

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

105
المدرسة الوطنية للعلوم التطبيقية
العلمية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE - CIVIL

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

Etude d'un groupe scolaire
composé de
(deux blocs de classe salle-
polyvalente)
structure auto - stable

Proposé par :

B.E.AB

ALGER

Etudié par :

A. BENMEBAREK

M. REDJECHTA

Dirigé par :

A. CHARIF

PROMOTION JUIN 85

ملخص

تعالج هذه الأطروحة مجموعة مدرسية (متوسطة) تتكون من بنائتين مخصصتين للتدريس وقاعة متعددة النشاطات وتكون بنية المتوسطة في مجملها ذاتية الاتزان . وتقع في بئر مراد رايس (ولاية الجزائر) وتشمل أطروحتنا هذه الدراسة التامة لبنائتي التدريس مع مقارنة مع ذلك وفقا لنظامين (CCBA68 و BAEL80) وفيما يخص القاعة المتعددة النشاطات تعالج دراسة السقف المكون من عتبات مبنوعة من البيطون المسبق الاجهاد .

Résumé

Le présent projet traite l'étude d'un groupe scolaire (CEM) composé de deux (2) blocs de classes et une salle Polyvalente dont la structure étant auto-stable (portiques) situé à Bir-Mourad Raïs (Wilaya d'Alger). Notre projet comporte l'étude complète des deux (2) blocs de classes avec une comparaison suivant les 2 règlements CCBA68 et le BAEL80; Pour la salle Polyvalente On a prévu un plancher à poutrelles en béton Précontraint à cause de ses dimensions

Abstract

The aim of this project is to design a two (2) block secondary school located in Bir-Mourad Raïs (Algiers), with an auto-stable framed RC structure . The study included a comparison between the two French R.C codes CCBA68 and BAEL80 For the large multi-use room a floor with Prestressed concrete T. beams was adopted.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَقُلْ رَبِّ زِدْنِي عِلْمًا



اللَّهُمَّ ارْزُقْنَا حُسْنَ التَّوَكُّلِ عَلَيْكَ

اللَّهُمَّ إِنِّي أَسْأَلُكَ عِلْمًا نَافِعًا

إِنَّكَ سَمِيعُ الدُّعَاءِ.



remerciements

Ce travail n'aurait pu être entrepris et mené à terme sans la contribution de notre promoteur : M^{rs} CHARIF Abdelhamid directeur de département de GENIE CIVIL dont l'attention l'intérêt et l'aide ont contribué à l'orientation de cette étude.

- Nos plus sincères remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation. Nous tenons à remercier M^{rs} HAFIDI, M^{rs} BLOUD, M^{rs} ZORKANE pour leurs conseils utiles qui nous ont permis d'achever notre travail.

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

Que tous ceux qui nous ont aidé dans l'élaboration de ce travail trouvent ici l'expression de nos profonds remerciements.

M^{rs} : MERABET FARID

M^{rs} : SIDHOUM "POUR le TIRAGE"

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
dedicaces

Je dedie ce humble travail à :

- Mes chers parents à qui je dois tout le respect, le devouement et la reconnaissance pour leurs sacrifices consentis à mon égard, pour leurs conseils, leur compréhension, pour leur aide qui m'a permis de franchir les plus grands obstacles rencontrés.
- A mes Frères et soeurs en leur souhaitant une vie harmonieuse pleine de bonheur, dépanouissement et de réussite.
- A tous ceux qui me sont chers, et qui ont souhaité un jour que je sois ainsi.
- A ma cousine Fouzia et à mon cousin Nacer-eddine.
- A toute la Famille.
- A tous les amis.

R. Mabrouk.

Au terme de toutes ces années de travail, je dedie ce modeste travail, en signe de respect, et de reconnaissance à :

- Mes chers parents à qui je dois tout le respect, le devouement, et la reconnaissance pour leurs sacrifices, pour leurs conseils, leur compréhension qui m'ont permis de franchir les plus grands obstacles.
- A la Memoire de ma grande mere. JAMINA.
- A mon Oncle laifa pour ses conseils benefiques
- A tous ceux qui m'aiment
- A tous ceux qui ont souhaités un jour que je sois ainsi
- A toute ma famille.

A. BENMEBAREK.

SOMMAIRE

<u>CHAPITRE</u>	<u>PAGE</u>
présentation de l'ouvrage	1
prédimensionnement	2
charge et surcharge	3
descente de charge	4
caractéristiques des matériaux suivant le CCBA et le BAEL 80-5	5
calcul des éléments suivant le CCBA 68 et le BAEL 80 (acrotère, escaliers, planchers)	7
calcul des rigidités	16
étude au séisme	24
étude au vent	28
efforts dans les portiques engendrés par les charges horizontales	30
déformation horizontale	39
vérification au renversement	40
calcul des charges verticales	41
superposition des sollicitations suivant le CCBA 68	50
superposition des sollicitations suivant le BAEL 80	64
ferraillage des poutres suivant le CCBA 68	70
ferraillage des poutres suivant le BAEL 80	79
ferraillage des poteaux suivant le CCBA 68	82
ferraillage des poteaux suivant le BAEL 80	96
fondation suivant le CCBA 68 et le BAEL 80	97
conclusion entre les deux règlements	101
calcul du joint de dilatation	101
calcul des poutrelles en béton précontraint	102

présentation du projet

le Projet qui nous a été confié par le B.E.A.B consiste à étudier les éléments résistants d'un Groupe scolaire (CEM) située à Bir Mourad Rais (wilaya d'Alger), composé de deux (2) Blocs de classes et Une salle Polyvalente dont la structure étant auto-stable (portiques).
les dimensions sont:

classes : largeur totale 21.45^m
longueur totale 40.38^m
hauteur totale 3.02^m (y compris l'acrotère)

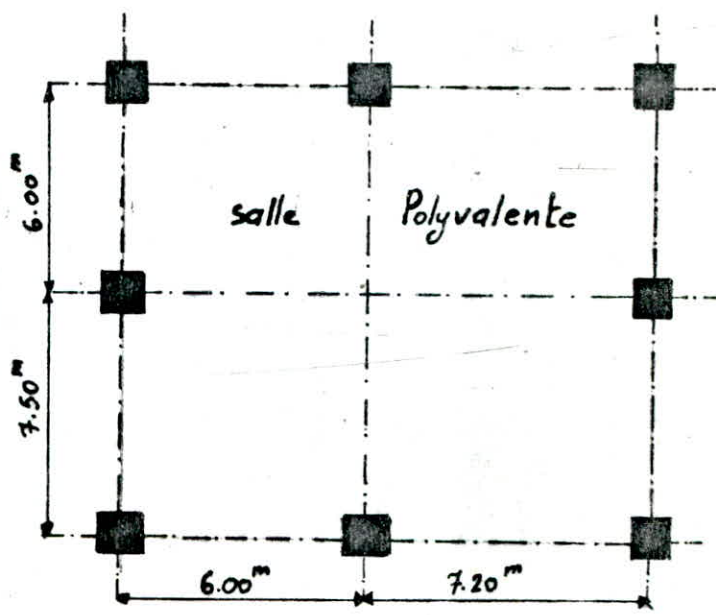
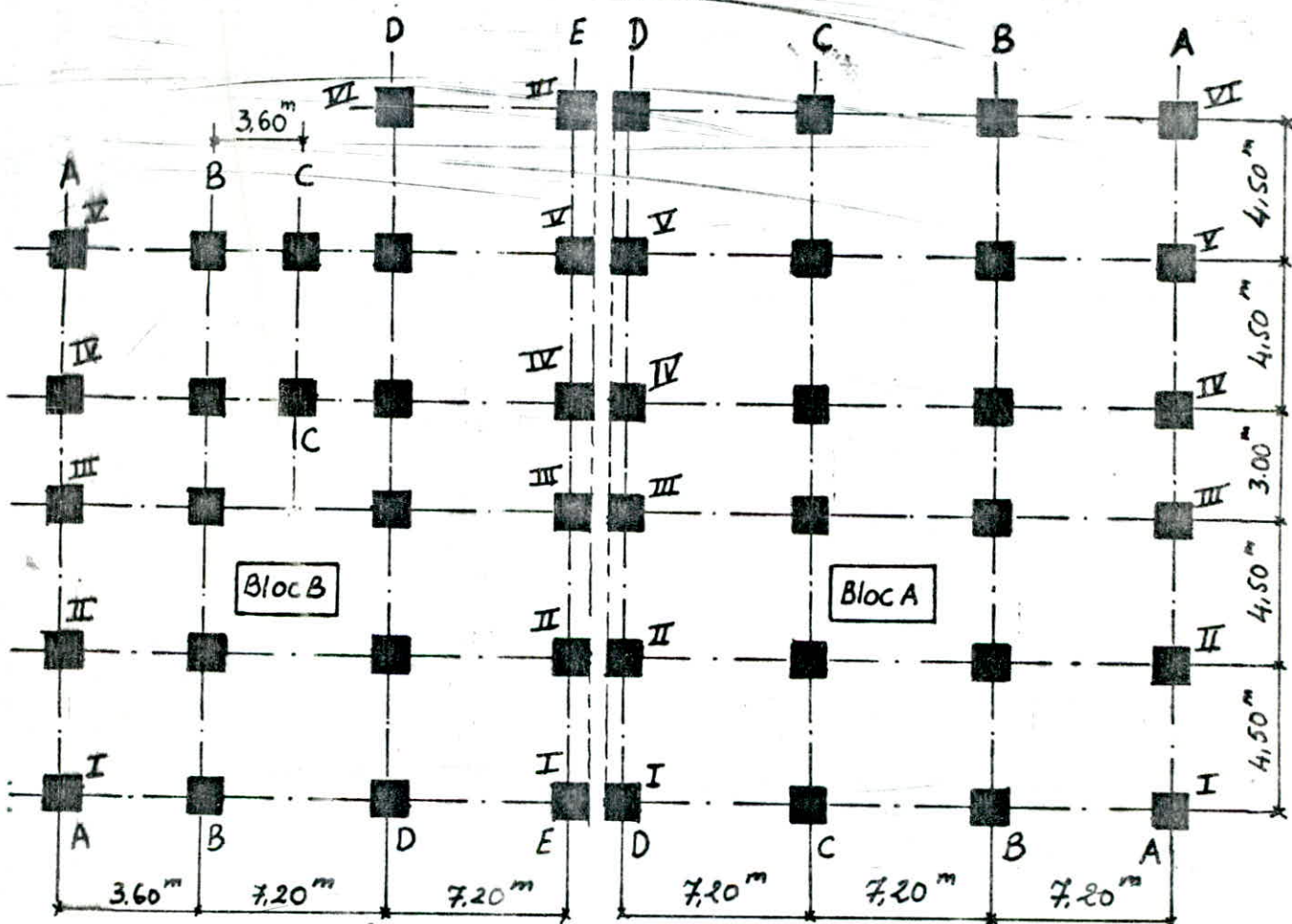
Salle Polyvalente : largeur totale : 13.85^m
longueur totale : 13.55^m
Hauteur totale 4.34^m (y compris l'acrotère)

classes : le plancher terrasse et plancher courant sont en corps creux.
(20+5) cm

salle polyvalente : le plancher est à poutrelles en Béton précontraint.

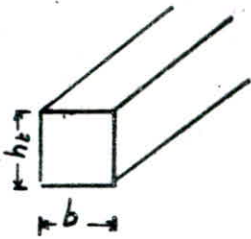
Escalier : les escaliers seront construits en Béton armé, coulés sur place
les Matériaux de Construction (béton-acier) seront conformes aux règles en vigueur en ALGERIE.

R.D.C en dalle pleine $e = 18$ cm.



Prédimensionnement

A. Poutres



Les valeurs de b et de h_t sont vérifiées selon les prescriptions du règlement parasismique algérien (RPA 81) version 83 en vigueur relatif au coffrage des poutres (art 42.1.2) soit :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases} \text{ en zone II}$$

b : la largeur de la Poutre

h_t : la hauteur de la poutre

A: Classes: la portée maximale est $L = 7,20^m$ (sens longitudinal); $l = 4,50^m$ (sens transversal). Nous prédimensionnerons la largeur et la hauteur de la poutre selon les conditions suivantes:

$$\begin{cases} \frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \\ 0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \end{cases}$$

le calcul conduit à: a) Poutres principales 30×70

b) Poutres secondaires 30×45

B: salle Polyvalente: la portée maximale est $L = 7,50^m$ dans le sens transversal
 $l = 7,20^m$ dans le sens longitudinal

le calcul conduit à:

a) Poutre Principale 30×70

b) Poutre secondaire 30×70

Remarque: Poutre longitudinale = Poutre Principale

Poutre transversale = Poutre secondaire

le complément CTC exige pour les poutres les conditions suivantes:

a) $b \geq 20 \text{ cm}$

b) $h_t \geq 30 \text{ cm}$ en zone II

c) $\frac{h_t}{b} \leq 3$

toutes ces 3 conditions sont satisfaites, donc on peut admettre ce prédimensionnement

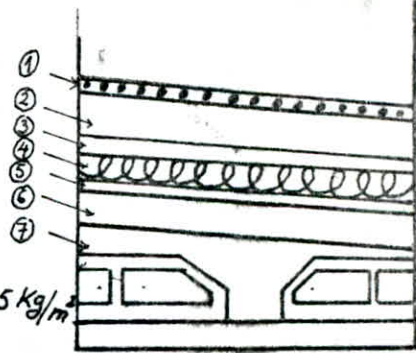
charges et surcharges

charges permanentes

Plancher terrasse

en corps creux:

1. gravillon (4cm): $1800 \times 0,04 = 72 \text{ Kg/m}^2$
2. multicouche: 10 Kg/m^2
3. chape de béton (4cm): 80 Kg/m^2
4. isolation thermique: 10 Kg/m^2
5. béton de pente (10cm): 200 Kg/m^2
6. hourdis + table de compression (20+5cm): 325 Kg/m^2
7. enduit de plâtre (1,5cm): 21 Kg/m^2



$$G = 718 \text{ Kg/m}^2$$

Plancher courant

1. carrelage (2cm): $2200 \times 0,02$
2. mortier de pose (1cm): $2000 \times 0,01$
3. sable (2cm): $1700 \times 0,02$
4. isolation thermique:
5. hourdis + table de compression
6. enduit de plâtre (1,5cm)

- 44 Kg/m^2
- 20 Kg/m^2
- 34 Kg/m^2
- 10 Kg/m^2
- 325 Kg/m^2
- 21 Kg/m^2

$$G_1 = 454 \text{ Kg/m}^2$$

$$G = G_1 + 75 \text{ Kg/m}^2 \text{ (cloison)} = 529 \text{ Kg/m}^2$$

Plancher R.D.C : (dalle pleine)

L'épaisseur de la dalle pleine a été choisie selon la condition: $\frac{l}{40} \leq e \leq \frac{l}{30}$
 l: étant la plus grande portée de la dalle: $l = 7,20 \text{ m}$
 d'où: $e = 18 \text{ cm}$

soit le Poids propre de la dalle: $p_e = 2500 \times 0,18 = 450 \text{ Kg/m}^2$

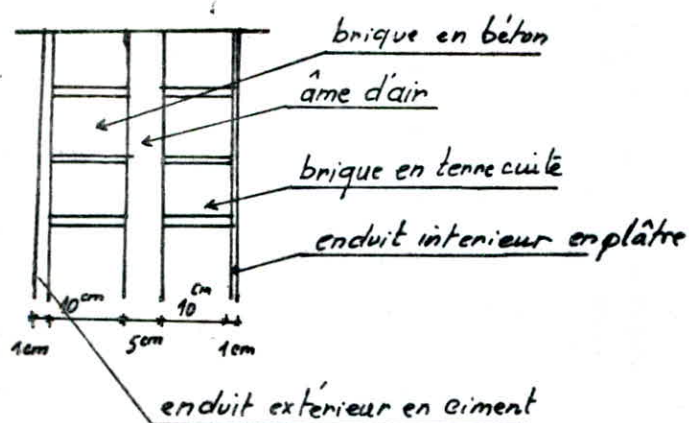
charges permanentes: les mêmes éléments entre dans la composition de cette Partie du plancher mis à part le poids propre du corps creux qui sera remplacé à celui de la dalle

$$\text{soit: } G_1 = 579 \text{ Kg/m}^2 + 75 \text{ Kg/m}^2 = 654 \text{ Kg/m}^2$$

B: surcharges d'exploitation:

- Plancher terrasse: $P = 100 \text{ Kg/m}^2$ (terrasse non accessible).
- Salles des classes: $P = 350 \text{ Kg/m}^2$
- Escaliers: $P = 400 \text{ Kg/m}^2$

Remplissage: le mur extérieur est formé d'une double cloison, l'une est de 10cm, l'autre de 10cm et d'un vide d'air entre elles de 5cm



enduit (1,5cm): $1300 \times 0,015 \times 2 = 39 \text{ kg/m}^2$
 briques 192 kg/m^2
 $\Sigma = 231 \text{ kg/m}^2$

DESCENTE DE CHARGES

On suppose que la section du poteau est de $30 \times 30 \text{ cm}$ et on choisit un portique intermédiaire et un portique de rive et on fait notre descente de charge.

a) portique intermédiaire

Poids Propre $G = 48,65 \text{ t}$ (poids propre revenant au poteau intermédiaire)

b) portique de rive

Poids Propre $G = 29,03 \text{ t}$ (poids propre revenant au poteau de rive).

