366	-0,433	2,902	2,902	2,602	-3,080	4,632	0,853	-1,171	-4,971	5,431	-0,092	-0,378	-5,776
11-14	2,301	-2,378	0,389	-0,402	3,687	3,687	2,768	-2,860	5,528	1,785	-1,846	-5,589	6,377	0,907	-0,997	-6,467
12-15	0,808	-1,841	0,143	-0,325	7,264	7,264	0,979	-2,231	7,910	5,791	-6,617	-3,737	8,215	5,098	-6,313	-9,430

Efforts tranchants dans les poutres du portique 1-1 - bloc A

travée	G		P		S _H		G+1,2P		0,8G+S _H		0,8G-S _H		G+P+S _H		G+P-S _H	
	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w
3-4	2,239	-3,241	0,359	-0,520	-3,159	-3,159	2,670	-3,865	-1,368	-5,752	4,950	0,566	-0,561	-6,920	5,757	-0,602
4-7	4,247	-4,247	0,682	-0,682	-0,882	-0,882	5,065	-5,065	2,515	-4,279	4,279	-2,515	4,047	-5,811	5,811	-4,047
7-10	3,241	-2,239	0,520	-0,359	-2,606	-2,606	3,865	-2,670	-0,013	-4,397	5,199	0,815	1,155	-5,204	6,367	0,008
2-5	3,155	-4,725	0,673	-1,007	-5,500	-5,500	3,963	-5,933	-2,976	-9,280	8,024	1,720	-1,672	-11,232	9,328	-0,232
5-8	7,936	-7,936	1,692	-1,692	-1,511	-1,511	9,966	-9,966	4,838	-7,860	7,860	-4,838	8,117	-11,139	11,139	-8,117
8-11	4,725	-3,155	1,007	-0,673	-4,271	-4,271	5,933	3,963	-0,491	-6,715	8,051	1,747	1,461	-8,099	10,003	0,443

Efforts tranchants dans les poutres du portique A-A - bloc B

travée	G		P		S _H		G+1,2P		G+P+S _H		G+P-S _H		0,8G+S _H		0,8G-S _H	
	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
0-1	-1,27	0,916	-0,147	0,106	-1,11	-1,11	-1,45	1,04	-2,53	-0,09	-0,31	2,13	-2,13	-0,38	0,09	1,84
1-2	-1,06	1,130	-0,122	0,131	-0,88	-0,88	-1,21	1,29	-2,06	0,38	-0,30	2,14	-1,73	0,02	0,03	1,73
2-3	-1,09	1,090	-0,127	0,127	-0,88	-0,88	-1,24	1,24	-2,09	0,34	-0,34	2,10	-1,75	-0,01	0,01	1,75
7-8	-1,18	0,890	-0,505	0,381	-2,89	-2,89	-1,79	1,35	-4,54	-1,62	1,21	4,16	-3,83	-2,18	1,95	3,60
8-9	-1,01	1,06	-0,433	0,484	-2,07	-2,07	-1,53	1,60	-3,51	-0,56	0,63	3,58	-2,88	-1,22	1,26	2,92
9-10	-1,04	1,04	-0,444	0,444	-2,07	-2,07	-1,57	1,57	-3,55	-0,58	0,59	3,55	-2,90	1,24	1,24	2,90

Efforts tranchants dans les poutres du portique S.S. bloc B

travée	G		P		S _H		G+1,2P		0,8G+S _H		0,8G-S _H		G+P+S _H		G+P-S _H	
	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c
0-1	-8,98	6,63	-1,29	0,95	-1,07	-1,07	-10,53	7,79	-8,21	4,29	-6,16	6,35	-11,30	6,57	-9,24	8,63
1-2	-7,69	7,93	-1,10	1,14	-0,705	-0,705	-9,01	9,300	-6,86	5,64	-5,45	7,05	-9,49	8,36	-8,88	9,77
2-3	0,82	3,86	0,17	0,52	-2,375	-2,375	1,12	4,49	-1,64	0,71	3,11	5,46	-1,28	2,00	3,46	6,75
4-5	-8,79	6,77	-4,53	3,49	-2,185	-2,185	-14,23	10,96	-9,22	3,23	-4,85	7,60	-15,50	8,07	-11,13	13,44
5-6	-6,94	8,63	-3,68	4,34	-1,500	-1,500	-11,36	13,84	-7,05	5,40	-4,05	8,40	-12,12	11,47	-9,12	14,47
6-7	0,72	3,60	0,49	1,71	-5,724	-5,724	1,31	5,65	-5,15	-2,85	6,30	8,60	-4,51	-0,41	6,93	11,03

Efforts tranchants dans les poutres du portique 7-7 - bloc B.

travée	G		P		S _H		G+1,2P		0,8G+S _H		0,8G-S _H		G+P+S _H		G+P-S _H	
	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c
0-1	-5,02	3,54	-0,65	0,46	-0,97	-0,97	-5,79	4,09	-4,98	1,85	-3,03	3,81	-6,66	3,02	-4,68	4,98
1-2	-3,54	5,01	-0,46	0,65	-0,979	-0,979	-4,09	5,79	-3,81	3,03	-1,85	4,98	-4,98	4,68	-3,02	6,64
3-4	-4,77	3,65	-2,27	1,74	-2,153	-2,153	-7,49	5,74	-5,97	0,77	-1,66	5,07	-9,19	3,24	-9,88	7,54
4-5	-3,65	4,77	-1,74	2,27	-2,153	-2,153	-5,74	7,49	-5,07	1,66	-0,77	5,97	-7,54	4,88	-3,24	9,19

Efforts tranchants dans les poutres du portique 7-7 - bloc A.

travée	G		P		S _H		G+1,2P		0,8G+S _H		0,8G-S _H		G+P+S _H		G+P-S _H	
	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w
2-3	3,39	-5,16	0,34	-0,53	-2,31	-2,31	3,81	-5,80	0,40	-6,49	5,02	-1,82	1,43	-8,00	6,05	-3,38
3-5	6,63	-6,63	0,68	-0,68	-0,77	-0,77	7,45	-7,45	4,53	-6,08	6,08	-4,53	6,54	-8,08	8,08	-6,54
5-7	5,16	-3,39	0,53	-0,34	-2,41	-2,41	5,80	-3,81	1,71	-5,13	6,54	-0,30	3,28	-6,15	8,10	-1,33

Efforts tranchants dans les poutres des portiques 3, 4, 5, 6 - bloc A.

Portiq	G		P		S _H		G+1,2P		0,8G+S _H		0,8G-S _H		G+P+S _H		G+P-S _H	
	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w	T _c	T _w
3	18,81	-18,81	3,05	-3,05	-1,53	-1,53	22,48	-22,47	13,52	-16,57	16,58	-13,52	20,34	-23,39	23,39	-20,34
4	18,81	-18,81	3,05	-3,05	-1,66	-1,66	22,48	-22,48	13,39	-16,72	16,72	-13,39	20,20	-23,53	23,53	-20,20
5	18,81	-18,81	3,05	-3,05	-1,79	-1,79	22,48	-22,48	13,26	-16,85	16,85	-13,26	20,07	-23,66	23,66	-20,07
6	18,81	-18,81	3,05	-3,05	-1,84	-1,84	22,48	-22,48	13,21	-16,90	16,90	-13,21	20,02	-23,71	23,71	-20,02

FERROVIALE

FERRAILLAGE DES POTEAUX

La vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables doit être effectuée avec les contraintes admissibles, du 1^{er} genre majorées de 50% RPA.

• Armatures longitudinales RPA (Art 4.2.3.1)

Les armatures longitudinales doivent être en HA, droites et sans crochets.

pourcentage minimum = $w_{min} = 1\%$ en zone II

pourcentage maximum = $w_{max} = 4\%$ " "

Le diamètre minimum des aciers : $\phi_{min} = 14 \text{ mm}$ en zones II et III

longueur de recouvrement minimale est de 50ϕ en zones I et II

la distance maximale entre les barres verticales dans une face de poteau est de zone 25cm.

les jonctions par recouvrement doivent être à l'extérieur des zones nodales.

• Armatures transversales :

Elles auront un diamètre minimum de 6mm (HA) et 8mm (Adx) avec des pourcentages minimums ρ_{t1} et ρ_{t2} égaux à 0,3% ($\rho_{ti} = \frac{A_{ti}}{b \cdot t}$).

la section $A_t = \frac{1,25 T t}{h_j \nu_{ent}}$

la quantité d'armature minimale $A_t = 0,004 \cdot t \cdot b$ en zone II.

espacement : zone nodale $t \leq (10\phi ; 15 \text{ cm})$; zone courante $t \leq 12\phi$.

• Ferrailage des poteaux :

par simplification, on ne fait pas état dans les calculs des efforts tranchants dans les poteaux (Art 15 CCBA 68). On fera le calcul sous S_{P1} et sous la plus défavorable des combinaisons sous S_{P2} et on optera pour la plus grande section d'acier.

on distingue 3 types d'efforts :

- N^{min} ; M^{corr} pour le calcul des armatures tendues.
- N^{max} ; M^{corr} } pour le calcul des armatures comprimées.
- N^{corr} ; M^{max} }

• Méthode de calcul :

on adopte la méthode citée dans l'exposé de Pierre Charron.

on a que des poteaux rectangulaires d'où :

$$-\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si} \quad e_0 = \frac{M}{N} \geq \frac{h_t}{2}$$

$$-\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right)\bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si} \quad e_0 = \frac{M}{N} < \frac{h_t}{2} \quad \text{avec} \quad e_1 = \frac{h_t}{6}$$

* Ferrailage d'une section partiellement comprimée (S.P.C) : $e_0 > e_1$

L'effort normal N est appliqué en dehors du noyau central de la section homogène.

Le ferrailage sera symétrique.

• méthode à Suivre :

On calcule le moment fictif $M_f = N \cdot f$ avec $f = \frac{ht}{2} - d + e_0$

la section d'armatures est calculée sous M_f en F.S

on a 2 cas :

- si $\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_b$ pas d'armatures comprimées.

. la section en flexion simple ($A_{f.s}$) sera égale à $\frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = A_{f.s}$

. la section d'acier en flexion composée sera égale à $A_{f.c} = A_{f.s} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$ ($N < 0 \rightarrow$ traction)

- si $\bar{\sigma}'_b > \bar{\sigma}'_b$ les armatures comprimées sont nécessaires.

on calcule les sections d'aciers en flexion simple $A'_{f.s}$ et $A_{f.s}$ sous M_f

les sections en flexion composée seront : $A'_{f.c} = A'_{f.s}$ et $A_{f.c} = A_{f.s} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$

* Ferraillage d'une section entièrement comprimée (S.E.C) : $e_0 \leq e_1$.

on ferraillage symétriquement, on calcule $\bar{\sigma}'_b$ comme précédemment puis on

calcule successivement $\delta' = \frac{d'}{h_t}$; $\rho = \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot \frac{ht}{N}$ et $\beta = \frac{6M_{ab}}{ht \cdot N} = \frac{6}{ht} \cdot e_0$.

avec $M_{ab} = M^{\pm}$ de flexion, par rapport, au C.D.G du béton seul

$C = 0,27(1 - 2\delta')^2 \rho$; $D = 0,3(\rho - \beta) - 0,9(1 - \rho)(1 - 2\delta')^2$; $E = -1 - \beta + \rho$

$B'_0 = bh_t + 2nA'$; $I = \frac{bh_t^3}{12} + 2nA'(\frac{ht}{2} - \delta'ht)$ avec $A' = A'_1 + A'_2$

on aura $C\tilde{\omega}^2 + D\tilde{\omega} + E = 0$

donc le pourcentage d'acier est de $\tilde{\omega} = \tilde{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$

d'où en déduisant : $A'_1 = A'_2 = \frac{\tilde{\omega} bh_t}{100}$

. calcul de $A'_{f.s}$ et de $A_{f.s}$:

$\bar{\sigma}_a = K\bar{\sigma}'_b$ et $\bar{\sigma}'_a = \frac{15(a - \delta')}{\alpha} \bar{\sigma}'_b$ avec $\delta' = \frac{d'}{h}$

$M_0 = \mu' b h^2 \bar{\sigma}'_b$; $\Delta M = M - M_0$ d'où :

$A'_{f.s} = \frac{\Delta M}{(h - d') \bar{\sigma}'_a}$ et $A_{f.s} = \tilde{\omega} \frac{bh}{100} + \frac{\Delta M}{(h - d') \bar{\sigma}_a}$ avec $\alpha, \mu', \tilde{\omega}$ sont donnés par le tableau.

* Pourcentage minimum d'armatures (Art 3.2.2 et 5.3.2 CCBA68).

$\omega_{el} = \frac{A_{el}}{B} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\bar{\sigma}'_m}{\bar{\sigma}'_{b0}}$ avec $\bar{\sigma}'_m =$ contrainte moyenne de compression dans le béton = $\frac{N'}{B'}$

• $\theta_1 =$ tient compte de l'excentricité = 1,8 pour poteau d'angle
= 1,4 pour poteau de rive
= 1,0 pour poteau central.

• $\theta_2 =$ dépend de la longueur de flambement du poteau $l_c = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$
avec : $a =$ petite dimension et $c =$ enrobage des armatures = 3cm

• $\theta_3 =$ dépend de la nature des aciers = $1 + \frac{2160}{\bar{\sigma}_{en}}$ avec $\bar{\sigma}_{en} = 4120$ bars.

en compression simple la section d'armature longitudinales doit vérifier :

• $A_{el} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}}$

$A_e \geq \frac{1}{15} \left(\frac{N}{\sigma_{bo}} - B \right)$ et $A_e \leq \frac{B}{20}$

le RPA exige que $\frac{B}{25} \leq A_e \leq \frac{B}{25}$

pour une section partiellement comprimée $\sigma_m = \frac{N'}{B'} = \frac{N'}{y_{1b}}$ avec $y_1 = \alpha h$ et $\alpha = \frac{n \sigma'_b}{n \sigma'_b + \sigma_a}$

* Flambement des poteaux :

la longueur de flambement d'un poteau d'un bâtiment à étage multiple est $l_c = 0,7 l_0$.
l'élanement du poteau $\lambda = \frac{l_c}{i}$ avec $i =$ rayon de giration.

. si $\lambda \leq 35$ le calcul se fera en flexion composée sans tenir compte du flambement.