SURCHARGES:

Plancher terrasse	2,90 t
Plancher Courant	10,14 t
Plancher R.D.C	10,14 t

$P = 23,18 \text{ t}$

En vue des règles pratiques qui concernent seulement l'influence de la continuité sur l'effort normal dans les poteaux, le CCBA 68 conseille de majorer les efforts normaux de 10% (poteaux centraux dans les bâtiments comportant au moins trois travées) et minorer les efforts normaux de 5% (poteaux de rive).

soit $N_{\text{int}} = 84,11 \text{ t}$: effort normal revenant au poteau intermédiaire

$N_{\text{rive}} = 54 \text{ t}$: effort normal revenant au poteau de rive.

Comme le poteau doit répondre aux conditions exigées par le CTC soient:

a) $b_1 \cdot b_2 \geq \frac{KN}{\sigma_{28}}$ où $K = 4$ en zone II

b) $\min(b_1, b_2) > 25 \text{ cm}$ en zone II

c) $\frac{1}{3} \leq \frac{b_1}{b_2} \leq 3$

Nous obtenons alors d'après ces conditions que la section choisie est de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ pour le poteau intermédiaire et le poteau de rive, la section étant carrée afin que les poteaux représentent la même inertie dans les 2 sens.

• Verification au flambement:

$$\frac{l_e}{b} \leq 14,4 \quad \text{ou} \quad l_e = 0,7 l_0 \quad \text{avec} \quad l_0: \text{étant la longueur libre des poteaux } l_0 = 3,74 \text{ m}$$

$$\frac{0,7 \times 3,74}{0,35} = 7,48 < 14,4 \Rightarrow \text{le flambement est bien vérifié.}$$

caractéristiques des matériaux : Règlements utilisés CCBA68 BAEL80

BÉTON: Règles CCBA68 : le béton est dosé à 350 Kg/m^3 strictement contrôlé, de ciment CPA 325, d'après nos calculs nous dresserons le tableau récapitulatif des contraintes admissibles du béton (traction simple, compression simple Flexion simple).

	Compression simple $\bar{\sigma}_b' \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	Flexion simple $\bar{\sigma}_b \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	Traction simple $\bar{\sigma}_b \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
SP ₁	82,5	165	7,1
SP ₂	124	247,5	10,65

ACIERS:

SP₁: 1^{er} genre

SP₂: 2^{em} genre

Nuance de l'acier		$\bar{\sigma}_{en} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}$	$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en}$
FeE 24		2400	1600	2400
FeE 40	$\phi \leq 20$	4200	2800	4200
	$\phi > 20$	4000	2667	4000

TREILLIS soudés :

$$\phi \leq 6 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = 3533 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi > 6 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_{en} = 4500 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = 3000 \text{ Kg/cm}^2$$

la contrainte de traction imposée par la condition de non fissuration du béton (art 4.9.22), la valeur maximale de la contrainte des armatures est limitée par la plus grande des valeurs suivantes

$$\bar{\sigma}_1 = K \frac{\sigma_s}{\phi} \frac{\bar{\omega}_s}{1 + 90 \bar{\omega}_s} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \sigma_s}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$$\text{où } \bar{\omega}_s = \frac{A}{B_s}$$

Armatures transversales: Elles sont perpendiculaire à la ligne moyenne, la contrainte de traction admissible est donné par: $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_c$

avec $\rho_{at} = 1 - \frac{\sum b_i}{90 b}$ si $\rho_{at} > \frac{2}{3}$ pas de reprise de bétonnage
 $\rho_{at} = \frac{2}{3}$ si les conditions citées ci-dessus ne sont pas remplis

Règles BAEL 80 a) Béton: Pour un dosage de ciment de 350 kg/m^3 de classe (55 et 55R) avec un contrôle très suivi, la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours notée $f_{c,28} = 25 \text{ MPA} = 250 \text{ bars}$. la résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours est égale à $f_{t,28} = 0,6 + 0,06 f_{c,28} = 2,1 \text{ MPA} = 21 \text{ bars}$.

b) aciers: la limite élastique et la forme du diagramme contrainte-déformation sont les seules caractéristiques utiles à la justifications d'une section.

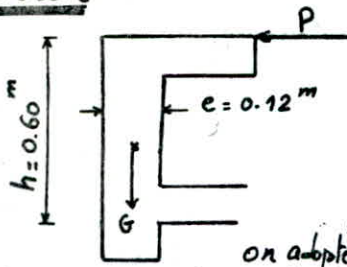
TYPE	NUANCES	limite d'élasticité (fe)
barre H.A type 1 et 2	FeE 40	400 MPa
	FeE 50	500 MPa
ronds lisses	FeE 22	215 MPa
	FeE 24	235 MPa

Aciers (Armature type 9): barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par traction ou torsion sans réduction de section.

Aciers (Armature de type 1): barre à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur.

calcul des éléments

A] Acrotère



Poids Propre = $ghe = 2500 \times 0.12 \times 0.60 = 180 \text{ Kg/mlp}$
 surcharge $P = 100 \text{ Kg/mlp}$ due à la main courante
 - Pour le calcul on considère une section rectangulaire $(0.12 \times 1) \text{ m}$
 soumise à la Flexion Composée : $N = G = 180 \text{ Kg/mlp}$; $M = 1.2 Ph = 72 \text{ Kg}$

Armature: (P. charon) * suivant leccBA.

on adopte la section minimale donnée par la condition de non fragilité (CCBA art 52) car la section calculée étant faible : $A \geq 0.69 bh \frac{\sigma_s}{\sigma_{ca}} = 1.17 \text{ cm}^2$ soit

$A_{adp} = 5 \text{ TG/mlp}$ avec un espacement $t = 20 \text{ cm}$, l'acrotère étant exposé aux intempéries, on prévoit également des armatures \perp aux armatures principales pour empêcher les fissures ces armatures sont dites armatures de Peau on choisit $4 \text{ TG} = 1.13 \text{ cm}^2$

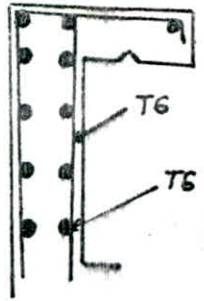
* Verification: - Fissuration : $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3302, 3 \text{ Kg/cm}^2 > 2800 \text{ Kg/cm}^2$

- Effort tranchant : $A \sigma_a \geq T + \frac{M}{z}$ où $T = 1.2P$ (Verifié)

$T + \frac{M}{z} < 0$ l'armature n'est soumise à aucun effort de traction

* suivant le BAEL : $N = 1.35G$; $M = 1.5 Ph$

$$A_{min} \geq \frac{0.23 bd f_{t28}}{f_c} \times \frac{e_0 - 0.455 d}{e_0 - 0.185 d} = 1.10 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 5 \text{ TG/mlp}$$



B] CALCUL DES ESCALIERS

les escaliers sont constitués de deux Paliers, un Palier courant et un Palier intermédiaire et d'une Paillasse (voilé)

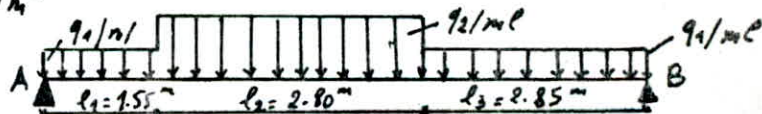
$h = 17 \text{ cm}$ (hauteur de la marche ; $g = 28 \text{ cm}$ largeur d'une marche \rightarrow la condition de "BLONDEL" est bien vérifiée $60 \leq g + 2h \leq 66$ (cm) $60 < 62 < 66$ vérifiée.

Paillasse et les Paliers de même épaisseur $e = 25 \text{ cm}$ $\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20}$

- Paillasse : $G = 1025 \text{ Kg/m}^2$ $P = 400 \text{ Kg/m}^2$

- Palier : $G_1 = 711 \text{ Kg/m}^2$ $G_2 = 1191 \text{ Kg/m}^2$

$$q_2 = G + 1.2P = 1505 \text{ Kg/m}^2$$



$$M_t = 7.593 \text{ tm} = 0.85 M_{max}$$

$$M_a = 2.680 \text{ tm} = 0.3 M_{max}$$

en tenant du semi-encastrement

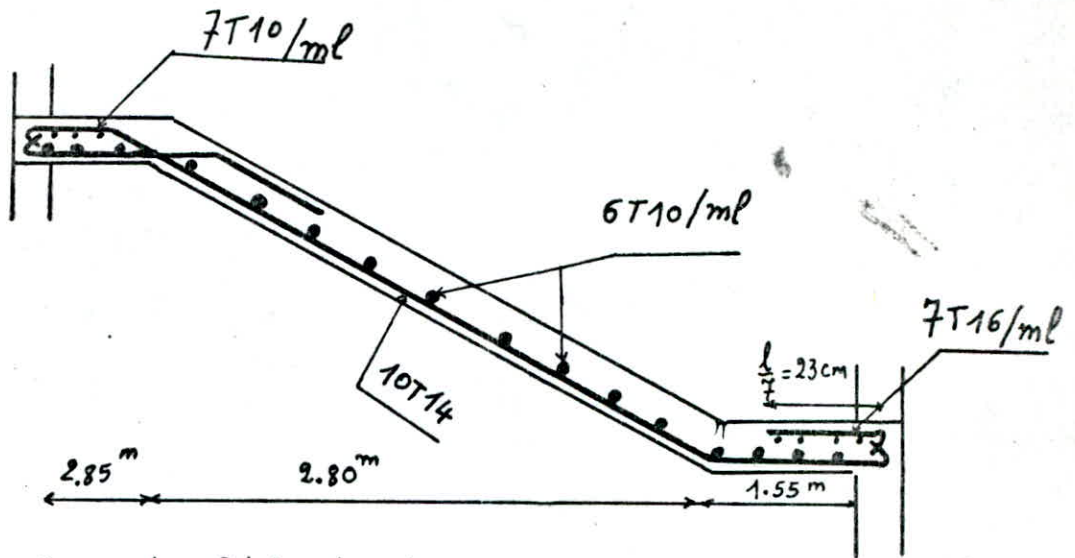
$$T_A = 4.807 \text{ t} ; T_B = 4.648 \text{ t} \quad \text{. CALCUL des Armatures:}$$

- suivant le CCBA68 : $A_t = 14.70 \text{ cm}^2/\text{mlp}$ soit $A_{ad} = 10 \times 14 = 15.39 \text{ cm}^2/\text{mlp}$ ($t = 10 \text{ cm}$,

$$A_r \geq A/4 \text{ soit } A_r = 6 \times 10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{mlp}$$

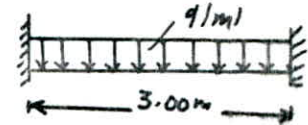
- appui : $A_a = 4.94 \text{ cm}^2$ soit Adoptée = $7 \times 10 = 5.49 \text{ cm}^2/\text{mlp}$ $t = 14 \text{ cm}$.

Toutes les vérifications sont admises.



C) Poutre Palier: cette poutre palier de section 25×35 est supposée semi-encastree aux poteaux à mi-hauteur.

P.P = 0.218 t/ml ; Reaction d'appui = 4.807 t/ml
 Poids d'un demi-mur 0.431 t/ml $q = 5.456 \text{ t/ml}$



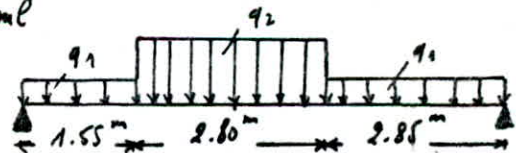
$$M_t = 0.85 M_0 = 5.217 \text{ tm} ; M_a = 0.30 M_0 = 1.841 \text{ tm} . M_0^{\text{max}} = q l^2 / 8 .$$

Armature : travée : $A = 6.69 \text{ cm}^2$ soit $A_{\text{adoptée}} = 5T14 = 7.70 \text{ cm}^2$
appui : $A = 2.24 \text{ cm}^2$ soit $A_{\text{adoptée}} = 3T10 = 2.35 \text{ cm}^2$
 tous les vérifications ont admises.

* Ferraillage des escaliers suivant le BAEL : $G = 1025 \text{ Kg/m}^2$ $P = 400 \text{ Kg/m}^2$ (Pailleuse)

$$q_2 = 1.35 \cdot 1025 + 1.5 \cdot 400 = 1.55G + 1.5P = 1.98 \text{ t/ml}^2$$

$$\text{Palier} : q_1 = 1.35G + 1.5P = 1.56 \text{ t/ml}^2$$



$$M_{\text{max}} = 117.40 \text{ kN.m} \rightarrow M_t = 0.85 M_{\text{max}} = 99.7 \text{ kN.m} = M_u$$

$$M_a = 0.3 M_{\text{max}} = 35.22 \text{ kN.m} = M_u$$

Armature: (P. charon) $d = 21 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} b d^2} = 0.1694 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.2193 \\ \beta = 0.912 \\ 1000 \epsilon_s = 10 \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$

$$- A_{\text{inf}} = 14.97 \text{ cm}^2 = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$- A_{\text{sup}} = 4.963 \text{ cm}^2 = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec } \mu = 0.056 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.0721, \beta = 0.971 \\ 1000 \epsilon_s = 10 ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Etat limite de service: Pailleuse $q_2 = 1425 \text{ Kg/m}^2 = 1.42 \text{ t/m}^2$.

$$q_1 = G + P = 1.41 \text{ t/m}^2 \text{ (palier)} \rightarrow M_{\text{max}} = 8.44 \text{ tm} \rightarrow M_t = 0.85 M_{\text{max}} = 71.70 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.30 M_{\text{max}} = 25.30 \text{ kN.m}$$

Armature inf : $\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{99.7}{71.7} = 1.39 \rightarrow d \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{ct28}}{100} = 0.445$ vérifiée.

Armature sup : $\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{35.22}{25.30} = 1.39 \rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{ct28}}{100} = 0.445$ vérifiée.

= Armature Supérieure : $\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{35.22}{25.30} = 1.39 \rightarrow \alpha < \frac{3-1}{2} + \frac{f_{ct2}}{100}$ Verifiée

- Remarque:

Pour les Forces horizontales dans les éléments des structures secondaires R.P.A 3.3.9 (acrotère). On doit vérifier que l'acrotère est capable de résister à une sollicitation horizontale agissant seule donnée par la Formule suivante:

$F_p = z I C_p W_p$ où $z = \frac{\text{valeur du coeff A pour le groupe d'usage du bâtiment}}{\text{valeur du coeff A dans la Zone III pour le m groupe d'usage}} = 0.6$

$I = \frac{\text{valeur du coefficient A pour le groupe d'usage du Bât}}{\text{valeur du coefficient A pour le groupe d'usage 2}} = 1$

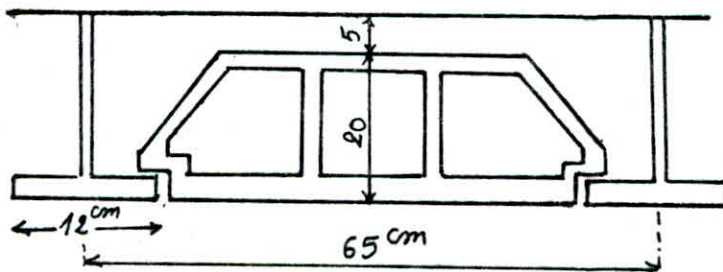
C_p : Facteur de Force horizontale Pour les éléments secondaires (tiré du tableau RPA) en fonction de la position de l'immeuble est la direction Horizontale de la Force $C_p = 0.8$

W_p : PP. de l'acrotère 100 Kg/ml

$F_p = 86.4 < 1.2P = 120 \text{ Kg/ml}$ (Verifiée)

D. CALCUL DES PLANCHERS:

Tous les Planchers (Plancher terrasse, Plancher Courant) sont à corps creux constitués par des Poutrelles Prefabriquées associées aux corp creux (20+5)cm



- Plancher terrasse $G = 718 \text{ Kg/m}^2$; $P = 100 \text{ Kg/m}^2$

- Plancher courant $G = 529 \text{ Kg/m}^2$; $P = 350 \text{ Kg/m}^2$

- charge revenant au Plancher terrasse par unité de surface $G + 1.2P = 838 \text{ Kg/m}^2$

- charge revenant aux Poutrelles par ml $q = 838 \times 0.65 = 544.7 \text{ Kg/ml}$

le Principe de Calcul des Poutrelles se fera en 2 étapes

ETAPE 1: Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la charge de l'ouvrier qui pose l'hourdis.

ETAPE 2: Calcul de la Poutrelle finie, travaillant comme une poutre continue. Les charges et surcharge étant définies comme précédemment.

a) Plancher terrasse (BLOC A)

etape 1:
 Pds Propre de la Poutrelle $0.12 \times 0.05 \times 2500 = 15 \text{ Kg/ml}$
 Pds Propre du corps creux $190 \times 0.65 = 71,5 \text{ Kg/ml}$
 Surcharge $1.2 \times 100 \times 0.65 = 78 \text{ Kg/ml}$
 $q = 164.5 \text{ Kg/ml}$

$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 416.4 \text{ Kg m}$; $T = 370.125 \text{ Kg}$.

Calcul des aciers: (P. charbon) $\Rightarrow M = 2.06 \rightarrow \begin{cases} K = 2.2 \\ E = 0.7093 \end{cases} \rightarrow K = \frac{G_a}{G_b} = 0 \quad \sigma'_c = 1272 > 165 \text{ Kg/cm}^2$

Cela signifie que les aciers comprimés sont nécessaires, Cependant on ne peut Placer ces armatures du fait que la section du béton est trop faible; il est donc nécessaire de prévoir un étayage pour aider la Poutrelle à supporter les charges avant le coulage du béton de la table de compression.

Etape 2: calcul de la largeur de la table de compression (art 23.3 CCBA 68).

L: distance entre nus intérieurs de Poutrelles $65 - 12 = 53 \text{ cm}$

l: portée de la Poutrelle, entre nus des appuis: $4.50 - 0.35 = 4.15 \text{ m}$

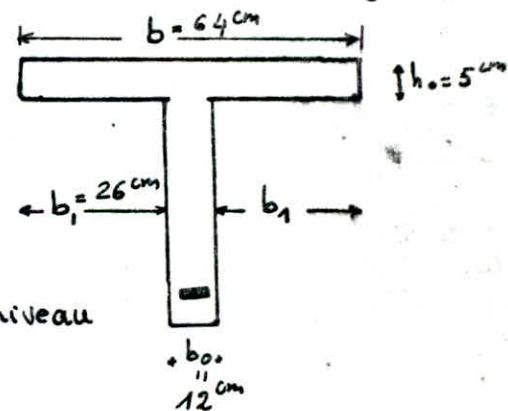
l_x : distance (des) entre points de moments nuls.

la largeur de la table de compression sera prise, conformément à l'article en vigueur, selon la plus restrictive des conditions suivantes.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq L/2 \quad (\text{art 23.31})$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq l/10 \quad (\text{art 23.32})$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{2}{3} l_x \quad (\text{art 23.33})$$

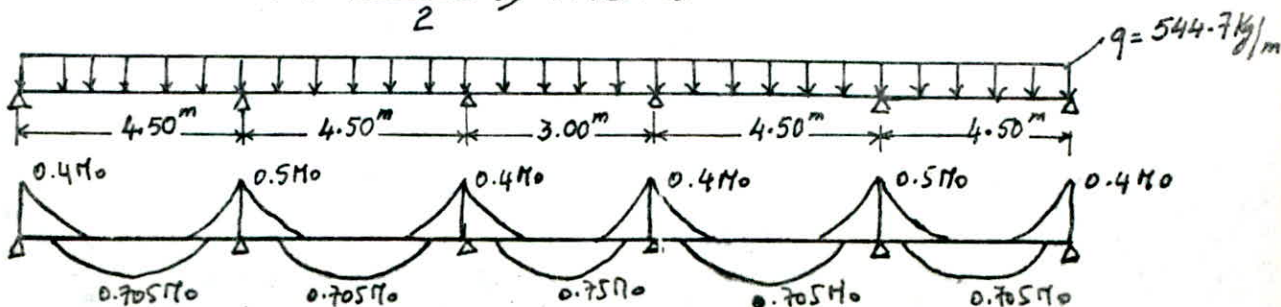


Pratiquement, pour éviter les contraintes trop élevées au niveau de la jonction hourdis nervures $6h_0 < b_0 < 8h_0$.

$b_1 = 26 \text{ cm} \rightarrow b = 64 \text{ cm}$

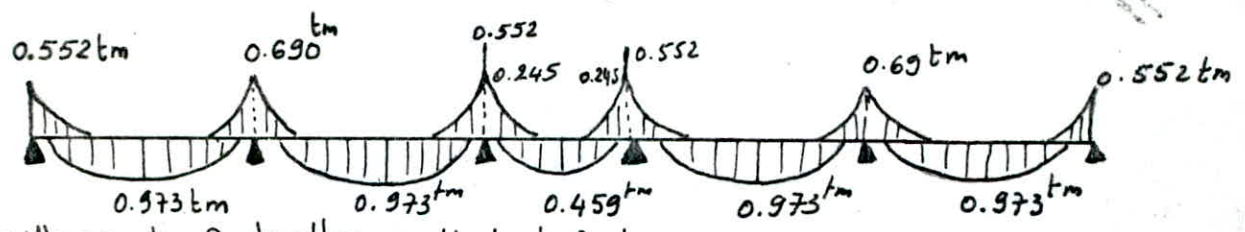
EFFORTS sur la Poutrelle: Dans notre Plancher du bloc A on distingue un seul type de Poutrelles: * Poutrelles à 5 travées: où le calcul se fera par la méthode simplifiée et selon l'article 55 du CCBA 68 et que les conditions préconisées par ce dernier sont vérifiées. Ils se répartissent suivant le schéma ci-dessous en vérifiant pour chaque travée la condition.

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.15 M_0$$



* travée avec $l_1 = 4.50^m$ $M_{01} = 1.38 \text{ tm}$; $T_1 = 1.225 \text{ tm}$
 $M_w = 0.4 M_0 = 0.552 \text{ tm}$; $M_e = 0.5 M_0 = 0.69 \text{ tm}$; $M_t = 0.973 \text{ tm}$

* travée avec $l_2 = 3.00^m$ $M_{02} = 0.612 \text{ tm}$; $T_2 = 0.817 \text{ t}$
 $M_w = 0.245 \text{ tm}$; $M_e = 0.245 \text{ tm}$; $M_t = 0.75 M_0 = 0.459 \text{ tm}$



Ferraillage des poutrelles: methode de P. charon
armature inférieure: le moment maximal en travée $M_{max} = 0.973 \text{ tm}$

$A = 1.598 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{ad} = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$

armature supérieure: $M_a = -0.69 \text{ tm} \rightarrow A = 1.19 \text{ cm}^2$ $A_{adop} = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Vérifications: 1. condition de non fragilité $A > 0.69 b h \bar{\sigma}_s / \bar{\sigma}_c$

* en travée: $A = 2.26 \text{ cm}^2 > 1.716 \text{ cm}^2 \rightarrow$ vérifié.

* sur appui: $A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.32 \text{ cm}^2 \rightarrow$ vérifié.

2. vérifications des contraintes

* en travée:

$A = 2.26 \text{ cm}^2$; $b = 64 \text{ cm}$; $h = 23 \text{ cm}$; $M_t = 0.973 \text{ tm}$

$\tilde{\omega} = \frac{100A}{bh} = 0.153 \rightarrow \begin{cases} K = 63 \\ \epsilon = 0.9359 \end{cases} \rightarrow \sigma_a = \frac{M_t}{A \epsilon h} = 2000 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (vérifié)

$\bar{\sigma}_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 31.75 \text{ kg/cm}^2 < 165 = \bar{\sigma}_b'$ (vérifié).

* sur appui $A = 1.57 \text{ cm}^2$; $b = 12 \text{ cm}$; $h = 23 \text{ cm}$; $M_a = 0.69 \text{ tm}$

$\tilde{\omega} = \frac{100A}{bh} = 0.569 \rightarrow \begin{cases} K = 29.6 \\ \epsilon = 0.8879 \end{cases} \rightarrow \sigma_a = \frac{M_a}{A \epsilon h} = 2152 < 2800 \text{ kg/cm}^2$ (vérifié)

$\bar{\sigma}_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 72.70 \text{ kg/cm}^2 < 165 \text{ kg/cm}^2$ (vérifié).

les contraintes sont donc partout vérifiées.

3. condition de non fissuration

- en travée: $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2860 > 2800$ vérifié

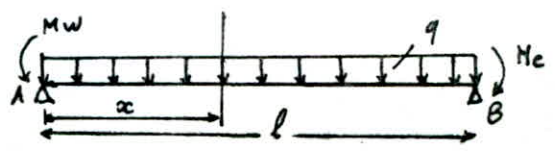
- sur appui: $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 5954 > \bar{\sigma}_a$

Pas de risque de fissuration.

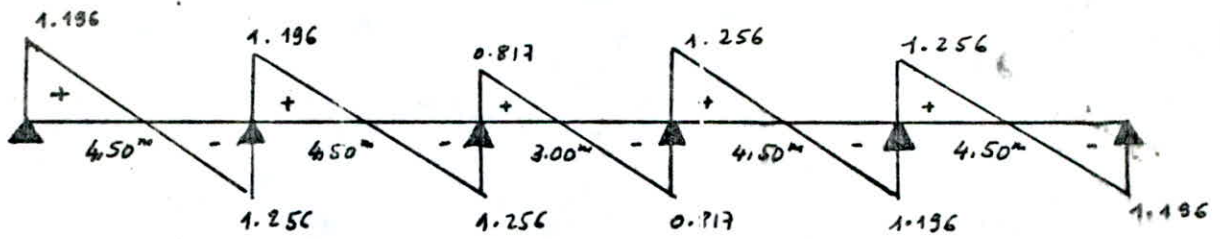
Armature transversale

$l = 4.50^m$; $M_w = 0.552 \text{ tm}$; $M_e = 0.69 \text{ tm}$

$\Rightarrow T_A = 1.196 \text{ t}$; $T_B = -1.256 \text{ t}$



$x = l = 3.00 \text{ m}$; $M_w = 0.245 \text{ tm}$; $M_e = 0.245 \text{ tm} \Rightarrow T_A = 0.817 \text{ t}$; $T_B = -0.817 \text{ t}$



-(Art 58.3 CCBA 68)

$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0} = 5.2 \text{ Kg/cm}^2 < 3.5 \bar{\tau}_b = 24.85 \text{ Kg/cm}^2$ ($\bar{\tau}_b' < \bar{\tau}_{b_0}'$)

$\bar{\tau}_b' = 72.70 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{b_0}'$; comme la section ne comprend pas de reprise de bétonnage

$f_{at} = \frac{2/3}{1. \tau_b / 9 \bar{\tau}_b} = 0.918 \rightarrow G_{at} = f_{at} \bar{\tau}_b = 0.918 \cdot 2400 = 2203.2 \text{ Kg/cm}^2$

$A_t = 0.56$ (1 cadre $\phi 6$) soit $t = \frac{A_t \bar{\tau}_b}{T} = 19.77 \text{ cm}$ \cdot $t = 19.17 \text{ cm}$

espacement admissible (art 25.12 CCBA 68). $t < \bar{t} = \max(\bar{t}_1, \bar{t}_2)$.

$\bar{t} \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2h = 4.6 \text{ cm} \\ h(1 - 0.3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}) = 17.97 \text{ cm} \end{array} \right.$

On prend $\underline{t = 17 \text{ cm}}$

Verification de l'adhérence: on doit vérifier que $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

$\tau_d = \frac{T_{max}}{n p z} = \frac{1.256 \cdot 10^3}{1.34 \cdot 7/8 \cdot 23} = 19.88 \text{ Kg/cm}^2$ } $\rightarrow \tau_d < \bar{\tau}_d \rightarrow$ vérifiée

$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\tau}_b = 2 \times 1.5 \times 7.1 = 21.3 \text{ Kg/cm}^2$

* Verification aux appuis: $C \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\tau}_b} = \frac{2 \times 1.256 \cdot 10^3}{35 \times 82.5} = 0.87 \text{ cm}$ soit $C = 1 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_a = \frac{T}{A} = \frac{1.196 \cdot 10^3}{1.57} = 767.783 \text{ Kg/cm}^2$; $l_t = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = \frac{1}{4} \frac{767.783}{21.3} = 8.94 \text{ cm}$

$L + 1.89 l_t = l_r + 5.2 \phi \Rightarrow$

$L = 35 - 1 - 2 = 32 \text{ cm}$

$32 + 1.89 l_t = 8.94 + 5.2(1.2) \rightarrow l < 0 \Rightarrow$ ancrage par courbure n'est pas nécessaire.

* Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (art 35 CCBA 68)

On doit vérifier que $A \bar{\sigma}_a > T + M/3$

On remarque $T + \frac{M}{3} < 0$ \forall l'appui

les aciers ne sont soumis à aucun effort de traction.

APPUIS	l (cm)	M/3	T	T + M/3
1	-0.552	2.7	1.196	-1.504
2	-0.69	3.4	-1.256	-4.656
3	-0.552	2.7	-1.256	-3.956
4	-0.552	2.7	1.256	-3.956
5	-0.69	3.4	1.256	-2.144
6	-0.552	2.7	-1.196	-3.896

* Ferraillage de la table de compression (CBA 63. Art 58-2)

afin de limiter les risques de fissuration et pour faire répartir les charges on prévoit un treillis soudé (quadrillage) de maille 20x20 les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm (5 p.m) Pour les armatures \perp aux nervures

33 cm (3 p.m) Pour les armatures // aux nervures

les sections de ces armatures doivent vérifier les conditions suivantes :

Armatures \perp aux nervures :

$$A_{\perp N} \geq \frac{2160}{\sigma_{en}} \rightarrow \text{Pour } l_n \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp N} \geq \frac{43 l_n}{\sigma_{en}} \rightarrow 50 < l_n \leq 80 \text{ cm}$$

dans notre cas $l_n = 65 \text{ cm}$ $\sigma_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2$ ($\phi \leq 6 \text{ mm}$) d'où $A_{\perp N} \geq \frac{43 \cdot 65}{5300} = 0.527 \text{ cm}^2$

soit $A_{\perp N} = 1.41 \text{ cm}^2 = 5 \phi 6 / \text{ml}$.

Armatures // aux nervures :

$$A_{// N} \geq \frac{A_{\perp N} / \text{ml}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 < A_{// N} = 5 \phi 6 / \text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte alors un treillis soudé $\phi 6$ maille 20x20

b) Plancher étage courant (Bloc A)

même raisonnement que celui du Plancher terrasse.

charge revenant à ce Plancher par unité de surface : $G + 1,2P = 949 \text{ Kg/m}^2$

charge revenant aux poutrelles par mètre linéaire : $q = 949 \times 0.65 = 616.85 \text{ Kg/ml}$

après calcul on trouve pour la travée $l_1 = 4.50 \text{ m}$ le moment isostatique $M_0 = 1567.40 \text{ Kg.m}$

$$T_1 = 1387.91 \text{ Kg}$$

$M_w = 0.4 M_0 = 624.56 \text{ t.m}$; $M_e = 0.5 M_0 = 780.7 \text{ Kg.m}$; $M_t = 0.705 M_0 = 1100.79 \text{ Kg.m}$

de même pour la travée $l_2 = 3.00 \text{ m}$ le moment isostatique $M_0 = 693.95 \text{ Kg.m}$

$$T = 925.27 \text{ Kg.m}$$

$M_w = 0.4 M_0 = 277.58 \text{ Kg.m}$; $M_e = 0.4 M_0 = 277.58 \text{ Kg.m}$; $M_t = 0.75 M_0 = 0.52 \text{ t.m}$

Ferraillage : * armature inférieure : $M_{\max} = 1.1 \text{ t.m} \rightarrow A = 1.81 \text{ cm}^2$ soit $A_{ad} = 2.26 \text{ cm}^2 = 2T12$

* armatures supérieures : $M_a = -0.78 \text{ t.m} \rightarrow A = 1.35 \text{ cm}^2$ soit $A_{ad} = 1.57 \text{ cm}^2 = 2T10$

Armatures transversales : Pour la travée $l_1 = 4.50 \text{ m}$; $T_A = 1.35 \text{ t}$; $T_B = -1.42 \text{ t}$

travée $l_2 = 3.00 \text{ m}$; $T_A = 0.92 \text{ t}$; $T_B = -0.92 \text{ t}$

Vérfications :

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma_b}{K} = 74.78 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0} = 82.5 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_b = 3.5 \bar{\sigma}'_b = 24.85 \text{ Kg/cm}^2$$

on choisit $A_t = 0.56 \text{ cm}^2$ (un cadre de $\phi 6$).

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = 2.20 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{l'effort tranchant est vérifié.}$$

Remarque: Il est inutile de faire toutes les autres vérifications car on a opté le même ferrailage et les efforts sont presque égaux.

Calcul des Planchers Pour le Bloc B

de même le Plancher terrasse et le Plancher courant sont en corps creux.

* Plancher terrasse : $G = 718 \text{ Kg/m}^2$; $P = 100 \text{ Kg/m}^2$

* Plancher courant : $G = 529 \text{ Kg/m}^2$; $P = 350 \text{ Kg/m}^2$

a) Plancher terrasse :

Charge revenant à ce Plancher Par unité de Surface : $G + 1.2P = 838 \text{ Kg/m}^2$
 charge revenant à ce Plancher Par unité de longueur (ml) (Poutrelles).

$$q = 838 \times 0.65 = 544,7 \text{ Kg/ml}$$

Dans ce bloc B : on distingue 2 types de Poutrelles

. Poutrelles à 5 travées (étudiées comme celle du Bloc A).

. Poutrelles à 4 travées (Portique transversal BB Bloc B).