. si $35 < \lambda < 50$ le calcul se fera en f. composé avec une excentricité accidentelle

$f_{1e} = 0,16 (\lambda - 35) e_0$ à ajouter à $\frac{h e}{2} - d$

Pour notre cas :

. longitudinalement :

$l_0 = 6,50m \} \rightarrow \lambda = \frac{0,7 l_0 \sqrt{N'}}{40} = 39,375 > 35$ on tient compte du flambement
 $l_0 = 6,00m \} \rightarrow \lambda = \frac{0,7 l_0 \sqrt{N'}}{40} = 36,37 > 35$ " " "

. transversalement :

$l_0 = 6,50m \rightarrow \lambda = \frac{0,7 l_0 \sqrt{N'}}{60} = 26,27 < 35$ donc pas de flambement.

* Vérification à l'effort tranchant :

$\tau_b = \frac{nT}{b z} \leq \bar{\tau}_b$ avec $T =$ effort tranchant

$z =$ bras de levier $= 7/8 h$

$b =$ largeur du poteau dans le sens considéré

$n = \begin{cases} 2 \text{ si } \lambda \geq 15 \text{ dans la direction considérée} \\ 3 \text{ si } \lambda < 15 \text{ dans la direction considérée} \end{cases}$

* armatures transversales :

Espacement des armatures : Art (32.3.2.3.3 CCBA68)

- zone courante :

$t = \min \begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{t_{min}}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_b} \right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_b} \right) \phi_{t_{min}} \end{cases}$ avec $\sigma'_b =$ contrainte moyenne du béton.

- zone de recouvrement :

$\delta \geq 3$

$\delta \geq 0,4 \frac{\phi_t^2}{\phi_t^2} \cdot \frac{\sigma_{ent}}{\sigma_{ent}}$

$A_t = \frac{1,25 T}{h_1 \sigma_{cn}}$ RPA (42.3.1.2)

zone courante : $\delta \leq 12 \phi$ ϕ plus petit diamètre de A_L

zone nodale : $\delta = \min(10 \phi, 15cm)$

quantité d'armatures transversales : $A_t = 0,004 \cdot \delta \cdot B_1$ en zone II

NIVEAU II						Poteaux $A_1 \equiv A_2$ $b = 40\text{cm}$ $h_t = 40\text{cm}$ - bloc A																
Solli	Sens	N	M	e_0	\bar{v}_b	μ	μ	K	E	\bar{v}'_b	\bar{v}'_a	K'	E	α	μ'	\bar{v}'_a	M_1	ΔM	A'	A_1	A	
SP ₂	L	4,46	1,164	26,09	137	1,877	0,0194	67	0,9390	41,791	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	1,983	0,39
	T	4,27	1,007	23,58	737	1,690	0,0175	70,25	0,9417	39,857	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	1,780	0,255
SP ₂ N _{max} M _{corr}	L	13,368	10,57	79,06	205,5	12,707	0,0875	27	0,8810	32,558	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	9,539	6,356
	T	7,989	9,089	113,76	205,5	10,364	0,0714	30,7	0,8906	155,55	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	7,690	5,796
SP ₂ N _{min} M _{corr}	L	0,503	6,40	1279,36	205,5	6,515	0,0449	40,8	0,9109	136,807	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	4,733	4,613
	T	0,465	4,884	1000,30	205,5	4,958	0,0341	48,10	0,9167	87,378	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	3,562	3,451
SP ₂ N _{corr} M _{max}	L	13,368	10,57	79,06	205,5	12,707	0,0875	27	0,8810	32,558	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	9,539	6,356
	T	7,989	9,089	113,76	205,5	10,366	0,0714	30,7	0,8906	155,55	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	7,698	5,796
NIVEAU I						Poteaux $A_1 \equiv A_2$ $b = 40$ $h_t = 40\text{cm}$ - bloc A.																
SP ₁	L	9,530	1,191	12,497	111,30	2,716	0,0281	54	0,9275	51,852	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	2,905	< 0
	T	7,406	0,751	9,499	101,30	2,016	0,0208	65,5	0,9379	42,748	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	2,132	< 0
SP ₂ N _{max} M _{corr}	L	20,109	17,776	85,05	205,5	20,32	0,140	19,8	0,8563	212,121	2346,03	21,483	0,8630	0,4109	0,1773	2249,02	18,888	1,432	1,990	13,987	9,199	
	T	19,617	12,063	61,49	205,5	15,201	0,105	23,90	0,8715	175,732	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	11,536	6,865
SP ₂ N _{min} M _{corr}	L	5,343	13,063	214,5	205,5	12,315	0,0848	27,5	0,8824	152,707	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	7,481	8,753
	T	1,033	9,490	967,08	205,5	10,155	0,0699	31,1	0,8915	135,048	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	7,534	7,288
SP ₂ N _{corr} M _{max}	L	20,109	17,776	85,05	205,5	20,32	0,140	19,80	0,8563	212,121	2346,03	21,483	0,8630	0,4109	0,1773	2249,02	18,888	1,432	1,990	13,987	9,199	
	T	19,617	12,063	61,49	205,5	15,201	0,105	23,90	0,8715	175,732	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	11,536	6,865

bloca ; Poteau A7 : Sens long ($h_t=40\text{cm}$; $b=50\text{cm}$ et $e_1=6,66\text{cm}$) ; Sens transv ($h_t=50\text{cm}$, $b=40\text{cm}$ et $e_1=8,33\text{cm}$)

Soil	Sens	N	M	e_0	$\bar{\sigma}'_b$	σ'_b	μ	K	E	σ'_b	$\bar{\sigma}'_a$	K'	E	α	μ'	$\bar{\sigma}'_a$	M_n	ΔM	A'	A_n	A
SP1	L	4,509	1,018	22,57	137	1,74	0,0151	76,5	0,9454	34,83	/	/	/	/	/	/	/	/	/	1,92	0,23
	T	6,315	1,333	21,10	126,34	2,596	0,0116	89	0,9519	29,94	/	/	/	/	/	/	/	/	/	1,89	<0
SP2 N ^{max} M ^{corr}	L	11,905	24,02	208,76	205,50	25,93	0,150	18,8	-	212,76	2291,2	20,95	0,8609	0,472	0,1796	2261,55	23,91	2,02	2,79	20,09	17,22
	T	9,147	9,58	109,8	205,5	11,40	0,0266	46,2	0,9183	86,58	/	/	/	/	/	/	/	/	/	5,747	3,460
SP2 N ^{min} M ^{corr}	L	2,878	19,93	692,49	205,5	20,39	0,1179	22,2	0,8656	180,78	/	/	/	/	/	/	/	/	/	16,35	15,63
	T	2,804	6,985	302,95	205,5	7,446	0,0344	47,8	0,9904	83,68	/	/	/	/	/	/	/	/	/	4,50	3,95
SP2 N ^{corr} M ^{max}	L	11,905	24,02																	20,09	17,22
	T	9,147	9,58																	5,747	3,46

IDEM A
LA = 50cm

bloca : Poteau A6 : Sens long ($h_t=40\text{cm}$; $b=60\text{cm}$ et $e_1=6,66\text{cm}$) ; Sens trans ($h_t=60$, $b=40\text{cm}$ et $e_1=10\text{cm}$)

SP1	L	3,076	2,083	22,94	137	3,535	0,0255	57,0	0,9306	46,76	/	/	/	/	/	/	/	/	/	3,95	0,53
	T	25,48	23,75	93,21	137	30,12	0,1453	19,3	0,8542	138,08	1705,32	20,20	0,8580	0,4261	0,1828	1608,44	29,21	0,91	1,18	29,54	14,98
SP2 N ^{max} M ^{corr}	L	9,514	26,595	279,53	205,5	28,11	0,1356	20,2	0,8580	198,00	/	/	/	/	/	/	/	/	/	22,75	20,37
	T	27,08	38,84	143,42	205,5	45,61	0,1967	19,2	0,8538	208,3	2296,38	20,90	0,8607	0,478	0,1798	2262,73	43,09	2,52	2,32	24,49	17,72
SP2 N ^{min} M ^{corr}	L	5,761	25,23	438,03	205,5	26,15	0,1261	21,2	0,8619	188,68	/	/	/	/	/	/	/	/	/	21,06	19,62
	T	15,6	6,91	44,29	205,5	10,81	0,0347	47,60	0,9201	81,03	/	/	/	/	/	/	/	/	/	5,43	1,53
SP2 N ^{corr} M ^{max}	L	8,069	30,64	379,72	205,5	31,93	0,1540	18,5	0,8508	216,21	2296,38	20,9	0,8607	0,478	0,1798	2262,73	28,73	3,20	4,35	25,24	23,32
	T	27,08	38,84	143,2	205,5	45,61	0,1467	19,2	0,8538	208,23	2296,38	20,9	0,8607	0,478	0,1798	2262,73	43,09	2,52	2,32	24,49	17,72

11

bloc A : Poteau A ₃ : sens long (h _t = 40 cm ; b = 60 cm) ; Sens trans (h _t = 60 cm ; b = 40 cm)																					
Soll	Sens	N	M	e ₀	$\bar{\sigma}'_b$	μ	μ	K	E	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}'_a$	K'	E	α	μ'	$\bar{\sigma}'_a$	M ₁	ΔM	A'	A ₁	A
SP ₁	L	9,651	1,186	20,87	137	3,558	0,0257	56,55	0,9303	47,126	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3,986	0,364
	T	26,38	20,37	77,21	137	26,96	0,13001	20,8	0,8609	128,12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	21,76	11,86
SP ₂ N _{max} M _{corr}	L	14,359	16,58	196,19	205,5	30,45	0,1469	19,15	0,8536	208,87	2295,14	20,9	0,8607	0,4178	0,1798	2262,73	23,91	6,54	9,032	21,275	17,68
	T	27,604	32,97	119,43	205,5	39,87	0,1281	21	0,8611	190,47	—	—	—	—	—	—	—	—	—	21,43	14,53
SP ₂ N _{min} M _{corr}	L	2,88	15,57	918,62	205,5	26,916	0,1298	20,8	0,8603	192,30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	21,72	21,00
	T	16,65	5,15	30,8	205,5	9,29	0,0298	52	0,9264	76,92	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4,65	0,487
SP ₂ N _{corr} M _{max}	L	4,618	18,89	695,05	205,5	32,839	0,1584	18,14	0,8491	217,39	2295,14	20,9	0,8607	0,4178	0,1798	2262,73	23,91	8,92	12,32	26,26	25,105
	T	27,604	32,97	119,43	205,5	39,87	0,1281	21	0,8611	190,47	—	—	—	—	—	—	—	—	—	21,43	14,53
bloc A : Poteau A ₅ : sens long (h _t = 40 cm ; b = 60 cm) ; Sens trans (h _t = 60 cm , b = 40 cm)																					
SP ₁	L	9,132	1,615	17,68	129,06	3,077	0,0222	61,5	0,9306	43,33	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3,430	0,01
	T	25,78	22,5	87,24	137	28,87	0,1392	19,85	0,8565	134,21	—	—	—	—	—	—	—	—	—	23,42	13,74
SP ₂ N _{max} M _{corr}	L	12,726	21,65	170,12	205,5	23,68	0,1142	22,70	0,8674	176,21	—	—	—	—	—	—	—	—	—	18,97	15,778
	T	27,324	37,182	136,07	205,5	41,52	0,1334	20,45	0,8590	195,59	—	—	—	—	—	—	—	—	—	22,37	15,54
SP ₂ N _{min} M _{max}	L	3,385	20,42	603,24	205,5	20,95	0,1010	24,6	0,8737	162,60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	16,652	15,805
	T	15,90	6,76	42,51	205,5	10,65	0,0342	48	0,9206	83,33	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5,35	1,38
SP ₂ N _{corr} M _{max}	L	5,209	24,79	475,91	205,5	25,62	0,1236	21,50	0,8630	186,04	—	—	—	—	—	—	—	—	—	20,616	19,306
	T	27,324	37,182	136,07	205,5	43,98	0,1413	19,65	0,8557	203,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	23,79	16,959

bloc A : Poteau A ₄ : sens long (h _t = 40cm ; b = 60cm) ; sens trans (h _t = 60cm ; b = 40cm)												
Solli	Sens	N	M	e ₀	$\bar{\sigma}_b$	ν	μ	K	ϵ	σ'_b	A ₁	A
SP ₁	L	9,211	1,238	16,38	124,60	2,980	0,0215	63	0,9359	42,30	4,45	0,990
	T	26,08	21,38	81,97	137	27,64	0,0888	26,7	0,8801	99,81	21,81	12,023
SP ₂ N ^{max} , N ^{corr} M ^{corr} , M ^{max}	L	17,52	18,42	108,24	205,5	25,26	0,1218	21,72	0,8638	184,16	20,307	15,927
	T	27,47	34,987	127,35	205,5	41,75	0,1342	20,35	0,8586	176,56	22,51	15,642
SP ₂ N ^{min} M ^{corr}	L	0,44	13,527	3747,82	205,5	16,56	0,0799	28,6	0,8853	139,86	12,99	12,88
	T	16,27	5,981	36,75	205,5	9,924	0,0319	50	0,9231	80	4,977	0,91

bloc A : Poteaux B ₁ , C ₁ Sens Transversal (h _t = 40cm, b = 40cm)													
Niv	Solli	Sens	N	M	e ₀	$\bar{\sigma}_b$	ν	μ	K	ϵ	σ'_b	A ₁	A
II	SP ₁	T	10,529	1,910	13,14	130,5	3,595	0,0372	45,8	0,9178	61,135	3,886	0,127
	SP ₂	T	13,029	8,727	66,98	205,5	10,811	0,0745	29,9	0,8860	140,47	8,070	4,168
	SP ₂	T	4,493	9,599	170,64	205,5	10,317	0,0711	30,8	0,8908	136,36	7,659	6,470
	SP ₂	T	7,58	11,78	155,40	205,5	12,992	0,0895	26,6	0,8798	157,89	9,767	7,962
I	SP ₁	T	27,629	2,454	8,88	98,94	6,874	0,0710	30,8	0,8908	90,910	7,655	< 0
	SP ₂	T	34,368	11,39	33,14	205,5	16,888	0,1163	22,40	0,8663	187,5	12,893	4,71
	SP ₂	T	12,413	11,142	91,00	205,5	13,282	0,0915	26,20	0,8786	160,31	9,998	7,042
	SP ₂	T	19,33	13,720	70,97	205,5	16,811	0,1158	22,45	0,8666	187,082	12,830	8,228

bloc A : Poteaux B ₁ , C ₁ Sens longitudinal (h _t = 40cm ; b = 40cm)													
Niv	Solli	Sens	N'	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}'_a$	σ'_b	σ'_a	B'	A'	θ_1	θ_2	θ_3	A _{min}
II	SP ₁	L	10,529	68,5	2800	68,5	1027,5	1600	< 0	1,795	1,4	1,524	0,736
	SP ₂	L	13,029	102,75	4200	102,75	1541,25	1600	< 0	1,795	1,4	1,524	0,910
	SP ₂	L	4,993	102,75	4200	102,75	1541,25	1600	< 0	1,795	1,4	1,524	0,349
	SP ₂	L	7,58	102,75	4200	102,75	1541,25	1600	< 0	1,795	1,4	1,524	0,530
I	SP ₁	L	27,629	68,5	2800	68,5	1027,5	1600	< 0	1,346	1,4	1,524	1,448
	SP ₂	L	34,368	102,75	4200	102,75	1541,25	1600	< 0	1,346	1,4	1,524	1,801
	SP ₂	L	12,413	102,75	4200	102,75	1541,25	1600	< 0	1,346	1,4	1,524	0,651
	SP ₂	L	19,33	102,75	4200	102,75	1541,25	1600	< 0	1,346	1,4	1,524	1,013

calcul des armatures minimales :

Poteaux	Niveau	Sens	Solli	N(+)	$\bar{\sigma}_b$	y_1	σ'_m	σ_2	A_{Lmin}
A7 $\theta_1 = 1,8$		L	S.P.C	4,509	137	15,24	5,92	3,564	2,110
		T	S.P.C	6,315	126,34	18,56	8,50	2,785	2,840
A6 $\theta_1 = 1,4$		L	"	9,097	137	15,24	9,93	3,564	3,304
		T	"	25,480	137	23,70	26,87	3,483	8,740
A5 $\theta_1 = 1,4$		L	"	9,132	129,11	14,72	10,33	3,820	3,680
		T	"	25,780	137	23,70	27,194	2,631	6,680
A4 $\theta_1 = 1,4$		L	"	9,214	114,54	13,69	11,217	4,076	4,270
		T	"	26,68	137	23,70	27,51	2,779	4,680
A3 $\theta_1 = 1,4$		L	"	9,651	110,60	13,39	12,01	4,333	4,86
		T	"	26,38	137	23,70	27,82	2,927	7,22
A1 = A2 $\theta_1 = 1,8$	II	L	"	4,46	137	15,24	7,316	3,051	1,78
		T	"	4,27	137	15,24	7,004	2,794	1,56
	I	L	"	7,906	120,13	14,09	14,03	2,538	2,85
		T	"	9,432	95,79	12,20	19,32	2,346	3,62
B1 $\theta_1 = 1,4$	II	L	C.S	10,529	68,5	—	—	3,051	1,24
		T	S.P.C	10,529	131,5	14,87	17,70	2,794	2,02
	I	L	C.S	27,629	68,5	—	—	2,538	2,728
		T	S.P.C	27,629	98,94	12,47	55,39	2,346	8,089
B7 $\theta_1 = 1,4$		L	C.S	15,75	68,5	—	—	3,564	1,43
		T	S.P.C	15,75	96,72	15,69	25,095	2,785	5,44

Verification à l'effort tranchant pour les poteaux
Sens longitudinal

Poteaux	Niveau	l_c (cm)	a (cm)	λ	n	T (Kg)	z (cm)	Z_b	\bar{Z}_b
A7 $b=50$		3,50	40	30,31	2	5886,77	31,5	7,475	40,5
A6 $b=60$		3,50	40	30,31	2	8490,01	31,5	8,98	40,5
A5 $b=60$		3,85	40	33,34	2	6354,77	31,5	6,72	40,5
A4 $b=60$		4,20	40	36,37	2	4037,29	31,5	4,27	40,5
A3 $b=60$		4,55	40	39,37	2	4166,34	31,5	4,408	40,5
A1 = A2 $b=40$	II	2,80	40	24,25	2	4395,13	31,5	6,97	40,5
	I	2,10	40	18,18	2	6568,59	31,5	10,37	40,5

Sens transversal

Poteaux	Niveau	$l_c(m)$	a_{accm}	λ	n	$T(Kg)$	β	Z_b	\bar{Z}_b
$A_7 b=40$		3,50	50	24,24	2	2986,37	40,25	3,71	40,5
$A_6 b=40$		3,50	60	20,20	2	5595	48,125	5,813	40,5
$A_5 b=40$		3,85	60	22,23	2	4915	48,125	5,106	"
$A_4 b=40$		4,20	60	24,25	2	4160	48,125	4,322	"
$A_3 b=40$		4,55	60	26,27	2	3510	48,125	3,647	"
$A_1 = A_2$ $b=40$	II	2,80	40	24,25	2	4029,05	31,50	6,395	"
	I	2,10	40	18,18	2	5985,98	31,50	9,501	"

Choix des armatures des poteaux.

Poteaux	SP_1				SP_2				A_{min}		RPA	Section adoptée				
	A		A'		A		A'		A_{min}			A		A'		
	L	T	L	T	L	T	L	T	L	T		L	T	L	T	
A_7	0,23	/	/	/	17,22	4,50	2,79	/	2,11	2,04	20	4T25	2T25 + 1T14	4T25 + 1T14	2T25	
A_6	0,53	14,98	/	1,18	23,32	17,72	4,35	2,32	3,304	4,74	24	4T25 + 2T16	3T25 + 2T16	4T25 + 2T16	3T25 + 1T16	
A_5	0,01	13,74	/	/	10,306	16,95	/	/	3,68	6,68	24	4T25	3T25 + 1T16	4T25	3T25 + 1T16	
A_4	0,99	12,023	/	/	15,921	15,642	/	/	4,27	4,68	24	"	"	"	"	
A_3	0,364	11,86	/	/	25,105	14,53	12,32	/	4,86	7,22	24	4T25 + 2T20	3T25 + 2T20 + 1T14	4T25 + 2T20	3T25 + 2T20 + 1T14	
A_1	II	0,33	0,255	/	/	6,356	5,796	/	/	1,78	1,56	16	3T20	2T20 + 1T14	3T20	2T20 + 1T14
	I	0	0	/	/	9,199	7,238	1,99	/	2,35	3,62	16	"	"	"	"
B_1	II	0,736	0,124	/	/	/	7,962	/	/	1,24	2,02	16	4T20 + 1T14	3T20	2T20 + 1T14	3T20
	I	/	/	/	/	/	8,271	/	/	2,728	3,093	16	"	"	"	"
B_7	/	/	/	/	/	4,00	/	/	1,43	5,44	20	2T20 + 1T14	3T20	2T20 + 1T14	3T20	

Ferraillage des poteaux dont les sections sont entièrement comprimées sous SP_1 - Portique longitudinal A-A.

Poteaux	Niveau	N	e_0	$\bar{\sigma}_b$	f	δ	C	D	μ	A'
7-14	I	5,994	2,530	80,05	0,0832	0,0421	0,455	0,7075	< 0	< 0
1-8	II	4,474	0,84	72,34	0,0687	0,0115	0,479	0,7230	< 0	< 0
8-15	I	9,604	0,37	70,18	0,1520	0,0112	0,436	0,681	< 0	< 0

Ferraillage des poteaux dont les sections sont E.C sous SP_1 - portique transversal 5-5

Poteaux	Niveau	N	e_0	$\bar{\sigma}_b$	f	δ	C	D	μ	A'
4-5	II	21,28	2,77	81,14	0,2914	0,1614	0,285	0,5726	< 0	< 0
5-9	I	50,41	1,29	74,39	0,7529	0,1618	0,0444	0,3418	< 0	< 0
6-10	I	35,37	4,41	88,63	0,4434	0,3910	0,0862	0,4368	< 0	< 0

NB: tous les poteaux dont les sections sont soumises à la compression simple ont une section d'armature d'acier nulle ou inférieure à zéro, pour cela on adopte à ces poteaux la section minimale.

Les poteaux qui sont soumis à la compression simple sont:

Poteaux : 2-9 ; 9-16 ; 3-10 ; 10-17 du portique longitudinal A-A.

Ferraillage des poteaux - bloc B.

Ferrailage des poteaux dont la section est P.C sous SP_2 du portique longitudinal A-A - bloc B

Files	$SP_2 (N^{max}, M^{corr}) \equiv (N^{corr}, M^{max})$								$SP_2 (N^{min}, M^{corr})$							
	1		2		3		4		1		2		3		4	
Poteaux	0-7	7-14	1-8	8-15	2-9	9-16	3-10	10-17	0-7	7-14	1-8	8-15	2-9	9-16	3-10	10-17
N	3,929	10,363	4,527	10,294	3,980	8,50	4,014	8,562	0,26	0,75	2,77	3,93	0,8	4,62	2,37	4,67
M	4,227	6,430	4,490	7,310	4,460	7,310	4,46	7,31	3,37	6,43	3,74	6,098	3,72	6,098	3,72	6,098
e_0	107,6	62,04	99,18	71,01	112,06	86	111,11	85,37	1286,9	857,33	135,02	155,16	463,75	131,99	156,96	130,57
$\bar{\sigma}_b$	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
σ_g	4,699	7,668	5,025	6,544	4,935	6,33	4,937	8,305	3,377	6,519	4,085	6,563	3,80	6,652	4,03	6,654
μ	0,0767	0,1252	0,0820	0,1395	0,0806	0,1360	0,0806	0,1356	0,0551	0,1061	0,0671	0,1072	0,0620	0,1085	0,0652	0,1026
K	29,35	21,35	28,1	19,8	28,45	20,15	28,45	20,2	36,0	23,8	31,9	23,65	33,5	23,45	32,5	23,45
E	0,8872	0,8624	0,8840	—	0,8849	—	0,8849	—	0,9020	0,8711	0,8934	0,8706	0,8969	0,8699	0,8747	0,8699
σ'_b	143,10	196,72	149,46	212,12	147,62	208,43	147,62	207,92	116,66	176,47	131,66	177,59	125,37	179,10	129,23	179,10
σ'_a	—	—	—	2274,81	—	2274,81	—	2274,81	—	—	—	—	—	—	—	—
K'	—	—	—	22,15	—	22,15	—	22,15	—	—	—	—	—	—	—	—
E	—	—	—	0,8654	—	0,8654	—	0,8654	—	—	—	—	—	—	—	—
α	—	—	—	0,4037	—	0,4037	—	0,4037	—	—	—	—	—	—	—	—
μ'	—	—	—	0,1747	—	0,1747	—	0,1747	—	—	—	—	—	—	—	—
σ'_a	—	—	—	2234,09	—	2234,09	—	2234,09	—	—	—	—	—	—	—	—
M_u	—	—	—	7,85	—	7,85	—	7,85	—	—	—	—	—	—	—	—
DM	—	—	—	0,694	—	0,480	—	0,455	—	—	—	—	—	—	—	—
A'	—	—	—	1,294	—	0,895	—	0,848	—	—	—	—	—	—	—	—
A ₁	4,67	7,84	4,51	8,687	4,91	8,466	4,91	8,44	3,30	6,59	4,03	6,64	3,73	6,74	3,94	6,74
A	3,73	5,37	3,43	6,22	3,96	6,43	3,95	6,40	3,24	6,41	3,37	5,51	3,55	5,64	3,38	5,63

-11-

16

Ferraillage des poteaux dont la section est P.C sous S_{P1} et S_{P2} du portique transversal S-S - bloc B

Files	S_{P1}		$S_{P2} (N^{max}, M^{corr}) \equiv (N^{corr}, M^{max})$				$S_{P2} (N^{min}, M^{corr})$			
	A		A		B		A		B	
	0-4	4-8	0-4	4-8	1-5	5-9	0-4	4-8	1-5	5-9
Poteaux	0-4	4-8	0-4	4-8	1-5	5-9	0-4	4-8	1-5	5-9
N	9,53	22,22	10,41	24,87	20,25	46,68	4,93	8,78	13,67	27,22
M	2,35	2,40	6,27	8,14	6,43	6,34	1,98	6,00	5,43	7,08
e_0	24,65	10,8	60,23	32,73	31,75	13,58	40,16	68,23	39,89	26,01
$\bar{\sigma}_b$	137	117,82	205,5	205,5	205,5	195,77	205,5	205,5	205,5	205,5
U_G	3,43	5,066	7,51	11,19	8,70	11,67	2,56	7,03	6,94	10,34
μ	0,084	0,124	0,122	0,182	0,142	0,190	0,0418	0,114	0,1133	0,168
K	27,7	21,5	21,7	16,5	19,6	16,00	42,6	22,7	22,8	17,4
E	0,8829	—	0,8638	—	—	—	0,9132	0,8674	0,8677	—
σ'_b	101,08	130,232	193,54	254,54	244,28	262,5	98,59	185,02	184,21	241,37
$\bar{\sigma}'_a$	—	1259,82	—	2274,81	2274,81	2143,6	—	—	—	2274,81
K'	—	26,67	—	22,15	22,15	23,51	—	—	—	22,15
E	—	0,8801	—	0,8654	0,8654	0,8701	—	—	—	0,8654
η	—	0,3597	—	0,4037	0,4037	0,3895	—	—	—	0,4037
μ'	—	0,1583	—	0,1747	0,1747	0,1695	—	—	—	0,1747
$\bar{\sigma}'_a$	—	1221,38	—	2234,09	2234,09	2098,85	—	—	—	2234,09
M_1	—	4,078	—	7,85	7,85	7,26	—	—	—	7,85
ΔM	—	0,988	—	3,34	0,85	4,41	—	—	—	2,49
A'	—	3,37	—	6,22	1,58	8,75	—	—	—	4,64
A ₁	5,13	7,529	7,66	11,91	8,84	11,32	2,47	7,14	7,05	10,46
A	1,72	<0	5,18	5,39	3,17	0,62	1,30	5,05	3,81	3,979

Ferraillage des poteaux dont la section est P.C sans SP_1 et SP_2 du postique transversal 7-7-bloc B