D'après nos calculs, on remarque bien qu'on a les mêmes efforts ce qui a conduit aux même ferrailage adopté aux poutrelles du Bloc A.

soient pour le Plancher terrasse ainsi que le Plancher courant on adopte les sections suivantes :

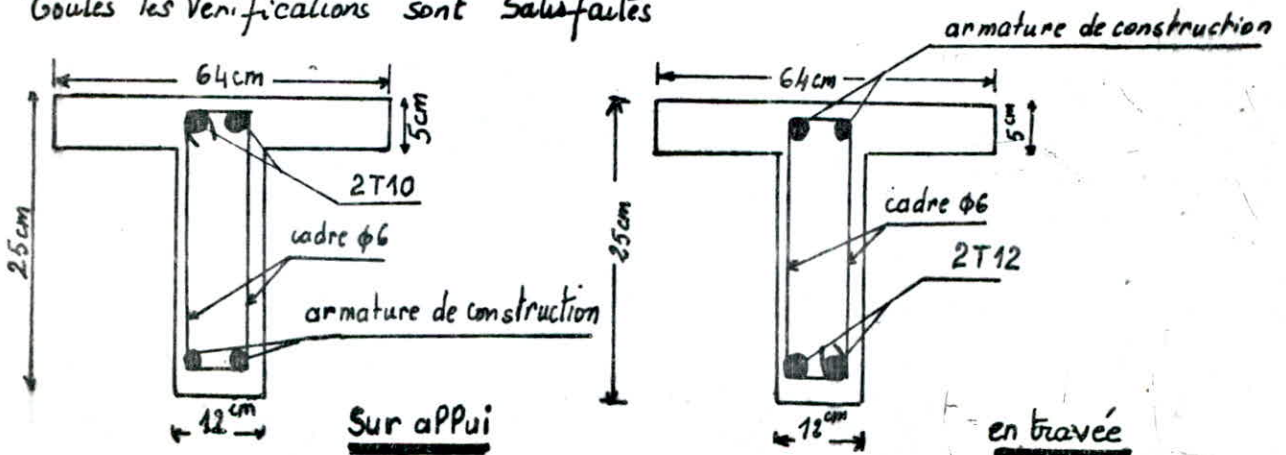
En travée : $A = 1.59 \text{ cm}^2$ soit $A_{\text{ad}} = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$
sur appui : $A = 1.19 \text{ cm}^2$ soit $A_{\text{ad}} = 2T10 = 1.56 \text{ cm}^2$

b) Plancher courant :

En travée : $A = 1.81 \text{ cm}^2$ soit $A_{\text{adop}} = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$

sur appui : $A = 1.35 \text{ cm}^2$ soit $A_{\text{adop}} = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Toutes les vérifications sont satisfaites



Calcul des Plancher: suivant le BAEL.

A) Plancher terrasse

Etat limite ultime de resistance

	μ	$\frac{M}{P}$	α	β	$1000 E_s$	σ_s MPa	A (cm ²)
Armature Inferieure	0,029	0,392	0,0381	0,985	10	348	1,76
Armature Superieure	0,1090	0,392	0,0126	0,995	10	348	1,16

Etat limite de Service

	α	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{t28}}{100}$
Armature Inferieure	0.0381	1.37	0.435
Armature superieure	0.0126	1.37	0.435

B) Plancher courant

Etat limite ultime de resistance

	μ	$\frac{M}{P}$	α	β	$1000 E_s$	σ_s	A (cm ²)
Armature inferieure	0.032	0.392	0.0406	0.984	10	348	1.94
Armature superieure	0.113	0.392	0.0176	0.993	10	348	1.30

Etat limite de Service

	α	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{t28}}{100}$
Armature inferieure	0.0406	1.40	0.450
Armature superieure	0.0176	1.40	0.450

conclusion: Il n'y a donc

Aucune verification à effectuer en ce qui concerne l'etat limite de service

calcul des rigidités

le calcul de rigidités sous les charges horizontales (seisme ou vent) sera fait par la méthode de "MUTO". c'est une méthode approchée nous permettant d'analyser une structure constituée de portiques sollicités par des efforts horizontaux, basée sur les rigidités de niveau et étages dont "MUTO" propose les formules approchées. c'est une méthode applicable pour les bâtiments à étages rigides dont leurs plans ayant une ossature composée de portiques reprenant la totalité des charges verticales et horizontales. Elle nous permet en une première étape de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux correspondants des différents portiques et en deuxième étape d'en déduire les moments flechissants dans les poteaux et dans les poutres.

Etapes de calcul

1. calcul des rigidités linéaires des poteaux et poutres:

$$K_{\text{Poteau}} = \frac{I_p}{h_e} \quad ; \quad K_{\text{Poutre}} = \frac{I_{\text{Poutre}}}{l}$$

où I : inertie de l'élément considéré (Poteau ou Poutre).

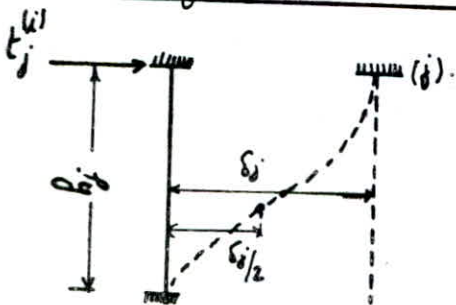
h_e : hauteur d'étage

l : portée de la poutre considérée

2. Calcul des coefficients \bar{K} et du coefficient de correction α_j dans les 2 sens.

Poteaux de rives		Poteaux intermédiaires	
Etage courant	R.D.C	Etage courant	R.D.C
$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$
$\alpha = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\alpha = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\alpha = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\alpha = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

3. rigidité corrigée d'un poteau 'i' du niveau 'j'



soit $r_j^{(i)}$ la rigidité d'un poteau (i) du niveau (j) suppose encasturé à ses extrémités (avec poutres infiniment rigides)

$$r_j^{(i)} = \frac{t_j^{(i)}}{\delta_j^{(i)}} = \frac{12E I_j^{(i)}}{h_j^3} = \frac{12E I_j^{(i)}}{h_j^2 h_j} = \frac{12E K_j^{(i)}}{h_j^2}$$

$K_j^{(i)}$: rigidité linéaire du poteau (i)

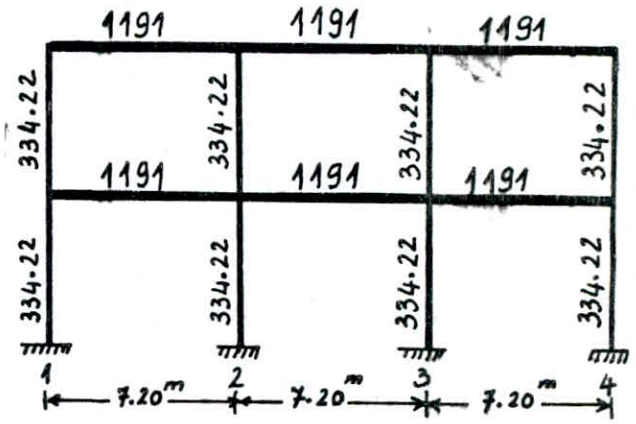
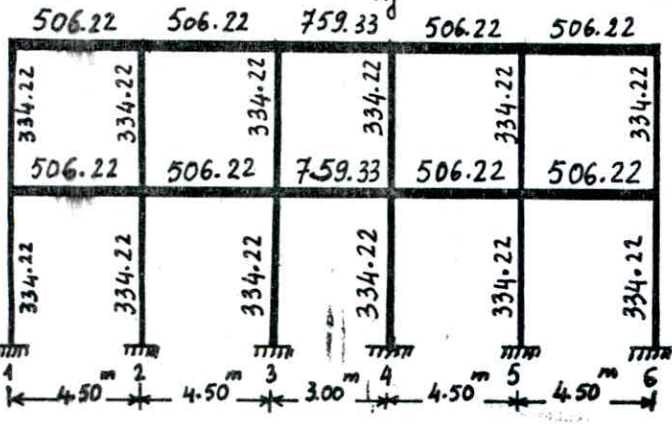
$$E = E_j = 21000 \sqrt{G_j} = 21000 \sqrt{1.2 G_j} = 21000 \sqrt{1.2 \times 275} =$$

$$E = 38.2 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

$I_j^{(i)}$: M^t d'inertie du poteau (i) par rapport à un axe passant par le c.d.g de la section du poteau et \perp à $t_j^{(i)}$.

4. Rigidité relative de niveau corrigée d'un Portique : $R_j = \sum_{i=1}^{i=m} r_j^{(i)} = \sum_{i=1}^{i=m} \frac{12E}{h_j^2} a_j^{(i)} K_j^{(i)}$

si $h = \text{cote} \rightarrow R_j = 12E D_j$ avec $D_j = \sum_{i=1}^{i=m} a_j^{(i)} K_j^{(i)}$



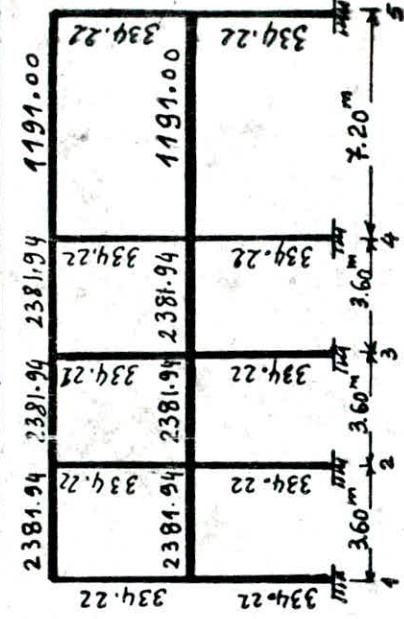
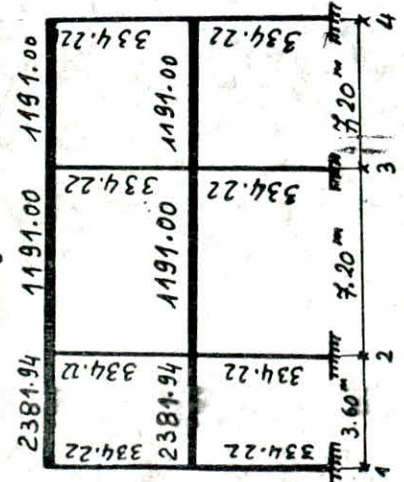
Portiques transversaux
AA-BB-CC-DD- Bloc A

Portiques longitudinaux : (II-III
III-IV-IV-V-VI-VI) Bloc A

NIVEAU	Porteau	\bar{K}	a_j	$K_{Ri} = \frac{I}{h}$ (cm ³)	$a_j K_p$ (cm ³)	$D_j = \sum a_j K_p$ (cm ³)	$R_{jx} = \frac{12E D_j}{h_j^2}$ (Kg/cm)
2	1	4.51	0.43	334.22	143.72	1123.00	36802.82
	2	3.03	0.60	334.22	200.53		
	3	3.78	0.65	334.22	247.25		
	4	3.78	0.65	334.22	247.25		
	5	3.03	0.60	334.22	200.53		
	6	4.51	0.43	334.22	143.72		
1	1	1.51	0.57	334.22	190.50	1350.24	44249.90
	2	3.03	0.74	334.22	237.30		
	3	3.78	0.74	334.22	247.32		
	4	3.78	0.74	334.22	247.32		
	5	3.03	0.74	334.22	237.30		
	6	1.51	0.57	334.22	190.50		

NIVEAU	Porteau	\bar{K}	a_j	$K_{Ri} = \frac{I}{h}$ (cm ³)	$a_j K_p$ (cm ³)	$D_j = \sum a_j K_p$ (cm ³)	$R_{jx} = \frac{12E D_j}{h_j^2}$ (Kg/cm)
2	1	3.56	0.64	334.22	243.90	942.20	30877.66
	2	7.12	0.78	334.22	260.70		
	3	7.12	0.78	334.22	260.70		
	4	3.56	0.64	334.22	243.90		
1	1	3.56	0.73	334.22	243.98	1042.76	34773.20
	2	7.12	0.83	334.22	277.40		
	3	7.12	0.83	334.22	277.40		
	4	3.56	0.73	334.22	243.98		

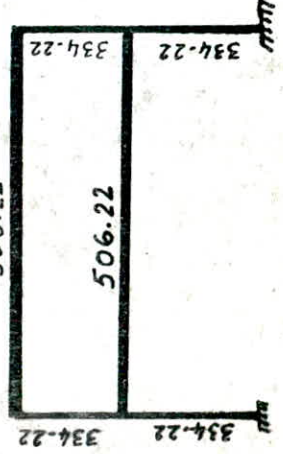
* Portiques longitudinaux II, II, III, III (Bloc B) ; Portiques longitudinaux II, II - IV (Bloc B)



NIVEAU	Poteau	\bar{K}	a_j	$K_p = \frac{I}{h}$ $\frac{cm^4}{cm}$	$a_j K_p$ $\frac{cm^3}{cm^2}$	$D_j = \sum a_j K_p$ $\frac{cm^3}{cm^2}$	$R_{jx} = 12ED_j$ $\frac{kg/cm}{h^2}$
2	1	7.12	0.78	334.22	260.69	1016.02	33296.89
	2	10.69	0.84	334.22	280.74		
	3	7.12	0.78	334.22	260.69		
	4	3.56	0.64	334.22	213.90		
1	1	7.12	0.83	334.22	277.40	1092.89	35816.06
	2	10.69	0.88	334.22	294.11		
	3	7.12	0.83	334.22	277.40		
	4	3.56	0.73	334.22	243.98		

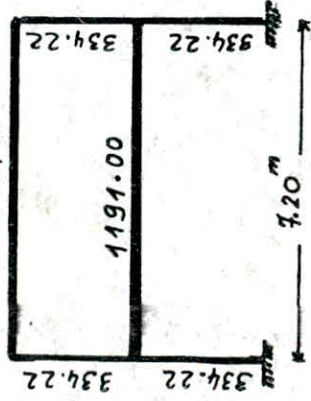
NIVEAU	Poteau	\bar{K}	a_j	$K_p = \frac{I}{h}$ $\frac{cm^4}{cm}$	$a_j K_p$ $\frac{cm^3}{cm^2}$	$D_j = \sum a_j K_p$ $\frac{cm^3}{cm^2}$	$R_{jx} = 12ED_j$ $\frac{kg/cm}{h^2}$
2	1	7.12	0.78	334.22	260.69	1336.87	43811.75
	2	14.25	0.87	334.22	290.77		
	3	14.25	0.87	334.22	290.77		
	4	10.69	0.84	334.22	280.74		
	5	3.56	0.64	334.22	213.90		
1	1	7.12	0.83	334.22	277.40	1417.09	46440.71
	2	14.25	0.90	334.22	300.80		
	3	14.25	0.90	334.22	300.80		
	4	10.69	0.88	334.22	294.11		
	5	3.56	0.73	334.22	243.98		

* Portique transversal (C-C) Bloc B



NIV	Pot	\bar{K}	a_j	K_p	$a_j K_p$	$D_j = \sum a_j K_p$	$R_{jx} = 12ED_j$ $\frac{kg/cm}{h^2}$
2	1	1.51	0.43	334.22	143.71	287.42	9419.29
	2	1.51	0.43	334.22	143.71		
1	1	1.51	0.57	334.22	190.50	381.01	12486.41
	2	1.51	0.57	334.22	190.50		

Poutiques longitudinales (VI - VII)
(Bloc B)

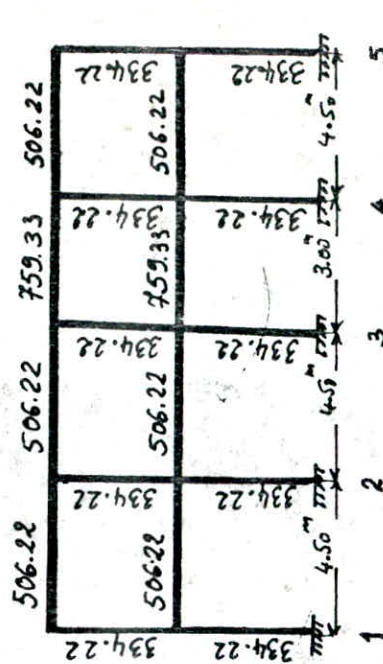


Niv	Poteau	\bar{K}	a_j	$K_p = \frac{I}{h}$ cm^3	$a_j K_p$ cm^3	$D_j = \sum a_j K_p$ cm^3	$R_{ix} = \frac{12E D_j}{h_j^3}$ kg/cm
2	1	3.56	0.64	334.22	213.90	427.80	14019.81
	2	3.56	0.64	334.22	213.90		
1	1	3.56	0.73	334.22	243.98	487.96	15991.37
	2	3.56	0.73	334.22	243.98		

Poutiques transversaux (OO - EE)
(Bloc B)



Poutiques transversaux (AA - BB)
(Bloc B)



Niv	Poteau	\bar{K}	a_j	$K_p = \frac{I}{h}$ cm^3	$a_j K_p$ cm^3	$D_j = \sum a_j K_p$ cm^3	$R_{iy} = \frac{12E D_j}{h_j^3}$ kg/cm
2	1	1.51	0.43	334.22	143.72	1122.98	36802.17
	2	3.03	0.60	334.22	200.53		
	3	3.78	0.65	334.22	217.24		
	4	3.78	0.65	334.22	217.24		
	5	3.03	0.60	334.22	200.53		
	6	1.51	0.43	334.22	143.72		
1	1	1.51	0.57	334.22	190.50	1343.54	44030.34
	2	3.03	0.70	334.22	233.95		
	3	3.78	0.74	334.22	247.32		
	4	3.78	0.74	334.22	247.32		
	5	3.03	0.70	334.22	233.95		
	6	1.51	0.57	334.22	190.50		

Niv	Poteau	\bar{K}	a_j	$K_p = \frac{I}{h}$ cm^3	$a_j K_p$ cm^3	$D_j = \sum a_j K_p$ cm^3	$R_{iy} = \frac{12E D_j}{h_j^3}$ kg/cm
2	1	1.51	0.43	334.22	143.72	922.45	30230.42
	2	3.03	0.60	334.22	200.53		
	3	3.78	0.65	334.22	217.24		
	4	3.78	0.65	334.22	217.24		
	5	1.51	0.43	334.22	143.72		
1	1	1.51	0.57	334.22	190.50	1109.59	36363.35
	2	3.03	0.70	334.22	233.95		
	3	3.78	0.74	334.22	247.32		
	4	3.78	0.74	334.22	247.32		
	5	1.51	0.57	334.22	190.50		

* détermination du centre de masse et du centre de torsion.

centre de masse: Comme on a une répartition presque uniforme de la masse sur la surface donc les coordonnées du centre de masse sont données par les formules suivantes par rapport à un repère (xoy) déterminé

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n S_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n S_i}$$

BLOC A			BLOC B		
Niveau	2	1	Niveau	2	1
X _G (m)	10.80	10.80	X _G (m)	9.53	9.53
Y _G (m)	10.50	10.50	Y _G (m)	9.28	9.28

centre de torsion: Par rapport au repère xoy, les coordonnées du centre de torsion de l'étage j seront données par les formules du barycentre.

$$X_{Cj} = \sum_{k=1}^K R_{jy}^{(k)} \frac{X_j^{(k)}}{R_{jy}^{(k)}} \quad Y_{Cj} = \sum_{l=1}^m R_{jx}^{(l)} \frac{Y_j^{(l)}}{R_{jx}^{(l)}}$$

où: l : sens longitudinal t : sens transversal
 $R_{jy}^{(t)} = \sum_{t=1}^K R_{jy}^{(t)}$; $R_{jx}^{(l)} = \sum_{l=1}^m R_{jx}^{(l)}$ qui sont respectivement les rigidités relatives de l'étage 'j' dans

le sens transversal et le sens longitudinal.

* rigidité relative à l'étage 'j':

sens longitudinal : $R_{jx} = \sum_{l=1}^m R_{jx}^{(l)}$ [Kg/cm]
sens transversal : $R_{jy} = \sum_{t=1}^K R_{jy}^{(t)}$ [Kg/cm]

	NIVEAU	2	1
Bloc A	R _{jx} Kg/cm	185265.96	205039.20
	R _{jy} Kg/cm	147211.28	176999.6
Bloc B	R _{jx} Kg/cm	201533.98	216320.97
	R _{jy} Kg/cm	143484.47	173273.79

* Calcul de $\sum R_{jy} x_i$ et $\sum R_{jx} y_i$: les résultats sont donnés dans les tableaux qui suivent.

Portiques Longitudinaux (Bloc A)

Portiques Transversaux (Bloc A)

Niv	Portique	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V	VI-VI	$\sum R_{jx} \cdot Y_j (10^3)$
2	Y _i	0	4.50	9.00	12.00	16.50	21.00	1945292.60
	R _{jx}	30877.64	30877.64	30877.64	30877.64	30877.64	30877.64	
1	Y _i	0	4.50	9.00	12.00	16.50	21.00	2152911.60
	R _{jy}	34173.2	34173	34173	34173	34173	34173	

Niv	Portique	AA	BB	CC	DD	$\sum R_{jy} \cdot X_j (10^3)$
2	X _i	21.00	14.20	7.20	0.00	1885045.70
	R _{jy}	36802.8	36802.8	36802.8	36802.8	
1	X _i	21.00	14.20	7.20	0.00	1560439.60
	R _{jy}	44249.9	44249.9	44249.9	44249.9	

* Poutres longitudinales Bloc B

Niveau	Poutre	I-I	II II	III III	IV IV	V V	VI VI	$\sum R_{jx} y_j (10^2)$
2	$y_j (m)$	0.00	4.50	9.00	12.00	16.50	21.00	1992558.90
	R_{jx}	33296.89	33296.89	33296.89	43811.75	43811.75	14019.81	
1	$y_j (m)$	0.00	4.50	9.00	12.00	16.50	21.00	2142895.80
	R_{jx}	35816.06	35816.06	35816.06	46440.71	46440.71	15391.37	

* Poutres transversales Bloc B

NIVEAU	Poutre	A-A	B-B	C-C	D-D	E-E	$\sum R_{jy} x_j (10^2)$
2	$x_j (m)$	0.00	3.60	7.20	10.80	18.00	1236550.90
	R_{jy}	30230.42	30230.42	9419.29	36802.17	36802.17	
1	$x_j (m)$	0.00	3.60	7.20	10.80	18.00	1488884.00
	R_{jy}	36363.36	36363.36	12486.44	44030.34	44030.34	

* Coordonnées du centre de torsion

	NIVEAU	2	1
Bloc A	$x_c (m)$	10.80	10.80
	$y_c (m)$	10.50	10.50
Bloc B	$x_c (m)$	8.55	8.55
	$y_c (m)$	9.93	9.93

* Calcul des excentricités entre C et G: D'après (RPA) on a à chaque niveau et dans chaque direction la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des 2 valeurs suivantes:

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (excentricité accidentelle).
- excentricité théorique résultant du calcul.

$$e_x = \max(|x_g - x_c|; 0.05L) \quad ; \quad e_y = \max(|y_g - y_c|; 0.05L)$$

$$\max(5\%l_x; 5\%l_y)$$

	NIV.	$x_g (m)$	$x_c (m)$	$ x_g - x_c $	$y_g (m)$	$y_c (m)$	$ y_g - y_c $	e_x	e_y
Bloc A	2	10.80	10.80	0.00	10.50	10.50	0.00	1.08	1.08
	1	10.80	10.80	0.00	10.50	10.50	0.00	1.08	1.08
Bloc B	2	9.53	8.55	0.98	9.28	9.93	0.61	0.98	0.61
	1	9.53	8.55	0.98	9.28	9.93	0.61	0.98	0.61

a/ Bloc A

$$\max(5\%l_x; 5\%l_y) = 0.05 \times 21.60 = 1.08$$

b/ Bloc B

$$\max(5\%l_x; 5\%l_y) = 0.05 \times 21 = 1.05$$

Bloc A $\rightarrow e_x = e_y = 1.08 m$
 Bloc B $\rightarrow e_x = e_y = 1.05 m$

* Calcul des coordonnées des Pontiques Par rapport au centre de torsion
 Par rapport à un repère (Cxy) qui a comme origine le centre de torsion 'c'
 les coordonnées des pontiques sont:

Pontiques transversaux (Bloc A)

	Pontique NIV	A-A	B-B	C-C	D-D
x(m)	2	9.72	2.52	-4.68	-11.88
	1	9.72	2.52	-4.68	-11.88

Pontiques longitudinaux (Bloc A)

	Pontique NIV	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V	VI-VI
y(m)	2	-11.58	-7.08	-2.58	0.42	4.92	9.42
	1	-11.58	-7.08	-2.58	0.42	4.92	9.42

Pontiques transversaux (Bloc B)

	Pont Niv	A-A	B-B	C-C	D-D	EE
x(m)	2	-10.58	-6.98	-3.38	0.22	7.42
	1	-10.58	-6.98	-3.38	0.22	7.42

Pontiques longitudinaux (Bloc B)

	Pont Niv	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V	VI-VI
y(m)	2	-10.33	-5.83	-1.33	1.67	6.17	10.67
	1	-10.33	-5.83	-1.33	1.67	6.17	10.67

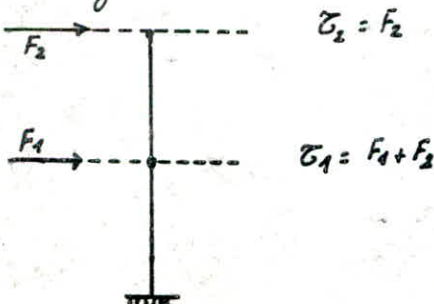
* Calcul de la rigidité à la torsion: la rigidité à la torsion de l'étage 'j' est donnée par la formule suivante:

$$R_{j\theta} = \sum_{t=AA}^{EE} R_{jy}^{(t)} [x_j^t]^2 + \sum_{l=II}^{VI} R_{jx}^{(l)} [y_j^l]^2$$

où x_j et y_j sont les coordonnées des pontiques par rapport au repère (Cxy)

	NIVEAU	2	1
Bloc A	$R_{j\theta}$ (Kg.cm)	$5.51 \cdot 10^{11}$	$6.37 \cdot 10^{11}$
Bloc B	$R_{j\theta}$ (Kg.cm)	$4.48 \cdot 10^{11}$	$5.05 \cdot 10^{11}$

* Effort tranchant d'étage 'j' (τ_j): c'est la somme des forces agissant au dessus du niveau 'j'



	Niveau	$\tau_{jx}(t)$	$\tau_{jy}(t)$
Bloc A	2	124.04	147.69
	1	186.55	222.13
Bloc B	2	97.14	99.98
	1	147.61	151.92

• Effort tranchant de niveau 'j' revenant à chaque Portique : L'effort tranchant de l'étage (\bar{G}_j) s'applique au COG de l'étage 'j' cad en G, mais comme on a une rotation du plancher autour du centre de torsion 'C'. \bar{G}_j s'applique en G est équivalent à \bar{G}_j appliqué en C plus un moment ou couple de torsion $M_j = \bar{G}_j \cdot e$ d'où sous l'action de \bar{G}_j on a un effort de niveau 'j' qui sera égal à :

• Portiques longitudinaux :
$$T_{dx} = \bar{G}_j \frac{R_{dx}}{R_{jx}} + \bar{G}_j \frac{R_{dx} y_j e_y}{R_{j\theta}} + \bar{G}_j \frac{R_{dx} y_j e_x}{R_{j\theta}}$$

• Portiques transversaux :
$$T_{dy} = \bar{G}_j \frac{R_{dy}}{R_{jy}} + \bar{G}_j \frac{R_{dy} x_j e_x}{R_{j\theta}} + \bar{G}_j \frac{R_{dy} x_j e_y}{R_{j\theta}}$$

où : $R_{j\theta}$ = rigidité à la torsion de l'étage considéré.

R_j = rigidité de niveau considéré.

R_j = rigidité de l'étage considéré.

\bar{G}_j = effort tranchant de l'étage.

Portiques longitudinaux (Bloc A)

NIVEAU	$\bar{G}_j(t)$	$\bar{G}_j(t)$	$T_{dx}(t)$	Port II	Port II II	Port III III	Port IV IV	Port V V	Port VI VI
2	124.04	147.69	$T_{2x}(t)$	18.77	19.50	20.24	20.74	21.48	22.22
1	186.55	222.13	$T_{1x}(t)$	28.34	29.41	30.48	31.19	32.25	33.32

Portiques transversaux (Bloc A)

NIVEAU	$\bar{G}_j(t)$	$\bar{G}_j(t)$	$T_{jy}(t)$	Port AA	Port BB	Port CC	Port DD
2	124.04	147.69	$T_{2y}(t)$	38.82	37.41	36.00	34.59
1	186.55	222.13	$T_{1y}(t)$	58.51	56.30	54.09	51.89

Portiques Longitudinaux (Bloc B)

NIVEAU	$\bar{G}_j(t)$	$\bar{G}_j(t)$	$T_{jx}(t)$	Port II	Port II II	Port III III	Port IV IV	Port V V	Port VI VI
2	97.14	99.98	$T_{2x}(t)$	14.46	15.15	15.84	21.45	22.36	7.40
1	147.61	151.92	$T_{1x}(t)$	22.13	23.13	24.14	32.18	33.49	11.97

Portiques transversaux (Bloc B)

NIVEAU	$\bar{G}_j(t)$	$\bar{G}_j(t)$	$T_{jy}(t)$	Port AA	Port BB	Port CC	Port DD	Port EE
2	97.14	99.98	$T_{2y}(t)$	19.58	20.25	6.41	25.68	26.90
1	147.61	151.92	$T_{1y}(t)$	29.48	30.30	10.68	38.66	40.63

étude au séisme

Règlement utilisé : règles Parasismiques algériennes R.P.A 1981
Version 1983.

Action sismique : tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule :

$$V = ADBQW \quad \text{R.P.A art 3.3.1}$$

A : coefficient d'accélération dans la zone donnée, dépend du groupe d'usage et de la zone sismique :
groupe d'usage 2 (CEM) $\Rightarrow A = 0.15$
zone sismique II

D : facteur d'amplification dynamique moyen : Il sera déterminé d'après le type de sol en fonction de la période T du bâtiment (fig 4 RPA) : $D = f(T)$.
détermination de la période T

$$D = 2 \sqrt{\frac{0.5}{T}}$$

$$T_x = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L_x}}$$

$$T_y = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L_y}}$$

H : hauteur du bâtiment = 8.02 m
 L : dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique.

Pour le bloc A

$$L_x = 21.6 \text{ m} ; T_x = 0.155 \text{ s} ; D_x = 3.59 \quad (\text{sens longitudinal})$$

$$L_y = 21 \text{ m} ; T_y = 0.157 \text{ s} ; D_y = 3.56 \quad (\text{sens transversal}).$$

B : facteur de comportement de la structure varie de $\frac{1}{3}$ à $\frac{2}{3}$: suivant la nature de contreventement (portiques ; voiles etc...).

$B = \frac{1}{3}$ (art 3.3.13 tableau 2 RPA).

Q : facteur de qualité qui tient compte de la régularité des symétries de l'hyperstaticité des liaisons, varie de 1 à 1.6 (art 3.3.1.4 RPA).

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad \begin{array}{l} \text{critère observé } P_q = 0 \\ \text{critère non observé } P_q = 0.1 \end{array}$$

* critères des files porteuses : au moins trois travées dont le rapport de portée n'exède pas 1.5

sens longitudinal 3 travées

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{7.2}{7.2} = 1 < 1.5 \rightarrow P_{q1} = 0$$

sens transversal 5 travées

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{4.50}{3.00} = 1.5 \geq 1.5 \rightarrow P_{q1} = 0.1$$

* critère de surabondance en Plan.

sens longitudinal : 6 files

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = 1 < 1.5 \quad P_{q2} = 0$$

sens transversal : 4 files

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = 1.5 \geq 1.5 \quad P_{q2} = 0.1$$

* critère de symétrie en Plan : (critère observé) car l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité n'exède pas 15% de la dimension effective du bâtiment.

$$L_x = 21.60 \text{ m}$$

$$0.15 L_x = 3.24 \text{ m}$$

$$L_y = 21.00 \text{ m}$$

$$0.15 L_y = 3.14 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} 3.24 \text{ m} \\ 3.14 \text{ m} \end{array} \right\} > (e_x, e_y) \Rightarrow P_{q3} = 0$$

*critère de régularité en élévation: le critère est observé car le système de contreventement reste inchangé au niveau de chaque étage.

*critère de contrôle de la qualité des matériaux: $P_{q4} = 0$
 ce critère est observé car on suppose que des essais systématiques sur les matériaux mis en oeuvre doivent être réalisés par l'entreprise:

*contrôle de la qualité de la construction: $P_{q5} = 0$
 ce critère est observé, l'ingénieur responsable de l'étude inspecte des travaux de gros oeuvre
 $P_{q6} = 0$

d'où $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \Rightarrow$
 sens longitudinal: $Q_x = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1$
 sens transversal: $Q_y = 1 + (0.1 + 0.1 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1.2$

W: Poids de la structure (art 3.3.1.5): la valeur de W comprend la totalité des charges permanentes; pour les salles on considère 50% des surcharges d'exploitation
 $W = G + 0.5P$

détermination de W

surface du Plancher = surface du Plancher courant $S = 403.65 m^2$

NIVEAU 2

Acrotère: $0.12 \times 0.6 \times 80.4 \times 2.5$	14.47 t
Plancher terrasse: 0.718×403.65	289.82 t
Poutres long: 18×3.78	68.04 t
Poutres trans: 16×1.52	24.32 t
Poteaux 24×0.84	20.16 t
Murs extérieurs $0.23 (37.46 + 41.4) \times 3.74$	67.83 t
	<u>G = 484.64 t</u>

$50\% P = 0.5 \times 0.1 \times 403.65 = 20.18 t$

$\Rightarrow W_2 = G + 50\% P = 504.82 t$

NIVEAU 1

Plancher courant 0.529×403.65	213.53
Poutres long	68.04
Poutres trans	24.32
Poteaux	20.16
Murs extérieurs	67.83
	<u>G = 393.88 t</u>

$50\% P = 0.5 \times 0.350 \times 403.65 = 141.27 t$

$W_1 = G + 50\% P = 535.15 t$

d'où le Poids total de la structure $W = W_1 + W_2 = 1039.97 t$

* action sismique longitudinale
 * action sismique transversale

$$V_x = A D_x B Q_x W = 186.56^t$$

$$V_y = A D_y B Q_y W = 222.14^t$$

Distribution des Forces latérales: la force latérale totale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

où F_i : étant la force concentrée au sommet de la structure.