Files	SP_1			$SP_2 (N^{max}, M^{corr}) \equiv (N^{corr}, M^{max})$						$SP_2 (N^{min}, M^{corr})$					
	A			A			B			A			B		
	0-3	3-6		0-3	3-6	1-4	4-7	0-3	3-6	1-4	4-7	0-3	3-6	1-4	4-7
Poteaux	5,83	13,31		6,75	16,30	12,9	28,56	2,48	3,88	8,65	16,91	2,48	3,88	8,65	16,91
N	1,19	1,26		5,74	7,35	5,38	8,70	3,00	6,13	4,48	7,25	3,00	6,13	4,48	7,25
M	20,41	9,45		85,03	45,09	41,70	30,46	120,96	157,98	51,79	42,8	120,96	157,98	51,79	42,8
σ_b	137	111,65		205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
σ_c	1,85	2,86		6,55	9,31	6,93	12,13	3,297	6,595	5,518	9,266	3,297	6,595	5,518	9,266
μ	0,0464	0,700		0,1069	0,1520	0,1131	0,1980	0,0538	0,1076	0,0901	0,1513	0,0538	0,1076	0,0901	0,1513
K	40	31,1		23,7	18,7	22,8	15,55	36,6	23,6	26,5	18,76	36,6	23,6	26,5	18,76
ϵ	0,9091	0,6915		0,8708		0,8677		0,9032	0,8705	0,8795		0,9032	0,8705	0,8795	
σ_b	70	50,03		177,25	224,59	184,21	270,096	114,75	101,69	158,49	223,88	114,75	101,69	158,49	223,88
σ_c					2274,81		2274,81				2274,81				2274,81
K'					22,15		22,15				22,15				22,15
ϵ					0,8654		0,8654				0,8654				0,8654
α					0,4037		0,4037				0,4037				0,4037
μ'					0,1747		0,1747				0,1747				0,1747
σ_a					2234,09		2234,09				2234,09				2234,09
M_1					7,85		7,85				7,85				7,85
ΔM					1,46		4,28				1,416				1,416
A'					2,72		7,98				2,64				2,64
A ₁	2,75	4,24		6,63	9,447	7,039	12,24	3,22	6,68	5,52	9,40	3,22	6,68	5,52	9,40
A	0,68	< 0		5,023	5,566	3,97	5,44	2,63	5,75	3,47	5,37	2,63	5,75	3,47	5,37

Calcul de la section minimale des armatures des poteaux - bloc B.

Portiques	F.iles	Poteaux	$\bar{\sigma}'_b$	N(t)	y_1 (cm)	σ_2	σ_3	Amin
transversal 5-5	$\theta_1=1,4$	A 0-4	137	9,53	11,43	3,149	1,523	3,06
		4-8	117,82	22,22	10,44	3,149	1,523	7,82
	$\theta_1=1,4$	B 1-5	81,14	21,28	10,44	3,149	1,523	1,86
		5-9	74,39	50,41	10,44	3,149	1,523	4,41
	$\theta_1=1,0$	C 2-6	109,19	15,36	9,96	3,149	1,523	4,05
		6-10	88,63	35,37	8,69	3,149	1,523	10,68
	$\theta_1=1,4$	D 3-7	125,99	0,77	10,88	3,149	1,523	0,26
		7-11	105,17	1,37	9,73	3,149	1,523	0,51
transversal 7-7	$\theta_1=1,8$	A 0-3	137	5,83	11,43	"	"	2,41
		3-6	111,65	13,31	10,11	"	"	6,22
	$\theta_1=1,4$	B 1-4	68,5	13,32	—	"	"	1,63
		4-7	68,5	30,04	—	"	"	3,68
longitudinal A-A	$\theta_1=1,8$	1 0-7	91,65	2,778	8,89	"	"	1,48
		7-14	80,05	5,994	8,103	"	"	3,495
	$\theta_1=1,4$	2 1-8	72,34	4,474	7,85	"	"	2,094
		8-15	70,18	9,604	7,38	"	"	4,78
	$\theta_1=1,4$	3 2-9	68,5	4,188	—	"	"	0,52
		9-16	68,5	9,044	—	"	"	1,108

Verification à l'effort tranchant

— Portique transversal 5-5 bloc B

Niveau	Poteaux	l_c	a	λ	η	T(kg)	ζ (cm)	τ_b	$\bar{\tau}_b$
II	0-4	2,45	30	28,29	2	1574	23,625	4,44	40,5
	1-5	2,45	30	28,29	2	2907	23,625	8,20	"
	2-6	"	"	"	"	2249	"	6,35	"
	3-7	"	"	"	"	2052	"	5,79	"
I	4-8	"	"	"	"	2729	"	7,70	"
	5-9	"	"	"	"	3218	"	9,08	"
	6-10	"	"	"	"	3463	"	9,77	"
	7-11	"	"	"	"	3248	"	9,16	"

FERRAILLAGE DES POUTRES

Conformément à l'article A.15 du CCBA 68 il ne sera pas fait état, dans les calculs des efforts normaux, dans les poutres. Celles-ci seront ferrillées en flexion simple pour la plus défavorable des combinaisons SP_1 et SP_2 . Pour ce qui est du calcul, on prend la sollicitation la plus défavorable en considérant $M(SP_2)$ et $1,5M(SP_1)$

si $M(SP_2) > 1,5M(SP_1)$, on ferrille pour SP_2

si $M(SP_2) < 1,5M(SP_1)$, on ferrille pour SP_1 .

Pour la vérification, on fait la vérification pour la sollicitation avec qui on a ferrillé sauf pour la vérification à la fissuration on a deux types de poutres : rectangulaire et poutre en T.

pour la méthode de calcul et l'étude des poutres on adopte la méthode citée dans PIERRE CHARRON. L'étude sera faite sans oublier les prescriptions du RPA 81.

* Armatures longitudinales :

le pourcentage minimal total est de 0,3% pour les H.A et de 0,5% pour les A.c.k tandis que le pourcentage maximal est de 2,5%.

les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes supérieures et inférieures : $A_{filantes} \geq \max(A_1/4; A_2/4; 3cm^2)$ avec A_1, A_2 section d'armatures comprimées des chapeaux à gauche et à droite.

les poutres supportant les faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée, au moins égale à la moitié de celle de l'appui.

* Armatures transversales :

la quantité min. doit être $A_t = 0,004t.b$, elles seront calculées en utilisant les diagrammes enveloppes des efforts tranchants des combinaisons les plus défavorables.

l'espacement max est de :

$$\text{zone nodale } t \leq [0,25 h_t, 12\phi, 30cm]$$

$$\text{zone courante } t \leq 0,5 h_t$$

les dispositions constructives sont ceux énoncés par le RPA 81

ϕ étant le plus petit diamètre.

Pour pouvoir utiliser des étriers et cadres perpendiculaires à la ligne moyenne il faut que τ_b soit inférieur aux valeurs suivantes.

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

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

Ferraillage des poutres du portique longitudinal A-A du bloc A.

Niveau	Section	M	origine	μ	K	E	A (cm ²)	A adopté
II	2	12,027	SP ₂	0,1105	23,15	0,8689	9,154	6T14 = 9,23
		11,93	SP ₂	0,10358	23,3	0,8695	9,074	6T14 = 9,23
	2-3	0,079	SP ₂	0,0007	400	0,9880	0,0528	3T14 = 4,62
		2,057	SP ₁	0,01906	67,5	0,9394	1,45	3T14 = 4,62
	3	13,131	SP ₂	0,1206	21,85	0,8643	10,05	3T16 + 3T14
		9,409	SP ₂	0,08643	27,2	0,8815	7,059	6T14
	3-5	1,073	SP ₁	0,01748	77,5	0,9460	1,125	3T14
	5	11,101	SP ₂	0,1019	24,45	0,8732	8,408	6T14
		6,16	SP ₂	0,05658	35,5	0,9010	4,521	3T14
	5-7	1,0625	SP ₁	0,01464	78	0,9462	1,114	3T14
	7	8,291	SP ₂	0,07616	29,5	0,8876	6,177	6T12
		5,437	SP ₂	0,04994	38,3	0,9062	3,968	3T14
	7-9	1,0975	SP ₂	0,01512	76,75	0,9455	1,151	3T14
	9	8,767	SP ₂	0,08053	28,45	0,8849	6,552	6T12
		4,844	SP ₂	0,04449	41	0,9108	3,517	3T14
	9-11	1,265	SP ₁	0,01552	75,5	0,9449	1,182	3T14
	11	7,19	SP ₂	0,06604	32,3	0,8943	5,317	3T14 + 3T12
		4,798	SP ₂	0,04407	41,3	0,9112	3,482	3T14
11-14	0,202	SP ₂	0,001855	240	0,9104	0,136	3T14	
	2,0381	SP ₂	0,01872	68	0,9398	1,434	3T14	
14	9,071	SP ₂	0,0833	27,85	0,8833	6,791	6T14	
	5,909	SP ₂	0,05427	36,4	0,9027	4,329	3T14	
I	12	13,885	SP ₂	0,1275	21,1	0,8615	10,659	6T16
		13,934	SP ₂	0,1225	21,65	0,8636	10,21	6T16
	12-15	0,516	SP ₁	0,0067	120	0,9630	0,517	3T12
	15	14,29	SP ₂	0,1312	20,65	0,8597	10,99	6T16
		11,66	SP ₂	0,1072	23,65	0,8706	8,85	6T14

Verification à la fissuration :

Niveau	Section	A (cm ²)	ω_f	ϕ (mm)	σ_1	σ_2	$\bar{\sigma}_a$
	2	9,23	0,0384	14	4756,39	2413,67	2800
	2-3	4,62	0,01925	14	2951,78	2413,67	"
	3	10,65	0,0443	16	4604,98	2257,78	"
	3-5	4,62	0,01925	14	2951,78	2413,67	"
	5	9,23	0,0384	14	4756,39	2413,67	"
	5-7	4,62	0,01925	14	2951,78	2257,78	"
	7	6,78	0,0282	12	4747,47	2607,06	"
	7-9	4,62	0,01925	14	2951,78	2413,67	"
	9	6,78	0,0282	12	4747,47	2607,06	"
	9-11	4,62	0,01925	14	2951,78	2413,67	"
	11	8,01	0,0334	14	4292,94	2413,67	"
	11-14	4,62	0,01925	14	2951,78	2413,67	"
	14	9,23	0,0384	14	4756,39	2413,67	"
		12	12,06	0,05025	16	5016,63	2257,78
12-15		3,39	0,0178	12	3164,98	2607,06	"
15		12,06	0,05025	16	5016,39	2413,67	"

Verification des Contraintes.

niveau	Section	A (cm ²)	$\bar{\omega}$	$\bar{\epsilon}$	K	M	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_b$
II	2	9,23	0,8504	0,8686	23,05	12,027	4107,09	180,78
		9,23	"	"	"	11,93	4133,48	179,326
	2-3	4,62	0,4162	0,9012	35,6	0,079	52,706	1,48
		4,62	0,4162	0,9012	35,6	2,057	1372,36	38,54
	3	10,65	0,9861	0,8615	21,1	13,131	3975,48	188,41
		9,23	0,8546	0,8686	23,05	9,409	3260	141,43
	3-5	4,62	0,4162	0,9012	35,6	1,073	715,87	20,108
	5	9,23	0,8546	0,8686	23,05	11,101	3846,25	166,865
		4,62	0,4162	0,9012	35,6	6,16	3998,67	112,32
	5-7	4,62	0,4162	0,9012	35,6	1,0625	708,66	19,91
	7	6,78	0,6277	0,8834	27,9	8,291	3845,18	137,82
		4,62	0,4162	0,9012	35,6	5,437	3529,34	99,138
	7-9	4,62	0,4162	0,9012	35,6	1,0975	732,21	20,56
	9	6,78	0,6277	0,8834	27,9	8,767	4065,94	145,73
		4,62	0,4162	0,9012	35,6	4,844	3144,41	88,236
	9-11	4,62	0,4162	0,9012	35,6	1,2265	761,56	21,11
	11	6,78	0,6277	0,8834	27,9	7,19	3334,36	119,52
		4,62	0,4162	0,9012	35,6	4,798	3114,55	87,48
	11-14	4,62	0,4162	0,9012	35,6	0,202	134,76	3,786
		4,62	"	"	"	2,0324	1359,95	38,20
14	9,23	0,8546	0,8686	23,05	9,071	3142,90	136,35	
	4,62	0,4162	0,9012	35,6	5,909	3825,74	107,74	
I	12	12,06	1,116	0,8551	19,5	13,885	3740	191,79
		10,65	0,9861	0,8615	21,1	13,334	4036,94	191,32
	12-15	4,62	0,4162	0,9012	35,6	0,516	344,26	9,67
	15	12,06	1,116	0,8551	19,5	14,29	3849,15	197,39
		9,23	0,8546	0,8686	23,05	11,66	4039,93	175,26

* armatures transversales.

on adopte les espacements donnés par le RPA81.

Appuis	Tmax	Z _b	A _t	$\bar{\sigma}_{at}$	Z _b	$\bar{\epsilon}_{nodale}$	$\bar{\epsilon}_{nodale}$	$\bar{\epsilon}_{constant}$	$\bar{\epsilon}_{adopté\ nodale}$	$\bar{\epsilon}_{adopté\ constant}$
2	8162	8,637	2,01	2139,75	24,322	16,58	25,46	20	10	20
3	9728	10,294	"	2039,82	23,667	13,59	23,437	20	10	20
5	7909	8,369	"	2177,83	25,515	17,18	25,78	"	"	"
7	6604	6,988	"	2189,44	28,005	20,98	27,47	"	"	"
9	6577	6,959	"	2190,31	27,327	21,07	27,50	"	"	"
11	5896	6,239	"	2212,00	29,575	23,74	28,38	"	"	"
14	6467	6,843	"	2193,81	28,131	21,46	27,64	"	"	"
12	8215	8,693	"	2138,06	23,377	16,46	25,39	"	"	"
15	9430	9,978	"	2099,34	22,897	14,08	23,82	"	"	"

* armatures inferieures: on trouve que tous les A sont < 0, donc on adopte des armatures suivant l'aspect constructive.

Ferrailage des poutres du portique transversal 1-1- bloc A.

niveau	section	M	origine	μ	K	E	A(cm ²)	A adopté
II	A	-7,733	SP2	0,0435	41,6	0,9117	4,390	4T14
		6,077	SP2	0,0342	48,0	0,9206	3,417	3T14
	B-C	3,687	SP1	0,0311	50,75	0,9239	3,098	3T14
	B	-9,188	SP2	0,0517	37,5	0,9047	5,256	4T14
3,606		SP2	0,0203	65	0,9375	1,991	3T14	
I	A	-15,137	SP2	0,0739	30,05	0,8890	7,648	6T14
		10,428	SP2	0,0586	34,7	0,8994	6,00	3T14+3T12
	B-C	7,882	SP1	0,0665	32,1	0,8938	6,846	3T14+3T12
	B	-15,873	SP2	0,0893	26,6	0,8798	9,338	3T16+3T14
6,890		SP2	0,0387	44,6	0,9161	3,893	3T14	

Verification des contraintes :

niveau	section	A(cm ²)	ω	E	K	M	σ_a	σ_b
II	A	6,16	0,4563	0,8997	34,7	7,733	3033,27	87,41
	B	6,16	0,4563	0,8997	34,7	9,188	3604	103,86
	B-C	4,62	0,3348	0,9098	40,4	3,687	1906,9	47,20
I	A	9,23	0,6688	0,8804	26,8	13,137	3514,44	131,14
	B	10,65	0,7717	0,8737	24,6	15,873	3708,42	150,75
	B-C	8,01	0,5804	0,8869	29,2	7,882	2411,97	82,60

Verification à la fissuration :

niveau II					niveau I				
Section	A(cm ²)	w_f	σ_1	σ_2	Section	A(cm ²)	w_f	σ_1	σ_2
A	6,16	0,0342	4368,02	2413,67	A	9,23	0,0439	5227,91	2413,67
B	6,16	0,0342	"	"	B	10,65	0,0507	5045,97	2257,78
B-C	4,62	0,0257	3504,94	2413,67	B-C	8,01	0,0445	5279,29	2413,67

NB: pour les armatures inferieures dans tous les cas on a: $T + \frac{M}{2} < 0$

Condition de non entrainement des barres

niveau					niveau				
II	Appuis	Tmax(M)	Zd	Zd	I	Appuis	Tmax	Zd	Zd
II	A et D	5757	9,283	26,5	I	A et D	9328	8,687	26,5
II	B et C	6920	11,158	"	I	B et C	11139	10,39	26,5

Armatures transversales :

niveau	Appuis	Tmax	Zb	A _t	σ_{at}	Zb	t _{nodal}	Z _{nodal}	t _{adopté nodal}	t _{adopté armant}
II	A et D	5757	4,66	2,01	2189,38	30,97	31,84	39,57	12	25
	B et C	6920	5,61	2,01	2146,40	30,97	25,64	38,06	12	25
I	A et D	9328	7,64	2,01	2054,63	28,53	18,014	34,45	12	25
	B et C	11139	9,12	2,01	1787,72	26,83	14,59	32,12	12	25

Ferraillage des poutres du portique transversal 7-7 - bloc A.

Sections	M	origine	μ	K	E	A_{ccm^2}	$A_{adopt'e}$
A	- 6,554	SP ₂	0,0368	46,0	0,9180	3,695	3T14 = 4,62
	4,295	SP ₂	0,0242	58,75	0,9322	2,385	3T12 = 3,39
A-B	1,853	SP ₁	0,0186	75,5	0,9448	1,523	3T12 = 3,39
B	- 7,139	SP ₁	0,0602	34,2	0,8983	6,170	6T14 = 9,23
	0,802	SP ₂	0,00451	400	0,9880	0,42	3T12 = 3,39
B-C	5,195	SP ₁	0,0438	41,4	0,9115	4,425	3T16 = 6,02

Verification des contraintes.

Sections	A_{ccm^2}	$\bar{\omega}$	E	K	M	$\sigma_a (kg/cm^2)$	$\sigma'_b (kg/cm^2)$
A et D	4,62	0,3348	0,9098	40,4	6,554	3389,69	63,90
A-B et C-D	3,39	0,2486	0,9209	48,1	1,853	1290,34	26,826
B et C (SP ₁)	9,23	0,6688	0,8804	26,8	7,139	1909,84	71,26
B-C	6,03	0,4369	0,8992	34,6	5,195	2082,83	60,20

Verification a la fissuration.

Sections	A_{ccm^2}	ω_f	σ_1	σ_2
A et D	4,62	0,0308	4136,60	2413,67
A-B et C-D	3,39	0,01883	3169,23	2607,06
B et C	9,23	0,0439	5120,74	2413,67
B-C	6,03	0,0335	3764,04	2257,78

NB : armatures inferieures ; dans tous les cas on a $T + \frac{M}{z} < 0$

Verification de non entrainement des barres

Appuis	$T_{max} (kg)$	$\bar{\sigma}_d (kg/cm^2)$	$\bar{z}_d (kg/cm^2)$
A et D	6158	11,35	26,6
B et C	8108	7,63	26,6

Armatures transversales.

Appuis	$T_{max} (kg)$	$\bar{C}_b (kg/cm^2)$	A_t	$\bar{\sigma}_{at} (kg/cm^2)$	$\bar{C}_b (kg/cm^2)$	t nodale	\bar{E} nodale	t adopte' nodale	t adopte' courant
A et D	6158	4,99	2,01	2249,64	30,97	30,19	39,05	12	25
B et C	8108	6,71	2,01	2197,82	30,97	22,40	36,31	12	25

Verification de la fleche : Les moment sont sous $G_2 + P$

• Poutres de rive A-B et C-D

1/ $\frac{h_t}{l} = \frac{50}{400} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625$ Verifiee

2/ $\frac{h_t}{l} = 0,125 > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \cdot \frac{1,763}{4,72} = 0,0373$ Verifiee

3/ $A = 3,39 \leq bh \cdot \frac{\sigma_{en}}{43} = 14,128$ Verifiee.

} Vu les 3 conditions sont Verifiees, c'est inutile de Verifier la fleche

• Poutre intermediaire B-C

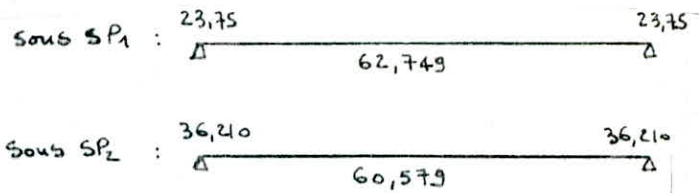
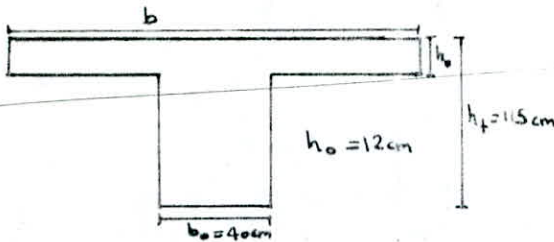
1/ $\frac{h_t}{l} = \frac{50}{620} = 0,0806 > \frac{1}{16} = 0,0625$ Verifiee

2/ $\frac{h_t}{l} = 0,0806 > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \cdot \frac{4,984}{11,340} = 0,0439$ Verifiee

//

Ferraillage des poutres des portiques transversaux (3, 4, 5 et 6) . bloc A

on adoptera le même ferraillage pour toutes les poutres des portiques 3; 4; 5 et 6, mais on ferraillera sous M_{tmax} et $M_{appui}(max)$.



a/ entravée : $1,5 M(SP_1) > M(SP_2)$ → le ferraillage se fera sous SP_1 .

. dimension de b

$$b_1 = \frac{b - b_o}{2} = \min \begin{cases} \frac{l}{10} = \frac{1360}{10} = 136 \\ \frac{l}{2} = \frac{320}{2} = 160 \\ (6 \div 8) h_o = 72 \div 96 \end{cases}$$

→ $b_1 = 80 \text{ cm}$ → $b = 2b_1 + b_o = 200 \text{ cm}$. $h = 110 \text{ cm}$

$M = 62,749 \text{ t.m}$ $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $b_o = 40 \text{ cm}$ $b = 200 \text{ cm}$

$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0139$ → $\alpha = 0,1571$. → $y = \alpha h = 0,1571 \times 110 = 17,28 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$

donc la section se calcule en section en T' par la methode citee dans P. CHARRON.

$\theta = \frac{h_o}{h} = \frac{12}{110} = 0,109$; $\beta = \frac{b_o}{b} = \frac{40}{200} = 0,20$ et $\mu = 0,0139$

On tire α graphiquement → $\alpha = 0,165$ après avoir α on calcule $\frac{1}{\beta} = \frac{\alpha}{\theta} = \frac{0,165}{0,109} = 1,514$

avec $\beta = 0,20$ on tire m du tableau → $m = 0,437$

d'où $z = h - m h_o = 110 - 0,437 \cdot 12 = 104,756 \text{ cm}$

finalement $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a z} = \frac{62,749 \cdot 10^5}{104,756 \cdot 2800} = 21,393 \text{ cm}^2$ → Acharnit = $6720 + 2716 = 22,06 \text{ cm}^2$

b/ Appui :

$M = 36,21 \text{ t.m}$ sous SP_2 . $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $b = 40 \text{ cm}$ $h = 110 \text{ cm}$

$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 36,21 \cdot 10^5}{4200 \times 40 \times 110^2} = 0,0267$ → $E = 0,9291$; $\alpha = 0,2128$ et $K = 55,5$

la section se calcule comme une section rectangulaire

$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = 20,43 < K = 55,55$ → $A' = 0$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{36,21 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9291 \cdot 110} = 8,436 \text{ cm}^2$ → Acharnit = $6716 = 12,06 \text{ cm}^2$

Verification diverses :

1/ verification des contraintes :

a/ entravée : calcul de l'axe neutre : $y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$ avec

$D = \frac{(b - b_o) h_o + 15A}{b_o} = 56,572$; $E = \frac{(b - b_o) h_o^2 + 30Ah}{b_o} = 2461,95$

d'où $y_1 = -56,572 + \sqrt{56,572^2 + 2461,95} = 18,676 \text{ cm}$.

$\alpha = \frac{y_1}{h} = 0,1698$; $\frac{1}{\beta} = \frac{\alpha}{\theta} = \frac{0,1698}{0,109} = 1,558$; $\beta = 0,20$; $m = 0,443$

d'où $z = h - mh_0 = 110 - 0,443 \cdot 110 = 104,68$; $\mu = 0,039$ et $K = 80,5$

finalement : $\sigma_a = \frac{M}{3A} = 2622,14 \text{ kg/cm}^2 < 2800$ et $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 32,57 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

b/ en appui : section rectangulaire.

$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = 0,274 \rightarrow E = 0,9112$ et $K = 45,4$

d'où : $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = 2975,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200$ et $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 65,55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205,5$

2/ Condition de non fragilité :

- en travée : $A \geq 40 \times 110 \times 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \cdot \left(\frac{115}{110}\right)^2 = 5,472 \text{ cm}^2$
 - en appui : $A \geq 40 \times 110 \times 0,54 \cdot \frac{8,85}{4200} \cdot \left(\frac{115}{110}\right)^2 = 5,472 \text{ cm}^2$
- } vérifiées pour l'appui et en travée.

3/ fissuration :

	ω_f	σ_1	σ_2	2/3 Sen	$\bar{\sigma}_a$
travée	0,05715	4363,98	2019,42	2800	2800
appui	0,03015	3474,83	2257,78	2800	2800

4/ Vérification de la flèche (art 61-21. CCBA 68)

calcul du moment d'inertie total de la section homogène avec la partie tendue

$I_t = \frac{by_1^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_1-h_0)^3}{3} + b_0 \frac{(h_0-y_1)^3}{3} + 15A(h-y_1)^2$ avec

$b = 200 \text{ cm}$ $b_0 = 40 \text{ cm}$ $h_t = 115 \text{ cm}$ $h = 110 \text{ cm}$ $y_1 = 18,876 \text{ cm}$ $h_0 = 12 \text{ cm}$ $A = 22,86 \text{ cm}^2$

d'où $I_t = 15,1206 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$

- $\mu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}'_b}{4\omega\sigma_a + 3\bar{\sigma}'_b} = 0,591$ avec $\omega = \frac{A}{b_0h} = 5,195 \cdot 10^{-3}$; $\sigma_a = 2622,14 \text{ kg/cm}^2$ et $\bar{\sigma}'_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

- $\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}'_b}{180(2+3\frac{b_0}{b})\omega} = 2,427$; $\lambda_c = 2,5\lambda_v = 6,067$.

- $I_{fv} = \frac{I_t}{1+\mu\lambda_v} = 6211325,22 \text{ cm}^4$ et $I_{fc} = \frac{I_t}{1+\lambda_c\mu} = 32,97 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$.

$g_0 = q_0 = 2,65 \rightarrow M_{g_0} = M_{q_0} = 2,65 \cdot \frac{13,6}{8} = 61,268 \text{ t.m}$

$q_0 = 2,65 + 0,43 = 3,08 \rightarrow M_{q_0} = 3,08 \cdot \frac{13,6^2}{8} = 71,209 \text{ t.m}$.

$E_c = 378000 \text{ kg/cm}^2$ et $E_v = 126000 \text{ kg/cm}^2$.

$f_{g_0} = \frac{M_{g_0} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,448 \text{ cm}$; $f_{q_0} = \frac{M_{q_0} l^2}{10E_c I_{fc}} = 0,909 \text{ cm}$; $f_{q_0} = \frac{M_{q_0} l^2}{10E_c I_{fv}} = 1,056 \text{ cm}$.

d'où : $\Delta f = f_{g_0} + f_{q_0} - f_{q_0} = 1,448 + 1,056 - 0,909 = 1,595 \text{ cm}$.

$\Delta f = 1,595 < \bar{f} = 0,50 + \frac{1360}{1000} = 1,86 \text{ cm} \rightarrow \Delta f = 1,595 \text{ cm} < \bar{f} = 1,86 \text{ cm}$.

5/ Effort tranchant.

calcul des armatures transversales.

a/ CCBA 68.

$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 z} = \frac{23,714 \cdot 10^3}{40 \times 0,875 \cdot 110} = 6,158 \text{ kg/cm}^2$ et $\sigma'_b = 65,55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

$\rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5\bar{\sigma}'_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ on utilise des armatures L aléatoire moyenne.