F_k : étant la force concentrée au sommet de la structure dont la valeur $F_t = 0.07 T \cdot V$

Par ailleurs le RPA Précise que F_t peut être prise égale à zéro quand $T \leq 0.7$ ce qui est dans notre cas

$$F_t = 0 \quad \text{et} \quad V = \sum_{i=1}^n F_i$$

donc l'effort horizontale total V sera distribué sur la hauteur de la structure suivant la formule suivante

$$F_k = V \frac{W_k h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

F_k : Force horizontale au niveau k

Remarque: Pour le niveau 2 dans le calcul du Poids Propre on considère uniquement le P.P du $\frac{1}{2}$ poteaux et le P.P du $\frac{1}{2}$ murs.
 $W_2 = 460.82^t$

sens longitudinal.

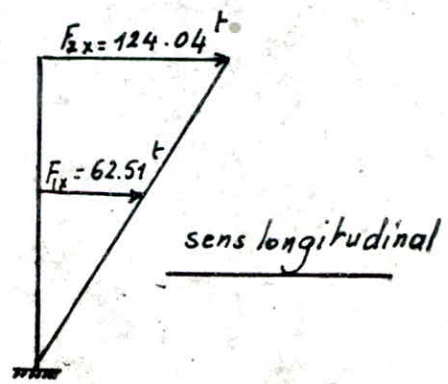
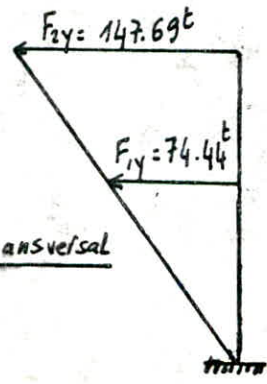
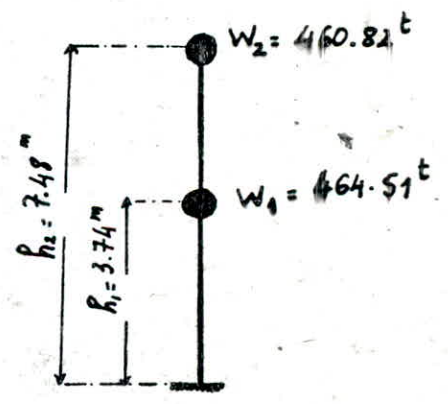
$$F_{2x} = V_x \frac{W_1 h_1}{W_1 h_1 + W_2 h_2} = 62.51^t$$

$$F_{1x} = V_x \frac{W_2 h_2}{W_2 h_2 + W_1 h_1} = 124.04^t$$

sens transversal

$$F_{1y} = V_y \frac{W_1 h_1}{W_1 h_1 + W_2 h_2} = 74.44^t$$

$$F_{2y} = V_y \frac{W_2 h_2}{W_2 h_2 + W_1 h_1} = 147.69^t$$



BLOC B

$L_x = 18.00^m$; $T_x = 0.17s$; $D_x = 3.43$ (sens longitudinal)
 $L_y = 21.00^m$; $T_y = 0.16s$; $D_y = 3.53$ (sens transversal).

$L_{max} = 7.20^m$; $L_{min} = 3.60^m$; $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$. Pour le Bloc B : P_q Penalté qui dépend de l'observation ou non du critère de Qualité.

- 1. Condition minimale des files porteuses $P_{q1} = 0.1$
- 2. Surabondance en Plan $P_{q2} = 0.1$
- 3. Symétrie en Plan $P_{q3} = 0$
- 4. Régularité en élévation $P_{q4} = 0$
- 5. Contrôle de la qualité des matériaux $P_{q5} = 0$
- 6. Contrôle de la qualité de construction $P_{q6} = 0$

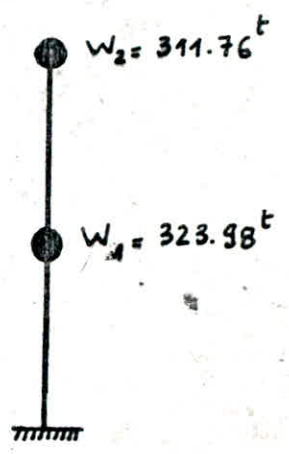
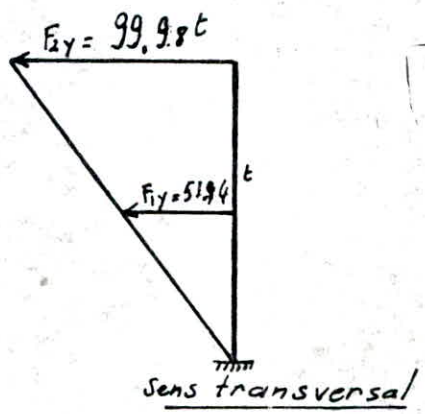
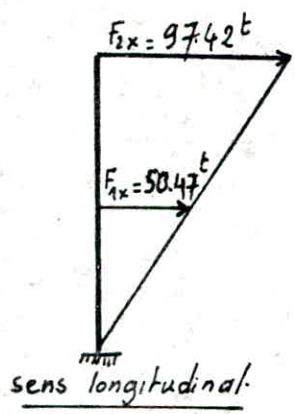
$Q_x = Q_y = 1 + (0.1 + 0.1 + 0 + 0 + 0) = 1.2$

$V_x = A D_x B Q_x W = 147.62^t$
 $V_y = A D_y B Q_y W = 151.93^t$

Poids totale de la structure $W = 717.33^t$

$F_{1x} = 49.21^t$; $F_{2x} = 98.42^t$ (sens longitudinal).

$F_{1y} = 50.64^t$; $F_{2y} = 101.28^t$ (sens transversal).



	NIVEAU	Wk (t)	hk (m)	Wk hk (t.m)	Fkx (t)	Fky (t)
Bloc A	2	460,82	7,48	3446.93	124.04	147,69
	1	465,51	3,74	1737.93	62.51	74,44
Bloc B	2	311,76	7,48	2331.96	97.42	99,98
	1	323,98	3,74	1211.68	50.47	51.94

étude au vent

L'étude au vent sera menée suivant le règlement en vigueur NV 65

Pression dynamique: l'action élémentaire unitaire exercée par le vent sur une face d'élément est donnée par le produit $q \cdot c$ où q : pression dynamique fonction de la vitesse du vent
 $q = \frac{v^2}{16,3}$: q [daN/m^2]; v (m/s); c : coefficient de pression fonction de l'emplacement de l'élément par rapport au vent (surpression $c > 0$; dépression $c < 0$).

face au vent $C_e = +0,8$

face sous vent $C_e = -0,5$

action interne : $C_i = -0,5$

coefficient résultant $C = C_e - C_i$

Conformément aux règles NV 65 on doit envisager dans les calculs une pression dynamique normale et une pression dynamique externe de telle sorte que : $q_e = 1,75 q_n$
Pression dynamique de base: Pression dynamique s'exerçant à une hauteur $H = 10 \text{ m}$ au dessus du sol pour un site normale, sans effet de masque sur un élément dont la plus grande dimension est égale à $0,5 \text{ m}$ (NV art 1.23) $q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2$

q_H : pression dynamique agissant à la hauteur H au dessus du sol
 H : hauteur de notre bâtiment (y compris l'acrotère $H = 8,02 \text{ m}$)

$$q_H = \frac{H+18}{H+60} \cdot 2,5 \cdot q_{10} \text{ pour } 0 < H < 500 \text{ m d'où } q_H = q_{8,02} = 66,94 \text{ Kg/m}^2$$

effet de site (K_s): notre bâtiment est construit sur un sol ne présentant pas de dénivellation. site exposé $K_s = 1,3$

effet de masque: les constructions environnantes n'ont pas un effet influant sur notre bâtiment d'où $K_m = 1$

effet de dimensionnement: on va tenir compte de la plus grande dimension offerte au vent.

a) vent dans le sens transversal $\delta = 0,78$

b) vent dans le sens longitudinal $\delta = 0,78$

les pressions dynamiques normales sont majorées par β afin de tenir compte de l'effet parallèle à la direction du vent : $\beta = \theta (1 + \xi \zeta)$

ξ : coefficient de réponse donné en fonction de la période T du mode fondamentale d'oscillation

θ : coefficient global dépendant du type de construction.

ζ : coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau.

$\zeta = 0,36$ pour les 2 niveaux ; $\theta = 1$; $\xi_x = \xi_y = 0,2$; $B_x = B_y = 1$

Surcharges dues au vent

$$q = q_H \cdot K_m \cdot K_s \cdot c \cdot \delta \cdot \beta$$

$q = q_x = 0,088 \text{ t/m}^2$: on considère que les charges sont concentrées au niveau des Planchers considérés infiniment rigides dans leurs plans.

surcharges revenant à chaque niveau:

Plancher terrasse : $S = 453,6 \text{ m}^2$

Plancher courant : $S = 453,6 \text{ m}^2$

Détermination de la force due au vent à chaque niveau.

a) Bloc A

SENS NIVEAU	SENS longitudinal (x)				sens transversal (y)			
	S (m ²)	q (t/m ²)	F _x (t)	F _{x cum} (t)	S (m ²)	q (t/m ²)	F _y (t)	F _{y cum} (t)
2	453,6	0,088	39,91	39,91	453,6	0,088	39,91	39,91
1	453,6	0,088	39,91	79,83	453,6	0,088	39,91	79,83

Pour avoir les forces dues au vent extrêmes, il suffit donc celle du vent normal par 1,75 de multiplier

b) Bloc B

SENS NIVEAU	sens longitudinal (x)				sens transversal (y)			
	S (m ²)	q (t/m ²)	F _x (t)	F _{x cum} (t)	S (m ²)	q (t/m ²)	F _y (t)	F _{y cum} (t)
2	326,1	0,088	28,69	28,69	326,1	0,088	28,69	28,69
1	326,1	0,088	28,69	57,37	326,1	0,088	28,69	57,37

de même pour avoir les forces dues au vent extrêmes, il suffit de multiplier celle du vent normal par 1,75

Conclusion:

Nos calculs nous montrent que les forces dues au vent sont faibles, ce qui nous conduit donc à ne pas tenir compte dans les calculs qui suivent.

* Calcul de l'effort tranchant revenant à chaque poteau.

On prend les Portiques les plus sollicités soit:

- portique longitudinal II II, portique transversal BB Pour le Bloc A
- portique longitudinal III III, portique transversal DD Pour le Bloc B

les déplacements relatifs de niveau δ_j sont déjà calculés pour chaque portique mais comme les poteaux d'un même niveau doivent avoir le même déplacement donc si on a "m" poteaux par niveau on aura:

$$\delta_j^1 = \delta_j^2 = \dots = \delta_j^i = \dots = \delta_j^m \text{ d'où: } \frac{t_j^{(1)}}{r_j^{(1)}} = \frac{t_j^{(2)}}{r_j^{(2)}} = \dots = \frac{t_j^{(i)}}{r_j^{(i)}} = \frac{t_j^{(m)}}{r_j^{(m)}}$$

avec $t_j^{(i)}$: étant la part de l'effort tranchant revenant au poteau 'i' de niveau 'j'
 $r_j^{(i)}$: la rigidité corrigée du poteau 'i' du niveau 'j'

donc $t_j^{(i)} = \frac{r_j^{(i)}}{R_j} T_j = \frac{r_j^{(i)}}{\sum_{i=1}^m r_j^{(i)}} T_j$ or $r_j^{(i)} = \frac{12E}{h_j^3} a_j^{(i)} K_j^{(i)}$ avec $h = \text{cte}$

$$t_j^{(i)} = \frac{a_j^{(i)} K_j^{(i)}}{D_j} T_j$$

			Poteau	1	2	3	4
NIVEAU	$T_j(t)$	D_j	$a_j K_j$	243.98	277.40	277.40	243.98
1	29.41	1042.76	$t_j(t)$	6.88	7.82	7.82	6.88
2	19.50	942.20	$a_j K_j$	213.90	260.70	260.70	213.90
			$t_j(t)$	4.42	5.39	5.39	4.42

Portique longitudinal II II
(Bloc A)

			Poteau	1	2	3	4	5	6
NIVEAU	$T_j(t)$	D_j	$a_j K_j$	143.72	200.53	217.25	217.25	200.53	143.72
2	37.41	1123.00	$t_j(t)$	4.78	6.68	7.23	7.23	6.68	4.78
1	56.30	1350.24	$a_j K_j$	190.50	237.30	247.32	247.32	237.30	190.50
			$t_j(t)$	7.94	9.89	10.31	10.31	9.89	7.94

Portique transversal BB
(Bloc A)

			Poteau	1	2	3	4	5
NIVEAU	$T_j(t)$	D_j	$\alpha_j K_j$	260.69	290.77	290.77	280.74	213.90
2	21.45	1336.87	$t_j(t)$	4.18	4.66	4.66	4.50	3.43
1	32.18	1417.09	$\alpha_j K_j$	277.40	300.80	300.80	294.11	243.98
			$t_j(t)$	6.30	6.83	6.83	6.68	5.54

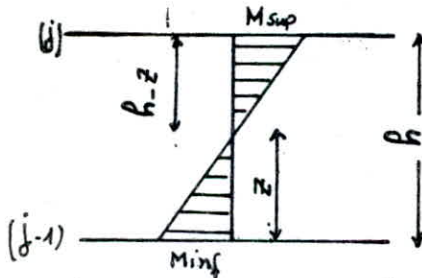
Portique longitudinal
IV IV (Bloc B)

			Poteau	1	2	3	4	5	6
NIVEAU	$T_j(t)$	D_j	$\alpha_j K_j$	143.72	200.53	217.24	217.24	200.53	143.72
2	25.68	1122.98	$t_j(t)$	3.28	4.58	4.97	4.97	4.58	3.28
1	38.66	1343.54	$\alpha_j K_j$	190.50	233.95	247.32	247.32	233.95	190.50
			$t_j(t)$	5.48	6.73	7.12	7.12	6.73	5.48

Portique transversal
DD (Bloc B)

CALCUL DES MOMENTS DANS LES Poteaux.

* détermination de la position du point de moment nul dans les poteaux :



$$M_{sup} = T_j (h_j - z)$$

$$M_{inf} = T_j \times z$$

la cote z (position du point de moment nul) est donnée par : $z = y \times h$ avec $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$
 où y_0 = coefficient donné par les tableaux du Bulletin N°5 CTC en fonction de :
 * du nombre total de niveau que comporte le portique.
 * du rang du niveau occupé par le poteau considéré.
 * de \bar{k}

y_1 = terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire $\frac{I}{L}$ des poutres supérieures et inférieures donné en fonction de :

$$\alpha_1 = \frac{k_1 + k_2}{k_3 + k_4} = \frac{k_s}{k_i}$$

← Poutres supérieures
← Poutres inférieures

Remarque:

• si $k_s > k_i$ prendre $\alpha_1 = \frac{k_i}{k_s}$ et affecter d'un signe moins les valeurs dans les tableaux.

y_2 = terme de correction dû à la variation de hauteur d'étage supérieur adjacent, donné en fonction de $\alpha_2 = \frac{h_s}{h}$ et \bar{k}
 ou : h_s = hauteur du poteau adjacent supérieur.
 h = hauteur du poteau considéré.

* Remarque: pour les poteaux du dernier niveau on a $y_2 = 0$

(y₀₃): terme de correction dû à la variation de hauteur d'étage inférieur adjacent donné en fonction de: $\alpha_3 = \frac{h_i}{h}$ et \bar{K} où h_i = hauteur du poteau inférieur.
 h = hauteur du poteau considéré.