$\beta_{at} = \max\left\{\frac{2}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}\right\} = 0,88 \rightarrow \bar{\sigma}'_{at} = 0,88 \cdot 4200 = 3696 \text{ kg/cm}^2$.

le pourcentage d'acier transversaux $\omega_f > \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}$ et $\tau_b = \frac{T}{b_0 z}$

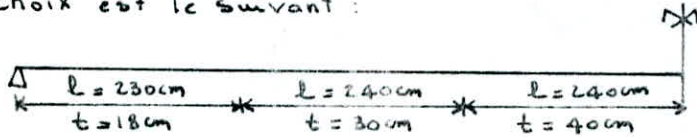
l'espacement: on choisit 2 cadres de $\phi 8 = 4$ brins $\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$d'ou : t = \frac{A_t \cdot \sigma_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 0,875 \cdot 110 \cdot 3696}{23,714 \cdot 10^3} = 30,15 \text{ cm}.$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} h(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_b}) = 75,55 \text{ cm} \\ 0,2h = 22 \text{ cm} \end{array} \right\} = 75,55 \text{ cm}.$$

b/RPA 81 : $t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm} \right\} = \{ 23,75; 19,2; 30 \text{ cm} \} = 19,2 \text{ cm}.$

le choix est le suivant :



6/ Influence de l'effort tranchant :

il faut des armatures inferieures pour equilibrer l'effort tranchant et le moment.

$$A_{inf}(app) \geq \frac{1}{\sigma_a} (T + \frac{M}{z}) = \frac{1}{2800} [23,714 \cdot 10^3 - \frac{36,21 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 110}] = < 0 \text{ malgre que } A_{inf} < 0$$

mais on laisse filer une partie des armatures de mi-traveré jusqu'à l'appui.

7/ Condition de non entrainement des barres :

$$\bar{z}_d = \frac{T}{3 P_{ui}} \cdot \frac{A_i}{A} \text{ avec } P_{ui} = \text{Perimetre}.$$

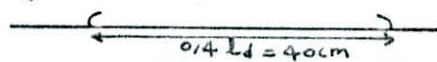
$$\bar{z}_d = \frac{23,714 \cdot 10^3}{0,875 \cdot 110 \cdot \pi \cdot 16,6} = 13,07 \text{ kg/cm}^2 < 16,6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (verifie)}.$$

8/ Recouvrement : vu la longueur de la poutre et la longueur des barres à vendre

dans le marché donc il faut prévoir des recouvrements.

longueur de scellement droit : $l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_a}{\bar{z}_d} = \frac{2}{4} \cdot \frac{2800}{16,6} = 84,33$ on prend $l_d = 100 \text{ cm}.$

on fait des recouvrements par crochet



9/ Armatures de repartition ou de peau :

il est necessaire de disposer des armatures intermediaires, si on veut eviter des fissures exagérées qui viennent se produire dans la hauteur de l'ame.

ces fissures auront lieu si : $\frac{\eta^2 m h t}{l_0} > 40$ (CCBA 68) avec $m = \text{nbre de barres tendues}$

$$\eta = \text{coeff. de fissuration} = 1,6 \rightarrow \frac{\eta^2 m h t}{l_0} = \frac{1,6^2 \cdot 8 \cdot 115}{40} = 58,88 > 40$$

et comme $h_{ame} = 110 \text{ cm} > 2(80 - \frac{5 \cdot 10}{100}) = 2(80 - \frac{4120}{100}) = 77,6 \text{ cm}.$ conditions donnée dans P. CHARBON (p. 367). alors il faut des armatures de repartition.

Pourcentage minimal pour chaque face est pris à 0,5% de la section de l'ame situe en dehors de la section d'enrobage des armatures principales.

$$A_{rep} = 0,5 \frac{(115 - 5)40}{1000} = 2,20 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2 \text{ chaque face espacé de } 25 \text{ cm}.$$

10/ Adherence :

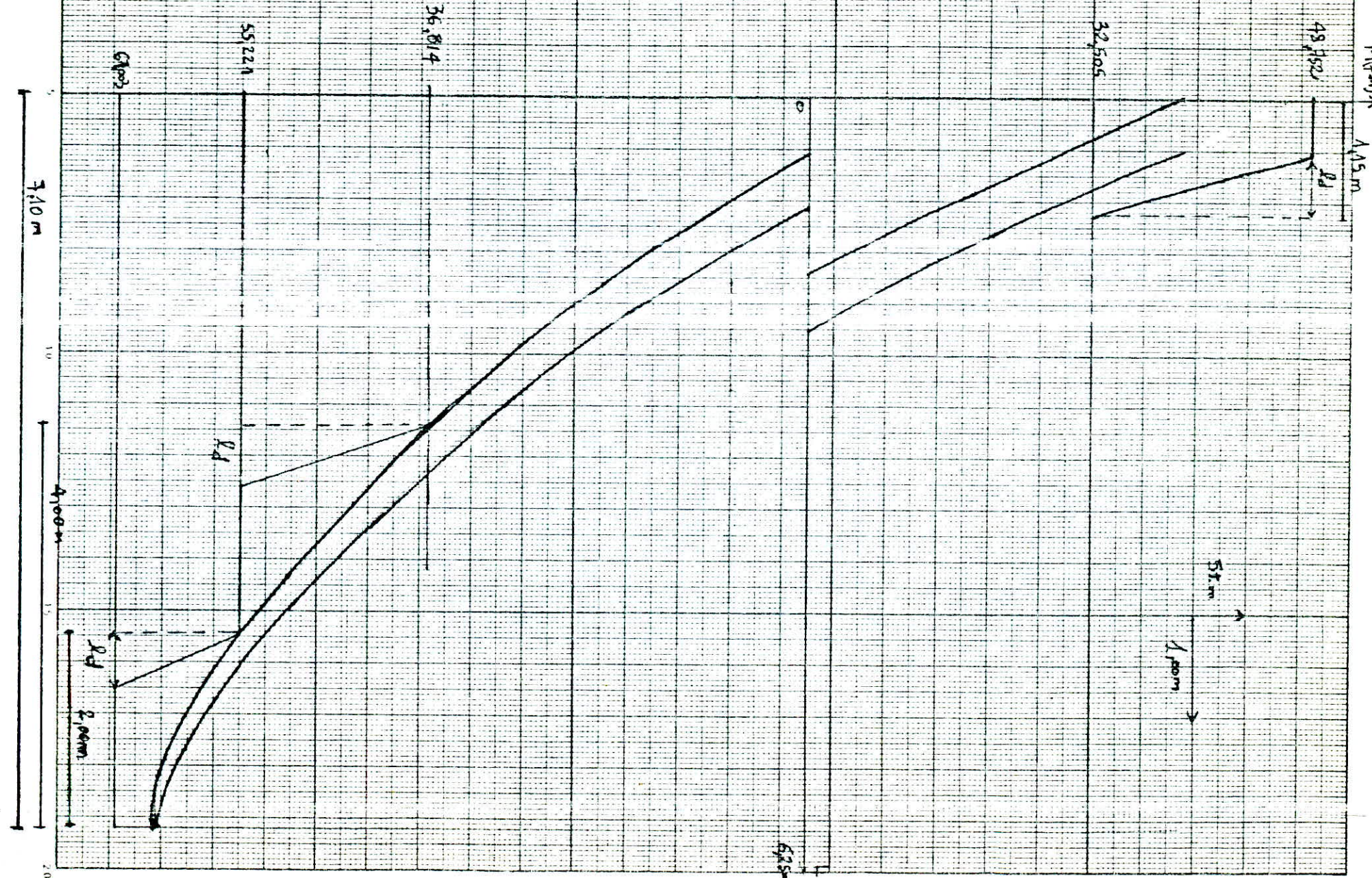
l'adherence admissible pour l'entrainement et l'ancrage sont fixées par le CCBA 68 (Art 29.1 et 30.21)

$$\bar{z}_d = 2 \phi_d \sigma_b \text{ Art 29.1 entrainement.}$$

$$\bar{z}_d = 1,25 \phi_d^2 \sigma_b \text{ Art 30.21 Ancrage.}$$

On prend le min(\bar{z}_d et \bar{z}_d) $\rightarrow 1,25 \phi_d^2 \sigma_b = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2.$

ÉPURE D'ARRÊT DE BARRÉS - Poutres des portiques 3, 4, 5 et 6 (Bloc A)



Ferraillage des poutres du portique transversal 5.5 . bloc B.

niveau	section	M	origine	μ	K	E	A (cm ²)	A adopté
II	0	-5,58	SP ₂	0,0328	49,2	0,9221	3,20	3T14
		1,98	SP ₂	0,0116	71	0,9419	1,062	3T14
	0-1	8,24	SP ₁	0,0726	30,5	0,8897	7,35	3T14+3T12
	1	-10,21	SP ₂	0,090	26,5	0,8795	9,21	6T14
	1-2	5,75	SP ₁	0,0507	38,2	0,9060	5,036	3T14+3T12
	2	-8,54	SP ₁	0,0753	29,7	0,8881	7,63	6T14
	2-3	-2,02	SP ₁	0,0178	70	0,9412	1,70	3T14
	3	-4,19	SP ₂	0,0246	58	0,8315	2,38	3T14
I	0	-12,00	SP ₂	0,0705	30,9	0,8911	7,12	6T14
		5,48	SP ₂	0,0339	48,2	0,9209	3,11	3T16
	0-1	12,78	SP ₁	0,1127	22,9	0,8681	11,68	6T16
	1	-14,21	SP ₁	0,1253	21,30	0,8623	13,07	3T20+3T14
	1-2	10,65	SP ₁	0,0956	25,50	0,8765	9,82	3T16+3T14
	2	-12,83	SP ₁	0,1131	22,8	0,8677	11,73	3T20+3T14
		2,47	SP ₂	0,0145	78,5	0,9465	1,38	3T14
	2-3	-2,89	SP ₂	0,0169	72	0,9425	1,62	3T14
3	-10,14	SP ₂	0,0615	33,7	0,8173	6,17	6T14	

Verification des contraintes :

niveau	section	A (cm ²)	ω	E	K	M (t.m)	σ_a	σ'_b
II	0	4,62	0,3276	0,9108	41	5,58	2821,44	68,81
	0-1	8,01	0,5804	0,8869	29,2	8,24	2521,52	86,35
	1	9,23	0,6088	0,8804	26,8	10,21	2731,40	101,92
	1-2	8,01	0,5804	0,8869	29,2	5,75	1759,55	60,26
	2	9,23	0,6088	0,8804	26,8	8,54	2284,64	85,25
	2-3	4,62	0,3276	0,9108	41	2,02	1021,38	24,91
	3	4,62	0,3276	0,9108	41	4,19	2118,61	51,67
I	0	9,23	0,6088	0,8804	26,8	12	3210,27	119,78
	0-1	12,06	0,8339	0,8676	22,75	12,78	2655,25	116,71
	1	14,04	1,017	0,8598	20,7	14,21	2559	123,62
	1-2	10,65	0,7717	0,8735	24,55	10,85	2535,47	103,28
	2	14,04	1,017	0,8598	20,7	12,83	2310,49	116,61
	2-3	4,62	0,3276	0,9108	41	2,89	1461,28	35,64
	3	9,23	0,6088	0,8804	26,8	10,14	2712,68	101,22

NB : pour les armatures inferieures dans tous les cas on a $\sigma = T + \frac{M}{Z} < 0$

Condition de non entrainement des barres :

niveau	appuis	Tmax (Kg)	Z _d	σ'_d
	0	8627	15,89	26,55
	1	11297	10,636	"
	2	9495	10,31	"
	3	3463	6,38	"
	0	12445	16,40	"
	1	15500	13,707	"
	2	12120	12,057	"
	3	6130	8,079	"

Verification de la fissuration :

niveau II					niveau I				
section	A(cm ²)	w _f	σ ₁	σ ₂	section	A(cm ²)	w _f	σ ₁	σ ₂
0	4,62	0,02567	3501,76	2956	0	9,23	0,0326	4761,82	2413,67
0-1	8,01	0,03337	4289,08	2413,67	0-1	12,06	0,04467	4631,68	2257,78
1	9,23	0,0346	4761,82	2413,67	1	14,04	0,0525	4131,13	2019,42
1-2	8,01	0,03337	4289,08	2413,67	1-2	10,65	0,04437	4609,87	2257,78
2	9,23	0,0346	4761,82	2413,67	2	14,04	0,0525	4131,13	2019,42
2-3	4,62	0,02567	3501,78	2956	2-3	4,62	0,02567	3501,78	2956
3	4,62	0,02567	3501,78	2956	3	9,23	0,0346	4761,82	2413,67

Verification de la fleche :

niveau	Poutres	h/l	1/16	1/10. M _t /M ₀	A	bh ⁴³ /σ _{cn}	$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$	$A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{cn}}$
II	0-1	0,0847	0,0625	0,0599	8,01	14,40			
	1-2	0,0847	"	0,0410	8,01	14,40			
I	0-1	0,0847	"	0,0666	12,06	14,40			
	1-2	0,0847	"	0,0555	10,65	14,40			

Armatures transversales.

niveau	appuis	T _{max} (Kg)	Z _b	A _t	σ _{at}	Z _b	t _{nodale}	Z _{nodale}	t _{adoplé nodale}	t _{adoplé courant}
II	0	827	6,99	2,01	2189,38	30,97	20,97	35,36	12	25
	1	11297	9,36	2,01	2117,97	26,65	15,16	31,40	12	25
	2	9495	7,86	2,01	2163,16	27,23	18,43	33,74	12	25
	3	3465	2,808	2,01	2315,39	30,97	55,23	42,52	12	25
I	0	12445	10,31	2,01	2089,34	29,59	13,58	29,92	12	25
	1	15500	12,84	2,01	2013,11	23,85	10,50	25,97	10	25
	2	12120	10,04	2,01	2097,47	24,23	14,00	30,34	12	25
	3	6134	5,076	2,01	2247,05	30,97	29,63	38,08	12	25

Ferraillage des poutres du portique transversal 7-7. bloc B.

niveau	section	M	origine	μ	K	ε	A _c (cm ²)	A _{adopté}
II	0	-4,98	SP ₂	0,02801	54	0,9275	2,80	3T14
		3,00	SP ₂	0,01687	72	0,9425	1,65	3T14
	0-1	-2,32	SP ₂	0,01305	83,5	0,9492	1,265	3T14
		4,11	SP ₁	0,03468	47,6	0,9201	3,47	3T14
	1	-6,22	SP ₁	0,0525	37,2	0,9042	5,340	4T14
I	0	-40,39	SP ₂	0,05845	34,8	0,8996	5,98	4T14
		6,92	SP ₂	0,03893	44,6	0,9161	3,90	3T14
	0-1	—	—	—	—	—	—	—
		6,59	SP ₁	0,0556	35,9	0,9018	5,67	4T14
	1	-12,34	SP ₂	0,06942	31,25	0,8919	7,16	6T14
		1,34	SP ₂	0,0073	113	0,9603	0,73	3T14

Verification des contraintes :

niveau	Section	$\tilde{\omega}$	E	K	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}'_b$
II	travée	0,3276	0,9108	41	2078,16	50,68
	appui	0,4280	0,9000	35	2438,56	69,67
I	travée	0,4463	0,8984	34,2	2588,67	75,69
	appui	0,5826	0,8867	29,15	3762,92	129,09

Verification de la fissuration.