Remarque: au premier niveau $y_3 = 0$

Portique longitudinal II II (Bloc A)

Portique transversal BB (Bloc A)

Niv	Poteau	t_f (H)	\bar{K}	y_0	α_1	y_1	$\sum y_i = y$	$Z = h y$	M_{inf} (tm)	$(h-z)$ (m)	M_{sup} (tm)
2	1	4.42	3.56	0.450	1	0	0.450	1.6830	7.44	2.0570	9.09
	2	5.39	7.12	0.450	1	0	0.450	1.6830	9.07	2.0570	11.08
	3	5.39	7.12	0.450	1	0	0.450	1.6830	9.07	2.0570	11.08
	4	4.42	3.56	0.450	1	0	0.450	1.6830	7.44	2.057	9.09
1	1	6.88	3.56	0.550	1	0	0.550	2.0570	14.15	1.6830	11.58
	2	7.82	7.12	0.500	1	0	0.500	1.8700	14.62	1.8700	14.62
	3	7.82	7.12	0.500	1	0	0.500	1.8700	14.62	1.8700	14.62
	4	6.88	3.56	0.550	1	0	0.550	2.0570	14.15	1.68700	11.58

Niv	Poteau	t_f (H)	\bar{K}	y_0	α_1	y_1	$\sum y_i = y$	$Z = h y$	M_{inf} (tm)	$(h-z)$ (m)	M_{sup} (tm)
2	1	4.78	1.51	0.425	1	0	0.425	1.5895	7.60	2.1505	10.28
	2	6.68	3.03	0.450	1	0	0.450	1.6830	11.24	2.0570	13.74
	3	7.23	3.78	0.450	1	0	0.450	1.6830	12.17	2.0570	14.87
	4	7.23	3.78	0.450	1	0	0.450	1.6830	12.17	2.0570	14.87
	5	6.68	3.03	0.450	1	0	0.450	1.6830	11.24	2.0570	13.74
	6	4.78	1.51	0.425	1	0	0.425	1.5895	7.60	2.1505	10.28
1	1	7.94	1.51	0.575	1	0	0.575	2.1505	17.07	1.5895	12.62
	2	9.89	3.03	0.550	1	0	0.550	2.0570	20.34	1.6830	16.65
	3	10.31	3.78	0.550	1	0	0.550	2.0570	21.20	1.6830	17.35
	4	10.31	3.78	0.550	1	0	0.550	2.0570	21.20	1.6830	17.35
	5	9.89	3.03	0.550	1	0	0.550	2.0570	20.34	1.6830	16.65
	6	7.94	1.51	0.575	1	0	0.575	2.1505	17.07	1.5895	12.62

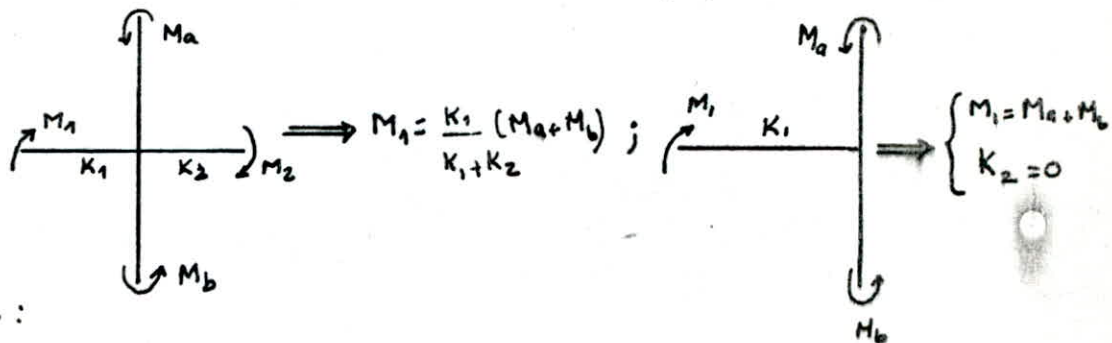
Portique longitudinal IV IV (Bloc B)

Niveau	Poteau	$t_j(t)$	\bar{k}	y_0	α_1	y_1	$y = \sum y_i$ (m)	$z = hy$ (m)	M_{inf} (tm)	$(h-z)$ (m)	M_{sup} (tm)
2	1	4.18	7.12	0.50	1	0	0.50	1.870	7.82	1.870	7.82
	2	4.66	14.25	0.50	1	0	0.50	1.870	8.72	1.870	8.72
	3	4.66	14.25	0.50	1	0	0.50	1.870	8.72	1.870	8.72
	4	4.50	10.69	0.50	1	0	0.50	1.870	8.42	1.870	8.42
	5	3.43	3.56	0.45	1	0	0.45	1.683	5.77	2.057	7.05
1	1	6.30	7.12	0.55	1	0	0.55	2.057	12.96	1.683	10.60
	2	6.83	14.25	0.55	1	0	0.55	2.057	14.05	1.683	11.49
	3	6.83	14.25	0.55	1	0	0.55	2.057	14.05	1.683	11.49
	4	6.68	10.69	0.55	1	0	0.55	2.057	13.74	1.683	11.24
	5	5.54	3.56	0.55	1	0	0.55	2.057	11.40	1.683	9.32

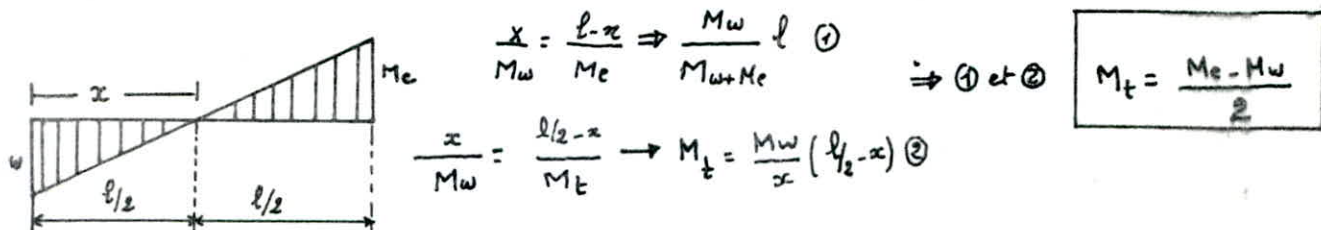
Portique transversal DD (Bloc B)

Niveau	poteau	$t_j(t)$	\bar{k}	y_0	α_1	y_1	$y = \sum y_i$ (m)	$z = hy$ (m)	M_{inf} (tm)	$(h-z)$ (m)	M_{sup} (tm)
2	1	3.28	1.51	0.45	1	0	0.45	1.683	5.52	2.057	6.75
	2	4.58	3.03	0.45	1	0	0.45	1.683	7.71	2.057	9.42
	3	4.97	3.78	0.45	1	0	0.45	1.683	8.36	2.057	10.22
	4	4.97	3.78	0.45	1	0	0.45	1.683	8.36	2.057	10.22
	5	4.58	3.03	0.45	1	0	0.45	1.683	7.71	2.057	9.42
	6	3.28	1.51	0.45	1	0	0.45	1.683	5.52	2.057	6.75
1	1	5.48	1.51	0.575	1	0	0.575	2.1505	11.78	1.5895	8.71
	2	6.73	3.03	0.55	1	0	0.55	2.057	13.85	1.683	11.33
	3	7.12	3.78	0.55	1	0	0.55	2.057	14.65	1.683	11.98
	4	7.12	3.78	0.55	1	0	0.55	2.057	14.65	1.683	11.98
	5	6.73	3.03	0.55	1	0	0.55	2.057	13.85	1.683	11.33
	6	5.48	1.51	0.575	1	0	0.575	2.1505	11.78	1.5895	8.71

CALCUL DES Moments DANS LES Poutres: Dans un noeud le moment résultant des poteaux aboutissant à ce noeud est repartie entre les poutres proportionnellement à leurs rigidités linéaires



Moments en travée:



$$\frac{x}{M_w} = \frac{l-x}{M_e} \Rightarrow \frac{M_w}{M_w + M_e} l \quad (1)$$

$\Rightarrow (1) \text{ et } (2)$

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

$$\frac{x}{M_w} = \frac{l/2 - x}{M_t} \rightarrow M_t = \frac{M_w}{x} (l/2 - x) \quad (2)$$

Effort tranchant: A partir des moments dans les poutres, on peut calculer les efforts tranchants pour une traçée indépendante (fig ci-dessus). Composons l'équation du moment:

$$M_w = ax + b \rightarrow T = \frac{dM}{dx} = 0 ; \quad x=0 \rightarrow M_w = b$$

$$x=l \rightarrow M_e = (al + M_w)l \Rightarrow a = -\frac{M_e + M_w}{l} \Rightarrow T = -\frac{M_w + M_e}{l}$$

Effort Normal

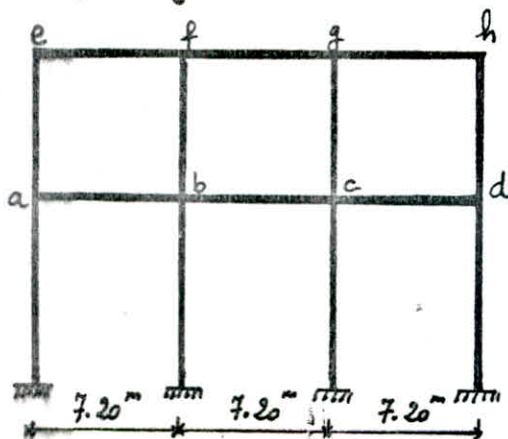
Pour un noeud (i) l'effort normal dans les poteaux sera:

$$N_i = -(T_{ei} - T_{wi})$$

conversion

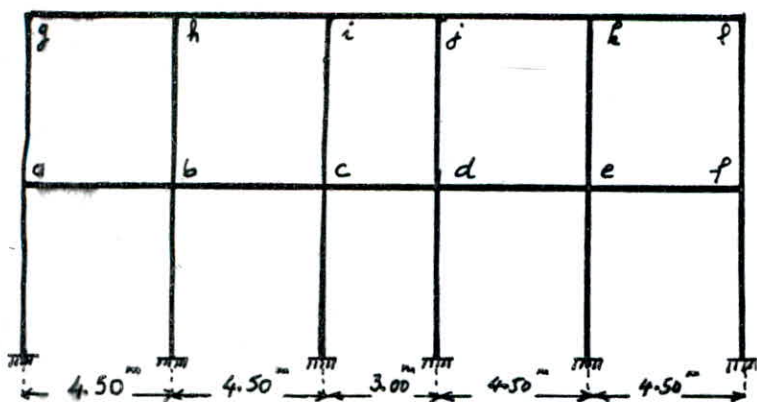
$\left\{ \begin{array}{l} N > 0 : \text{compression} \\ N < 0 : \text{traction} \end{array} \right.$

Portique longitudinal II-II Bloc A



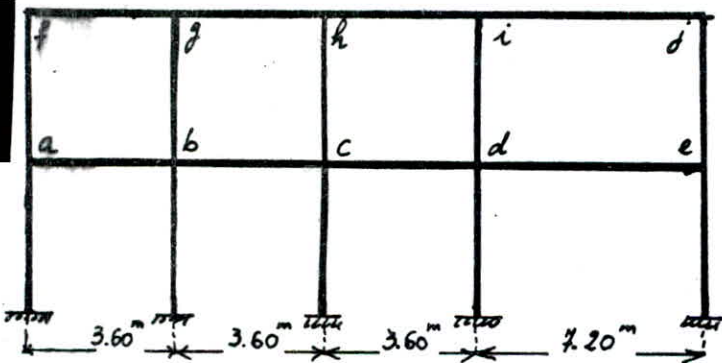
Niv	Noeud	Ma (tm)	Mb (tm)	M1 (tm)	M2 (tm)
2	e	0	9.09	0	9.09
	f	0	14.070	5.535	5.535
	g	0	11.080	5.535	5.535
	h	0	9.09	0	9.09
1	a	7.44	11.580	0	19.020
	b	9.07	14.620	11.845	11.845
	c	9.07	14.620	11.845	11.845
	d	7.44	11.580	19.020	0

Poutique transversal BB Bloc A



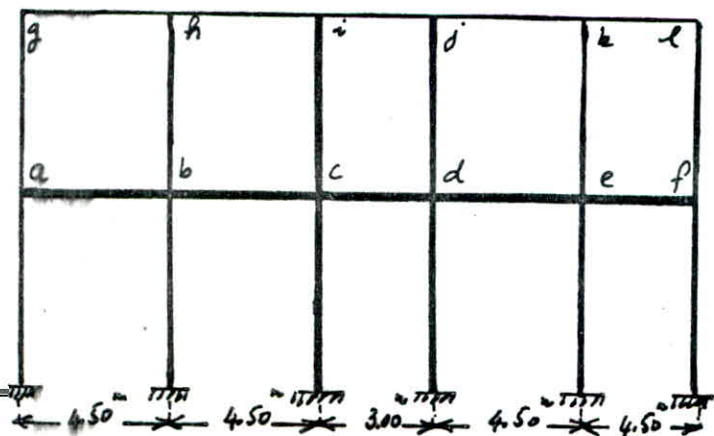
Niv	Noeud	$M_a(tm)$	$M_b(tm)$	$M_1(tm)$	$M_2(tm)$
2	g	0	10.28	0	10.28
	h	0	13.74	6.87	6.87
	i	0	14.87	5.948	8.922
	d	0	14.87	8.922	5.948
	k	0	13.74	6.87	6.87
	l	0	10.28	10.28	0
1	a	7.60	12.62	0	20.22
	b	14.24	16.65	13.945	13.945
	c	12.17	17.35	11.808	17.712
	d	12.17	17.35	17.712	11.808
	e	14.24	16.65	13.945	13.945
	f	7.60	12.62	20.22	0

Poutique longitudinale IV IV Bloc B



Niv	Noeud	$M_a(tm)$	$M_b(tm)$	$M_1(tm)$	$M_2(tm)$
2	f	0	8.16	0	8.16
	g	0	9.08	4.54	4.54
	h	0	9.08	4.54	4.54
	i	0	8.77	5.788	2.894
	d	0	7.35	7.35	0
1	a	8.16	10.03	0	18.19
	b	9.08	11.96	10.52	10.52
	c	9.08	11.96	10.52	10.52
	d	8.77	11.70	13.540	6.755
	e	6.00	9.70	9.70	0

Poutique transversal DD Bloc B



Niv	Noeud	$M_a(tm)$	$M_b(tm)$	$M_1(tm)$	$M_2(tm)$
2	g	0	6.75	0	6.75
	h	0	9.42	4.71	4.71
	i	0	10.22	4.088	6.132
	d	0	10.22	6.132	4.088
	k	0	9.42	4.71	4.71
	l	0	6.75	6.75	0
1	a	5.52	8.71	0	14.23
	b	7.71	11.33	9.520	9.520
	c	8.36	11.98	8.136	12.204
	d	8.36	11.98	12.204	8.136
	e	7.71	11.33	9.520	9.520
	f	5.52	8.71	14.23	0

Tableaux Récapitulatifs:

Poutres sous SI

Poutique longitudinal II II (Bloc A)

Niv	Poutre	$M_w(tm)$	$M_e(tm)$	$M_t(tm)$	$T(t)$
2	ef	9.090	5.540	-1.775	-2.032
	fg	5.540	5.540	0	-1.538
	gh	5.540	9.090	1.775	-2.032
1	ab	19.020	11.845	-3.588	-4.287
	bc	11.845	11.845	0	-3.290
	cd	11.845	19.020	3.588	-4.287

Poutique transversal BB (Bloc A)

Niv	Poutre	$M_w(tm)$	$M_e(tm)$	$M_t(tm)$	$T(t)$
2	gh	10.28	6.87	-1.705	-3.811
	hi	6.87	5.948	-0.461	-2.848
	ij	9.922	8.922	0	-5.948
	jk	5.948	6.87	0.461	-2.848
	kl	6.87	10.28	1.705	-3.811
1	ab	20.22	13.945	-3.138	-7.592
	bc	13.945	11.808	-1.067	-5.723
	cd	17.712	17.712	0	-11.808
	de	11.802	13.945	1.067	-5.722
	ef	13.945	20.22	+3.138	-7.592

Poutique longitudinal IV IV (Bloc B)

Niv	Poutre	$M_w(tm)$	$M_e(tm)$	$M_t(tm)$	$T(t)$
2	fg	8.16	4.54	-1.810	-3.527
	gh	4.54	4.54	0	-2.522
	hi	4.54	5.788	0.624	-2.868
	ij	2.894	7.35	2.228	-1.422
1	ab	18.19	10.52	-3.835	-7.975
	bc	10.52	10.52	0	-5.844
	cd	10.52	13.51	1.495	-6.675
	de	6.755	9.70	1.472	-2.295

Poutique transversal DD (Bloc B)

Niv	Poutre	$M_w(tm)$	$M_e(tm)$	$M_t(tm)$	$T(t)$
2	gh	6.75	4.77	-1.02	-2.547
	hi	4.77	4.088	-0.311	-1.955
	ij	6.132	6.132	0	-4.088
	jk	4.088	4.77	0.311	-1.955
	kl	4.77	6.75	1.02	-2.547
	1	ab	14.23	9.52	-2.355
bc		9.52	8.136	-0.692	-3.923
cd		12.204	12.204	0	-8.136
de		8.136	9.52	0.692	-3.923
ef		9.52	14.23	2.355	-5.278

Poteaux sous SR

Portique transversal BB (Bloc A)

Niv	Poteau	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	T(t)	N(t)	N _{cum} (t)
2	1	10.28	7.60	4.78	-3.811	-3.811
	2	13.74	11.24	6.68	0.963	0.963
	3	14.87	12.17	7.23	-3.100	-3.100
	4	14.87	12.17	7.23	3.100	3.100
	5	13.74	11.24	6.68	-0.963	-0.963
	6	10.28	7.60	4.78	3.811	3.811
1	1	12.62	17.07	7.94	-7.592	-11.403
	2	16.65	20.34	9.89	1.869	2.832
	3	17.35	21.20	10.31	-6.085	-9.185
	4	17.35	21.20	10.31	6.085	9.185
	5	16.65	20.34	9.89	-1.869	-2.832
	6	12.62	17.07	7.94	7.592	11.403

Portique longitudinal II II (Bloc A)

Niv	Pot	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	T(t)	N(t)	N _{cum} (t)
2	1	9.09	7.44	4.42	-2.032	-2.032
	2	11.08	9.07	5.39	0.494	0.494
	3	11.08	9.07	5.39	-0.494	-0.494
	4	9.09	7.44	4.42	2.032	2.032
1	1	11.58	14.15	6.88	-4.287	-6.319
	2	14.62	14.62	7.82	0.997	1.491
	3	14.62	14.62	7.82	-0.997	-1.491
	4	11.58	14.15	6.88	4.287	6.319