Section	niveau II				niveau I			
	A (cm ²)	ω_f	$\bar{\sigma}_1$	$\bar{\sigma}_2$	A (cm ²)	ω_f	$\bar{\sigma}_1$	$\bar{\sigma}_2$
travée	4,62	0,0256	3494,08	2413,67	6,16	0,0342	4368,02	2413,67
appui	6,16	0,0342	4368,02	2413,67	6,16	0,0342	4368,02	2413,67

Verification de la flèche :

niveau	Poutre	h/l	1/l ⁶	1/l ⁶ · M ₀ /M ₀	A	bh ³ /I ₀	$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$ $\frac{h}{l} > \frac{1}{15} \cdot \frac{M_0}{M_0}$ $A \leq bh \cdot \frac{4^3}{5\pi}$
II	0-1 1-2	0,0847	0,0625	0,0563	4,62	14,40	
I	0-1 1-2	0,0847	0,0625	0,0674	6,16	14,40	

Vu ces 3 conditions sont vérifiées c'est inutile de faire la verification de la flèche

Armatures transversales.

On adopte les espacements donnés par le RPA 81 → $A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

- zone nodale : $t = 12 \text{ cm}$ sur une longueur $l' = 100 \text{ cm}$.
- zone courante : $t = 25 \text{ cm}$ sur le reste de la longueur de la poutre.

Ferraillage des poutres du portique longitudinal A-A - bloc B.

niveau	Section	M	origine	μ	K	E	A (cm ²)	A adopté
II	0	-2,93	SP ₂	0,0157	75,25	0,9446	1,51	3714
		2,69	SP ₂	0,0145	76,5	0,9465	1,44	3714
	0-1	1,20	SP ₂	0,0064	122	0,9635	0,63	"
		-2,77	SP ₂	0,0149	77,25	0,9458	1,47	"
	1-2	1,20	SP ₂	0,0064	122	0,9635	0,63	"
		0,50L	SP ₁	0,004	158	0,9741	0,39	"
	2	-2,57	SP ₂	0,0138	80,25	0,9430	1,37	"
		1,34	SP ₂	0,0072	115	0,9615	0,71	"
	2-3	0,485	SP ₁	0,0039	160	0,9714	0,38	"
		-2,57	SP ₂	0,0138	80,25	0,9430	1,37	"
	3	1,34	SP ₂	0,0072	115	0,9615	0,71	"
		0	-8,07	SP ₂	0,0425	41,6	0,9117	4,48
0-1	7,65		SP ₂	0,0412	41,3	0,9132	4,25	"
	1	2,69	SP ₂	0,0145	78,5	0,9465	1,44	"
1-2		-5,43	SP ₂	0,0292	52,5	0,9259	2,97	"
	2	3,75	SP ₂	0,0202	65	0,9375	2,03	"
2-3		0,871	SP ₁	0,007	117	0,9621	0,68	"
	3	-5,22	SP ₂	0,0231	54	0,9275	2,85	"
3		3,78	SP ₂	0,0203	65	0,9375	2,04	"
	3	0,841	SP ₁	0,0068	119	0,9627	0,66	"
3		-5,22	SP ₂	0,0231	54	0,9275	2,85	"
	3	3,87	SP ₂	0,0208	64	0,9367	2,09	"

Verification des contraintes:

La section d'armatures adoptée pour toutes les poutres des 2 niveaux est de $3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\tilde{\omega} = \frac{100H}{bh^2} = 0,327 \longrightarrow K = 41 \quad \text{et } E = 0,9108$$

sous SP_1 : $\max = 0,871 \text{ t.m} \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 440,4 \text{ kg/cm}^2$ et $\bar{\sigma}_b = 10,74 \text{ kg/cm}^2$

sous SP_2 : $\max = 8,07 \text{ t.m} \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 4080,47 \text{ kg/cm}^2$ et $\bar{\sigma}_b = 99,52 \text{ kg/cm}^2$.

Verification de la fissuration

$$\phi_{\max} = 14 \text{ mm} \quad A = 4,62 \text{ cm}^2 \longrightarrow w_f = \frac{A}{2b d} = 0,0256$$

$$\longrightarrow \bar{\sigma}_1 = 3503,2 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_2 = 2413,67 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Verification de la flèche

$$\cdot h_t/l = \frac{0,15}{3,9} = 0,128 > \frac{1}{16} = 0,062$$

$$\cdot h_t/l = 0,128 > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_y}{M_0} = \frac{1}{10} \cdot \frac{1,06}{1,53} = 0,069$$

$$\cdot \frac{A}{bh} = \frac{4,62}{30,47} = 0,0032 < \frac{43}{500} = \frac{43}{4120} = 0,013$$

} Vu les 3 conditions suivantes
sont vérifiées, c'est inutile
de faire la vérification de
la flèche.

Armatures transversales:

Le portique longitudinal étant constitué de travées identiques, nous essayons d'adopter les mêmes armatures transversales.

L'espacement exigé par le C.T.C est :

- zone nodale : sur une longueur $l' = 2h_t = 100 \text{ cm}$

$$t \leq \min(0,3h ; 12\phi_e) = \min(14,1 \text{ cm} ; 16,8) = 14,1 \text{ cm} \longrightarrow t = 14 \text{ cm}$$

- zone courante : $t \leq 0,5h \longrightarrow t = 25 \text{ cm}$.

NB : pour les armatures inférieures dans tous les cas on a $T + \frac{M}{z} < 0$ pour cela on laisse filer les armatures de la travée, aux appuis suivant l'aspect constructif.

Verification de l'adhérence:

$$T_{\max} = 4,57 \text{ t} \quad R = 3\pi \cdot 1,4 = 13,19 \text{ cm}$$

$$\tau_d = \frac{4,57 \cdot 10^3}{13,19 \cdot 7,847} = 8,42 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 26,65 \text{ kg/cm}^2$$

FUNDATIONS

FONDACTIONS

Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure qu'elle reçoit par le biais des éléments porteurs au sol.

Le choix du système de fondation est fonction du terrain d'axe et de la superstructure, ce qui nécessite une étude complète du sol.

Pour ça, on a contacté plusieurs fois le laboratoire de l'école pour quelques essais, ou au moins de nous donner quelques renseignements sur le sol, mais la réponse a été toujours négative, et à la fin de compte, on a estimé le taux de travail du sol à une valeur défavorable de 2 bars à 1,5m d'ancrage.

Les fondations que nous allons calculer sont superficielles :

Nous avons deux (02) types de semelles :

- Semelles isolées sous 1 poteau
- Semelles isolées sous 2 poteaux

Choix des semelles :

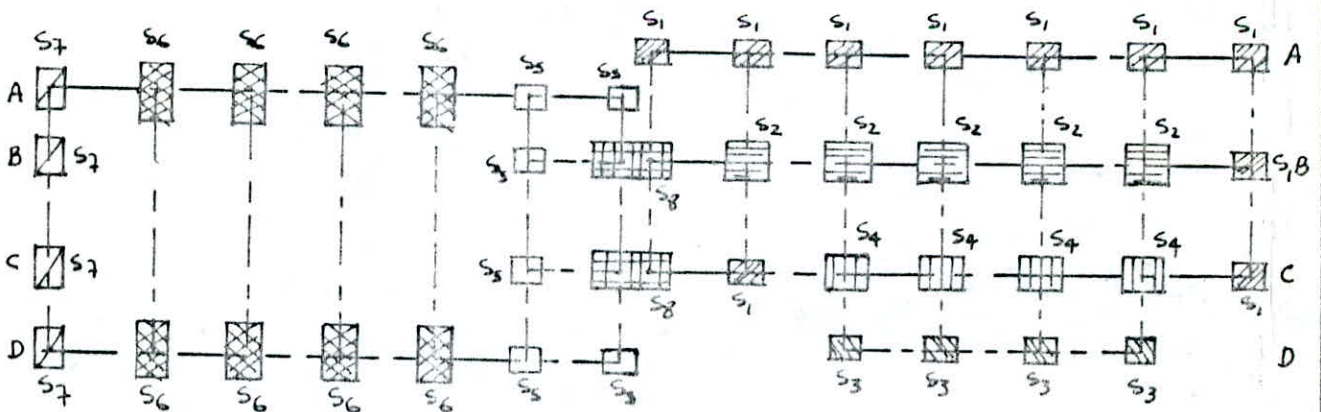
Les semelles isolées ont été choisit vue l'espace suffisant entre les poteaux (80 cm minimum pour le travail d'un ouvrier respecté)

Méthode de calcul :

le calcul se fera sous SP_1 et la vérification sous SP_2 .

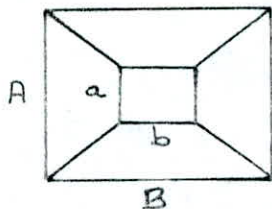
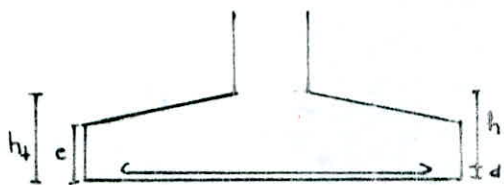
le calcul du ferrillage se fait par la méthode des bielles.

Vue en plan des fondations : réperée par la position des poteaux.



BLOC A

Semelle sous poteau : S₅ (40x40):



a/ sous S_{P1} :

$N = 27,629 \text{ t}$ $M = 1,226 \text{ t.m}$ $a = b = 40 \text{ cm}$ $e_0 = \frac{M}{N} = 4,43 \text{ cm}$

- surface de la semelle :

Le poteau est homothétique à la fondation

d'où : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{40}{40} = 1 \rightarrow A = B$

$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{A^2} \left(1 + \frac{3e_0}{A} \right) \rightarrow$ on trouve $A = B \approx 124 \text{ cm}$

\rightarrow on prend $A = B = 130 \text{ cm}$

b/ verification à la stabilité sous S_{P2} :

$N = 34,368 \text{ t}$ $M = 11,314 \text{ t.m}$

$h \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right\} = 22,5 \text{ cm} \rightarrow h = 25 \text{ cm}$ et $h_t = 30 \text{ cm}$

- poids des terres :

$N_1 = \gamma (A \cdot B - ab) (D - h) = 1,8 (1,30^2 - 0,40^2) (1,5 - 0,25) = 3,426 \text{ t}$

- Poids de la semelle :

$N_2 = 2,5 (A \cdot B \cdot h_t) = 1,267 \text{ t}$

$N_t = N + N_1 + N_2 = 39,078 \text{ t}$

$\rightarrow e_0 = \frac{M}{N_t} = \frac{11,314 \cdot 10^5}{39,078 \cdot 10^3} = 28,76 \text{ cm} < \frac{A}{4} = 32 \text{ cm} \rightarrow$ la stabilité est vérifiée (RPA 81).

c/ verification des contraintes sous S_{P1} :

$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$ $I = \frac{BA^3}{12} = \frac{A^4}{12} = \frac{130^4}{12} = 2,38 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$

$v = \frac{A}{2} = 65 \text{ cm}$

$\rightarrow \sigma_1 = 1,96 \text{ kg/cm}^2$ et $\sigma_2 = 1,30 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma \left(\frac{A}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,795 < \bar{\sigma}_s$

d/ verification de la condition de non poinçonnement

$\frac{1,5 (Q - F)}{P.c. h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$

$F = (a + h_t)(b + h_t) \bar{\sigma}_s = 8795,5 \text{ kg}$

$P_c = 2(a + b + 2h_t) = 280 \text{ cm}$ et $N = 27629 \text{ kg}$

$$\frac{1,5(27629 - 8795,13)}{280 \times 30} = 3,36 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \bar{\sigma}_b \text{ vérifié.}$$

e/ Ferraillage de la semelle :

$$A_x = \frac{\varphi'(A - a)}{8 \bar{\sigma}_a h} \quad \text{et} \quad A_y = \frac{\varphi'(B - b)}{8 h \bar{\sigma}_a} \quad \text{avec} \quad \varphi' = \sigma \left(\frac{A}{4} \right) \cdot A \cdot B$$

$$A_x = A_y = \frac{30335,5(130 - 40)}{8 \times 25 \times 2800} = 4,875 \text{ cm}^2$$

Adopté = 7T10 = 5,49 cm² dans les 2 sens.

Ferraillage des autres semelles du Bloc A :

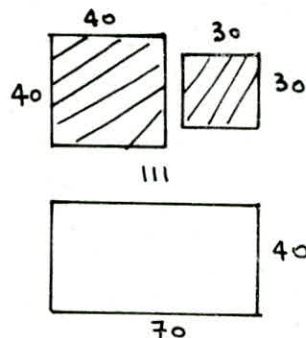
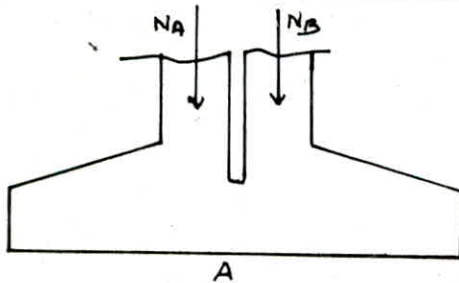
Semelles	Poteaux	A(cm)	B(cm)	h _f (cm)	h(cm)	e(cm)	A _x (cm ²)	A _y
S ₅	40x40	130	130	30	25	20	7T10	7T10
S ₆	60x40	270	180	60	55	20	12T10	8T10
S ₇	50x40	175	140	40	35	20	7T10	6T10

BLOC - B

Ferraillage des semelles du bloc B sont récapitulées dans le tableau suivant :

Semelles	Poteaux	A(cm)	B(cm)	h _f (cm)	h(cm)	e(cm)	A _x (cm ²)	A _y (cm ²)
S ₁	30x30	130	130	30	25	20	7T10	7T10
S ₂	30x30	165	165	40	35	20	8T12	8T12
S ₃	30x30	120	120	30	25	20	6T10	6T10
S ₄	30x30	145	145	35	30	20	7T12	7T12

Semelle sous 2 poteaux : S₈



Sous SP₁:

$$N_A = 27,629 \text{ t}$$

$$M_A = 0$$

$$N_B = 30,04 \text{ t}$$

$$M_B = 0,152 \text{ t.m}$$

Sous SP₂

$$N_A = 31,21 \text{ t}$$

$$M_A = 0$$

$$N_B = 10,363 \text{ t}$$

$$M_B = 6,437 \text{ t.m}$$

- Surface de la semelle:

Sous SP_1 :

$$N_t = N_A + N_B = 27,629 + 30,04 \text{ t} = 57,669 \text{ t} \quad \text{et} \quad M_t = 0,152 \text{ t.m}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{70}{40} = \frac{A}{B} \quad \rightarrow \quad A = 1,75 B \quad \text{et} \quad e_0 = 0,26 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{A \cdot B} + M \cdot \frac{y}{I} \quad y = \frac{A}{4} \quad \text{et} \quad e_0 = \frac{M}{N}$$

$$\text{d'où} \quad \bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{1,75 B^2} \left[1 + \frac{3 e_0}{1,75 B} \right] \quad \text{on trouve} \quad B \geq 128,6 \text{ cm}$$

on prend $b = 130 \text{ cm}$ et $A = 1,75 B = 230 \text{ cm}$.

- Verification de la stabilité sous SP_2 :

$$N = N_A + N_B = 31,21 + 10,363 = 41,573 \text{ t}$$

$$M = 6,437 \text{ t.m}$$

$$h \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right\} = \max \{ 40, 22,5 \} = 40 \text{ cm.}$$

$$h = 40 \text{ cm} \quad h_t = 45 \text{ cm} \quad d = 5 \text{ cm.}$$

. Poids des terres :

$$N_1 = 1,8 (A \cdot B - ab)(0-h) = 5,6826 \text{ t}$$

. Poids de la semelle :

$$N_2 = 2,5 (A \cdot B \cdot h_t) = 3,363 \text{ t}$$

$$N_t = N + N_1 + N_2 = 50,618 \text{ t} \quad \text{et} \quad M = 6,437 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_t} = \frac{6,437 \cdot 10^2}{50,618} = 12,71 < \frac{A}{4} = 57,5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{la stabilité est vérifiée d'où: } A = 230 \text{ cm; } B = 130 \text{ cm; } h_t = 45 \text{ cm; } h = 40 \text{ cm}$$

- Verification des contraintes du sol sous SP_1 :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v \quad v = \frac{A}{2} \quad \text{et} \quad I = \frac{B A^3}{12} \quad S = A \cdot B$$

$$N = 57,669 \text{ t} \quad M = 0,152 \text{ t.m}$$

$$\text{d'où} \quad \sigma_1 = 1,94 \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 1,91$$

$$\rightarrow \sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,93 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2$$

- Verification de la condition de non poinçonnement:

$$\frac{1,5 (Q - F)}{P_c h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

$$Q = N = 57,669 \text{ t}$$

$$F = (a + h_t)(b + h_t) \bar{\sigma}_s = (70 + 40)(40 + 40) \cdot 1,93 = 16984$$

$$P_c = 2(a + b + h_t) = 2(70 + 40 + 2 \cdot 40) = 380 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \frac{1,5(57669 - 16984)}{380 \times 40} = 4,015 \text{ kg/cm}^2 < 7,08 \text{ kg/cm}^2$$

- Ferraillage de la semelle:

$$A_x = \frac{Q' (A - a)}{8 h \bar{\sigma}_a} \quad \text{et} \quad A_y = \frac{Q' (B - b)}{8 h \bar{\sigma}_a}$$

$$Q' = \sigma (A/4) \cdot A \cdot B = 1,93 \cdot 230 \cdot 130 = 57707 \text{ kg}$$

$$A_x = \frac{57707 (230 - 70)}{8 \cdot 40 \cdot 2800} = 10,304 \text{ cm}^2 \longrightarrow 10T12 = 11,31 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{57707 (130 - 40)}{8 \cdot 40 \cdot 2800} = 5,796 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

LONGRINES

Les longrines sont indispensables, au droit de chaque file de poteaux dans le cas des semelles isolées, lorsque la distance verticale d'ancrage dépasse 1 m, elles doivent être calculées pour résister à la traction ou à la compression sous l'action d'une force égale à :

$\frac{N_{\max}}{10}$ pour les sols meubles et $\frac{N_{\max}}{15}$ pour les sols de moyenne consistance

N_{\max} : force axiale du poteau, à cette sollicitation, il faut ajouter dans le cas échéant les efforts des charges et moments appliqués directement sur les longrines.

Les longrines, auront comme dimensions minimales indiquées ci-après :

. 25 cm x 30 cm pour les sols de fondation de consistance moyenne

. 30 cm x 30 cm pour les sols de fondation meubles.

Le ferrailage minimum doit être 4T14 ou 4T12 avec des cadres dont l'espacement est ≤ 20 cm.

* BLOC : B

On prend comme section des longrines une section rectangulaire 30x30 dans les 2 sens.

Les longrines reposent sur le sol et pour cela on néglige l'effet du poids propre et le poids ^{des} terres qui seront équilibrés par la réaction du sol.

On calcule un seul type de longrines qui est le plus sollicité et on ferraille les autres de la même façon.

calcul des armatures :

$$N_{\max} = 50,41 \text{ t (sous } SP_1) \longrightarrow N = \frac{N_{\max}}{10} = 5041 \text{ kg}$$

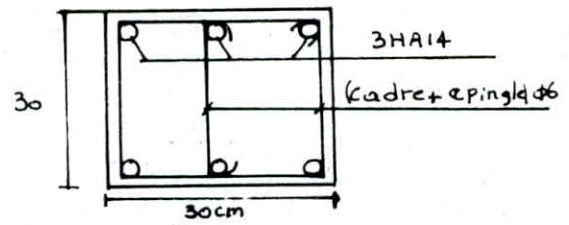
- en compression :

$$A_l \geq \frac{1}{15} \left(\frac{5041}{60,5} - 30 \times 30 \right) < 0$$

- en traction :

$$A_l \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{5041}{2800} = 1,8 \text{ cm}^2$$

On adopte la même section d'acier en haut et en bas soit 3HA14. Pour les armatures transversales on prend un cadre plus un epingle de $\phi 6$ avec un espacement de 20cm.



* BLOC : A :

On a 2 types de longrines :

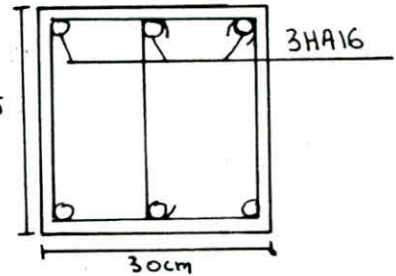
- Sens longitudinal + Sens transversal (Pour les files de poteaux 1, 2, et 7).

la section des longrines est de 30x35

avec $N = \frac{N_{max}}{10} = 3436,8 \text{ kg}$

. en compression : $A'e \geq \frac{1}{15} \left(\frac{3436,8}{68,5} - 30 \times 35 \right) < 0$

. en traction : $A'e \geq \frac{N}{\sigma_a} = \frac{3436,8}{2800} = 1,23 \text{ cm}^2$



On adopte la même section d'acier en haut

et en bas soit (3HA16). Pour les armatures

transversales on prend un cadre + 1 epingle de $\phi 6$ avec $t = 20 \text{ cm}$.

- Sens transversale : pour les files de poteaux intermediaire 3, 4, 5 et 6 :

la section des longrines est de 30x60

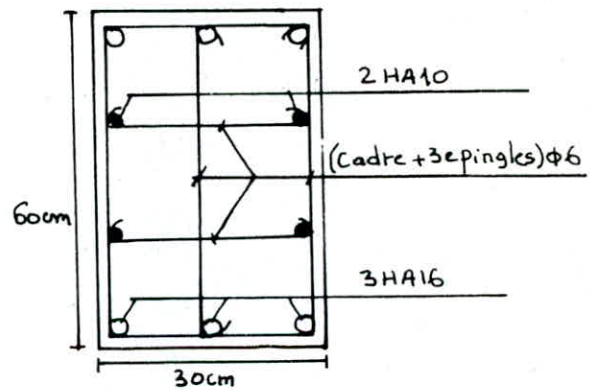
$N = \frac{N_{max}}{10} = 3603,2 \text{ kg}$

. en compression :

$A'e \geq \frac{1}{15} \left(\frac{3603,2}{68,5} - 30 \times 60 \right) < 0$

. en traction :

$A'e \geq \frac{N}{\sigma_a} = \frac{3603,2}{2800} = 1,3 \text{ cm}^2$



on adopte la même section d'acier en haut et en bas soit (3HA16) plus des armatures de repartition 4HA10.

On prend un cadre + 3 epingles de $\phi 6$ avec un espacement de 20cm.

VOILE PERIPHERIQUE

Vue que notre ouvrage est enterré à une profondeur de 1,20m, donc il faut un voile peripherique pour supporter la poussée des terres et rigidifier l'infrastructure.

. Armatures Longitudinales filantes superieures et inferieures de sections superieure à 0,2% de la section transversale totale du beton avec un recouvrement superieur à 50%.

. Equerre de renforcement dans les angles.

. Armatures Longitudinales de peau $\geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par (ml) de hauteur.

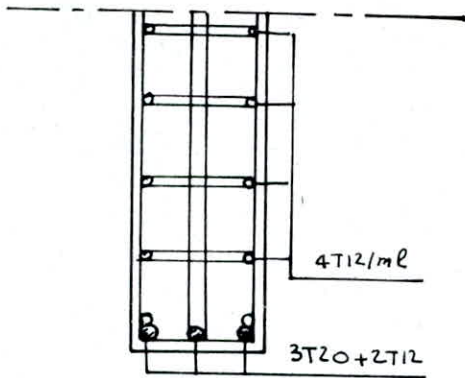
Ferraillage :

hauteur $h = 2,70 \text{ m}$ $e = 20 \text{ cm}$

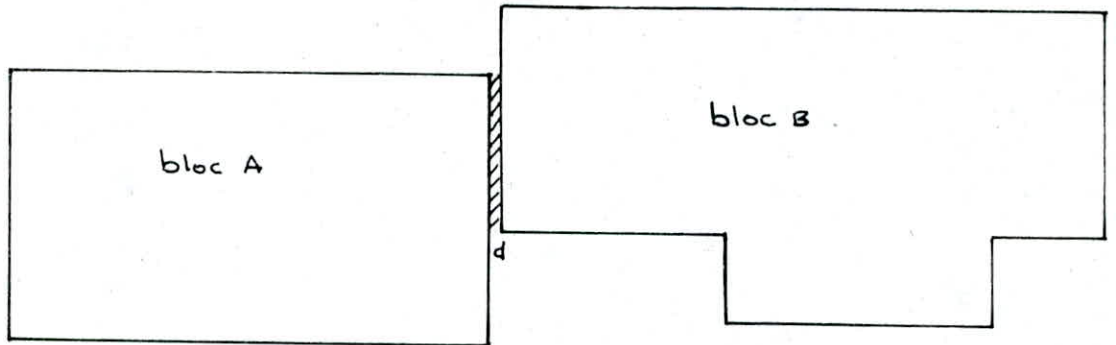
$A_L = \frac{0,2 \cdot 270 \cdot 20}{100} = 10,8 \text{ cm}^2$

soient : $3T20 + 2T12 = 11,68 \text{ cm}^2$

Les armatures de peau : $4T12/m\ell \rightarrow A_p = 4,52 \text{ cm}^2 > 2 \text{ cm}^2/m\ell$.



JOINT . DE . DILATATION



Nous avons un joint de dilatation à dimensionner.

Cet joint doit permettre, aux 2 bloc adjacents A et B, le libre déplacement sans contact préjudiciable.

L'épaisseur du joint doit être supérieure, au cumul des déplacements des 2 bloc

. l'épaisseur du joint est $d \geq \frac{H_1}{300}$ avec H_1 hauteur du bloc le moins élevé.

. l'épaisseur minimale admissible des joints parasismiques est 2cm (Art. 2.3.2.5).

$\delta_A =$ déplacement max du portique longitudinal du bloc A $= 1/2 B \cdot T_j/R_j$ avec $B = 1/4$
 $\delta_B =$ déplacement " " " du bloc B $= 1/2 B \cdot T_j/R_j$

$\delta_A = 2,28 \text{ cm}$ et $\delta_B = 0,96$ déjà calculés dans le chapitre étude, au séisme.

$d_1 = \delta_A + \delta_B = 3,24 \text{ cm}$
 $d_2 = \frac{41}{300} = \frac{760}{300} = 2,53 \text{ cm}$ } $\rightarrow d = 3,5 \text{ cm}$.

REMARQUES

- la dalle flottante du bloc B sera ferrillée forfaitairement
- L'estrade sera ferrillée forfaitairement.
- On a pas étudié les escaliers extérieurs, vu le temps mis pour établir la conception de ce projet (en collaboration avec M^{me} SI-AMOUR Architecte à L'ENP)
- Malgré les diverses difficultés rencontrées le long de notre travail surtout dans le domaine de la conception (dû au manque d'expérience), mais nous n'avons cessé d'apprendre à chaque réflexion et recherche dans cette étude.
- En conclusion :

On peut dire que ce travail n'est en fait qu'un essai de passage de la "formule scientifique théorique" aux méthodes pratiques de calcul des bureaux d'étude.

BIBLIOGRAPHIE

- Règles Techniques CCBA 68
- Règles Parasismiques Algériennes RPA 81 modifié 83.
- Aide-Memoire : RDM , BA , Second Oeuvre du Batiment
- Calcul et Verification des ouvrages en Beton-Arme'
(PIERRE - CHARRON)
- Conception et Calcul des structures soumisees au seisme .
- Traité de Beton Arme' (A. GUERRIN)
- Cours de Beton Arme' III (BELAZOUGUI)
- Cours de Beton Arme' II
- Cours de RDM III