Portique transversal DD (Bloc B)

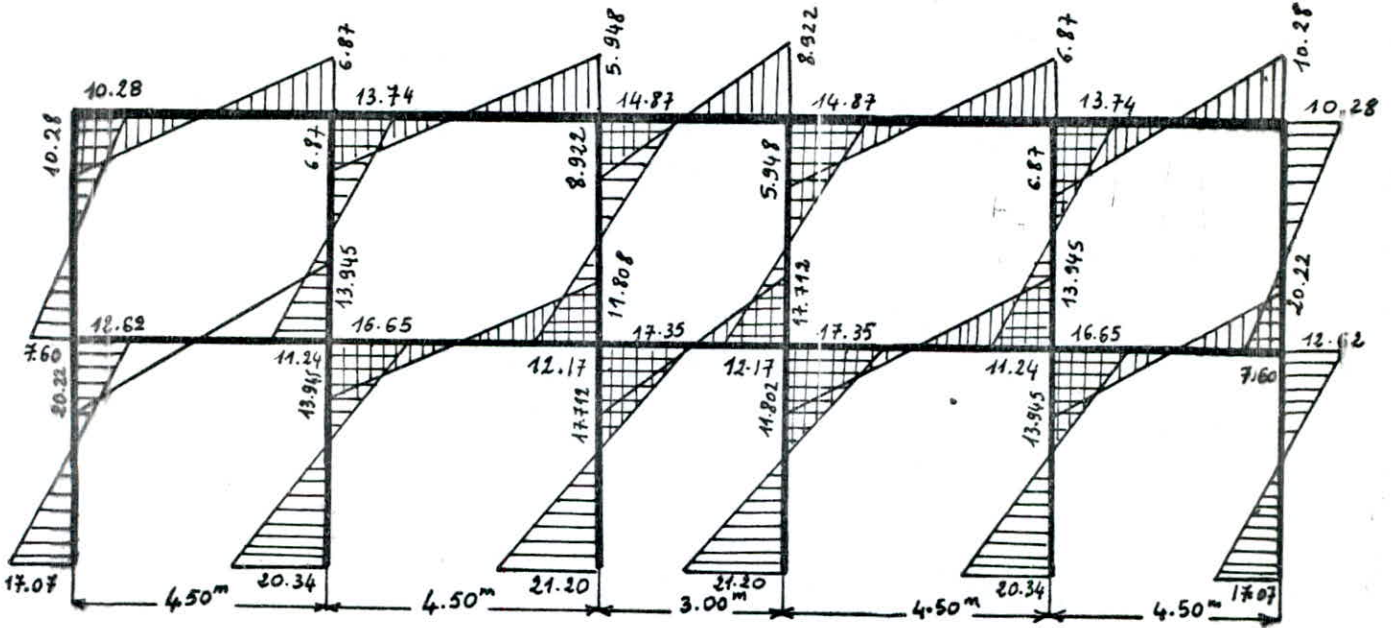
Niv	Poteau	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	T(t)	N(t)	N _{cum} (t)
2	1	6.75	5.52	3.28	-2.547	-2.547
	2	9.42	7.71	4.58	0.592	0.592
	3	10.22	8.36	4.97	-2.133	-2.133
	4	10.22	8.36	4.97	2.133	2.133
	5	9.42	7.71	4.58	-0.592	-0.592
	6	6.75	5.52	3.28	2.547	2.547
1	1	8.71	12.78	5.48	-5.278	-7.825
	2	11.33	13.85	6.73	1.355	1.947
	3	11.98	14.65	7.12	-4.213	-6.346
	4	11.98	14.65	7.12	4.213	6.346
	5	11.33	13.85	6.73	-1.355	-1.947
	6	8.71	11.78	5.48	5.278	7.825

Portique longitudinal III III (Bloc B)

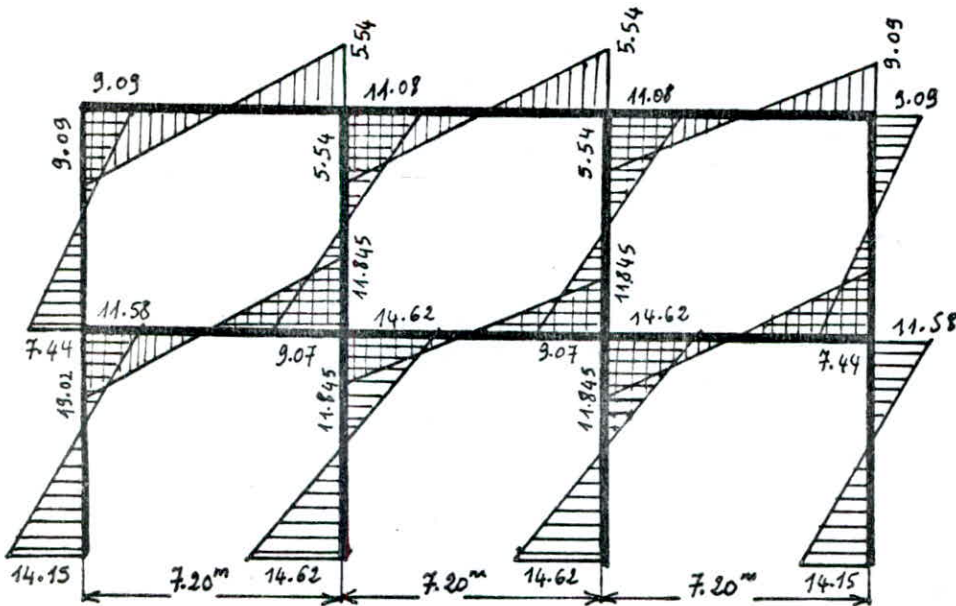
Niv	Pot	M _{sup}	M _{inf} (tm)	T(t)	N(t)	N _{cum} (t)
2	1	8.16	8.16	4.36	-3.527	-3.527
	2	9.08	9.08	4.86	1.005	1.005
	3	9.08	9.08	4.86	-0.346	-0.346
	4	8.77	8.77	4.69	1.446	1.446
	5	7.35	6.00	3.57	1.442	1.422
1	1	10.03	13.47	6.55	-7.975	-11.502
	2	11.96	14.63	7.11	2.131	3.136
	3	11.96	14.63	7.11	-0.831	-1.177
	4	11.70	14.30	6.95	4.39	5.836
	5	9.70	11.85	5.76	2.285	3.727

Diagramme des Moments Fléchissants Sous SI (seisme).

Portique transversal BB (Bloc A)



Portique longitudinal II II (Bloc A)



déformations horizontales

le calcul des déplacements horizontaux relève du souci d'éviter la Procréation du désordre dans les éléments de remplissage, ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventements du fait que les Pièces en béton armé sont suffisamment rigides et que seulement une Partie de l'énergie est dissipée sous forme d'énergie élastique. Ainsi sous les sollicitations horizontales, il y a lieu d'éviter le heurt de deux constructions voisines affectées de tels déplacements.)

On voit donc qu'une limitation des déplacements horizontaux est indispensable.

Déplacements relatifs d'étages (art 3.7.7.1):

le déplacement calculé à partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par $1/28$ pour obtenir le déplacement relatif, le rapport $\frac{1}{28}$ ne doit pas être plus petit que 1.

$$\delta_j = \frac{\zeta_j}{R_j} \cdot \frac{1}{28}$$

ζ_j : effort tranchant d'étage (j).
 R_j : rigidité relative de l'étage j.
 $B = 1/3$

les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser $0.0075 h$ ou h : hauteur d'étage.

$$\bar{\delta}_j = 0.0075 \times 3.74 = 2.805 \text{ cm} \quad ; \quad 1/28 = 1,5 > 1 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

Dressons les tableaux donnant les déplacements relatifs d'étages

SENS Longitudinal

SENS transversal

Niveau		$\zeta_{jx} (t)$	$R_{jx} \text{ Kg/cm}$	$\delta_{jx} \text{ cm}$	$\bar{\delta}_{jx} \text{ cm}$
BLOCA	2	124.04	176999.60	1.00	2.81
	1	186.55	205039.20	1.36	2.81
BLOB	2	97.14	173273.79	0.84	2.81
	1	147.61	216320.97	1.02	2.81

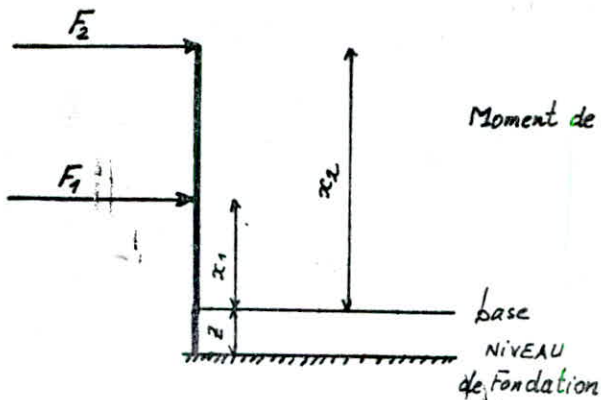
$$\delta_{jx} < \bar{\delta}_{jx} \rightarrow \text{Vérifié}$$

Niveau		$\zeta_{jy} (t)$	$R_{jy} \text{ Kg/cm}$	$\delta_{jy} \text{ cm}$	$\bar{\delta}_{jy} \text{ (cm)}$
BLOCA	2	147.69	147211.28	1.50	2.81
	1	222.13	176999.6	1.88	2.81
BLOB	2	99.98	143484.47	1.04	2.81
	1	151.92	201533.98	1.43	2.81

$$\delta_{jy} < \bar{\delta}_{jy} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

verification au renversement

Chaque structure doit être calculée afin de résister aux efforts qui peuvent provoquer un renversement. A cet effet une vérification au renversement est nécessaire (art 3.3.6 RPA)



Moment de renversement = M^E ext en console (base) + effort tranchant de base $\cdot z$

$$M^E \text{ console de base} = \sum_{i=1}^2 F_i \cdot x_i$$

$$\text{effort tranchant à la base} = H = \sum_{i=1}^2 F_i$$

Moment résistant = $\sum_{i=1}^2 W_i h_i \geq 1.5 M^E$ de renversement

Bloc A : sens long :

$$M^E \text{ console de base} = 124.04 \times 7.48 + 62.51 \times 3.74 = 1162 \text{ tm}$$

$$H = \text{effort tranchant} = F_1 + F_2 = 186.55 \text{ t} \rightarrow H z = 149.61 \text{ tm}$$

$$M^E \text{ de renversement} = 1162 + 149.61 = 1311.61 \text{ tm}$$

$$M^E \text{ résistant} = W_1 h_1 + W_2 h_2 = 5184.2 \text{ t}$$

$$\Rightarrow \frac{M_{res}}{M_{renv}} = 3.95 > 1.5 \rightarrow \text{Vérifié}$$

sens trans :

$$M^E \text{ de console de base} = 1382.98 \text{ tm}$$

$$H z = 1784.14 \text{ tm}$$

$$M^E \text{ de renversement} = 1561.12 \text{ tm} \Rightarrow \frac{M_{res}}{M_{renv}} = 3.32 > 1.5 \rightarrow \text{Vérifié}$$

$$M^E \text{ résistant} = 5184.2 \text{ t}$$

Bloc B

sens long :

$$H = 50.47 + 97.14 = 147.61 \rightarrow H z = 118.40 \text{ tm}$$

$$M^E \text{ de console de base} = 895.94 \text{ tm}$$

$$M^E \text{ de renversement} = 118.40 + 895.94 = 1014.34 \text{ tm} \Rightarrow \frac{M_{res}}{M_{renv}} = 3.50 > 1.5 \rightarrow \text{Vérifié}$$

$$M^E \text{ résistant} = 3543.64 \text{ tm}$$

sens trans :

$$H = 51.94 + 99.98 = 151.92 \text{ t} \rightarrow H z = 121.84 \text{ tm}$$

$$M^E \text{ de console de base} = 942.11 \text{ tm}$$

$$M^E \text{ de renversement} = 121.84 + 942.11 = 1063.95 \text{ tm} \Rightarrow \frac{M_{res}}{M_{renv}} = 4.88 > 1.5 \rightarrow \text{Vérifié}$$

$$M^E \text{ résistant} = 5184.2$$

Conclusion : le renversement est vérifié dans les 2 sens (transversal et longitudinal) soit pour le bloc A soit pour le bloc B. donc notre bâtiment est stable vis à vis aux efforts sismiques.

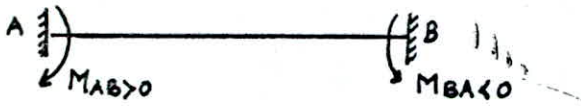
calcul des charges verticales

• METHODE UTILISÉE : Methode de cross

ELLE permet au moyen d'approximation successive, approximation qui se realise automatique au cours du calcul et qui ne résulte seulement d'une serie de tâtonnement, de résoudre par les calculs simples la détermination de Moment de Flexion aux extrémités des barres, signalons que si on connaît les moments agissant aux extrémités d'une barre on sait par les formules de la RDM, Calculer les éléments de réduction en tout point de la section de la barre. Précisons dès maintenant que ce que nous calculerons par la méthode de cross n'est pas le moment de flexion agissant aux extrémités des barres, mais le moment transmis par le noeud à la barre.

Ainsi en B nous déterminerons quels sont les moments que transmet le noeud B aux barres BA, BC et BE. Ce moment ne diffère que par son signe du moment agissant sur les barres. Ce moment transmis par le noeud B à la barre BE (M_{BE}) est appelé moment transmis. Suite à la rotation dans les barres du noeud naissent des moments qui sont proportionnelles à leur rigidité et de sens opposé au moment non équilibré du noeud (i). Ces moments sont appelés alors moments répartis (M_{ij}).

(suite).
Convention de signe de la méthode de cross.



Ordre de calcul

1) Calcul des raideurs des barres

$$R_{ij} = \frac{I}{l} \text{ pour } \begin{array}{|c|} \hline \text{---} \\ \hline \end{array}$$

$$R_{ij} = \frac{3}{4} \frac{I}{l} \text{ pour } \begin{array}{|c|} \hline \text{---} \\ \hline \end{array}$$

2) Calcul des coefficients de répartition :

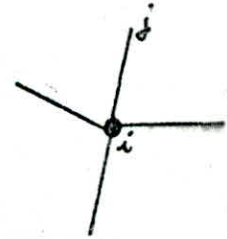
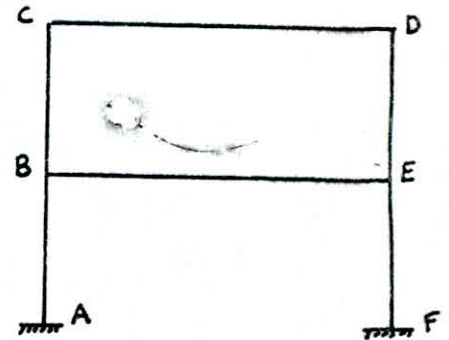
$$C_{ij} = \frac{R_{ij}}{\sum R_{ij}}$$

où R_{ij} : raideur de la barre considérée

$\sum R_{ij}$: raideur des barres aboutissant au noeud (i).

3) Calcul des moments d'encastrement Parfait : M_{ij}^P

4) Répartition et transmission des moments.



Portique transversal B-B c-c Bloc A sous G

Moments et efforts Tranchants dans les Poutres

Niveau	Poutres	M _w (km)	M _e (km)	M _t (km)	T _w (t)	T _e (t)
2	gh	4.500	10.593	5.993	10.686	-13.394
	hi	11.360	5.747	4.986	13.287	-10.793
	ij	3.082	3.082	2.938	8.020	-8.020
	jk	5.747	11.360	4.986	10.793	-13.287
	kl	10.593	4.500	5.993	-13.394	-10.686
1	ab	6.396	11.782	5.951	12.163	-14.557
	bc	11.400	7.362	5.659	14.260	-12.463
	cd	3.054	3.054	3.626	8.910	-8.910
	de	7.362	11.40	5.659	12.463	-14.260
	ef	11.782	6.396	5.951	14.557	-12.163

Moments et efforts normaux dans les Poteaux

Niveau	Poteaux	M _{sup} (km)	M _{inf} (km)	N(t)	N _{norm} (t)
2	1	4.457	4.022	10.686	10.686
	2	0.628	0.347	26.681	26.681
	3	2.685	2.620	18.813	18.813
	4	2.685	2.620	18.813	18.813
	5	0.628	0.347	26.681	26.681
	6	4.457	4.022	10.686	10.686
1	1	2.391	1.196	12.163	22.849
	2	0.043	0.022	28.817	55.498
	3	1.702	0.850	21.373	40.186
	4	1.702	0.850	21.373	40.186
	5	0.043	0.022	28.817	55.498
	6	2.391	1.196	12.163	22.849

Portique transversal B.B - Cc Bloc A sous P

Moments et efforts tranchants dans les Poutres

Niveau	Poutres	Mw (tm)	Me (tm)	Me (tm)	Tw (t)	Tc (t)
2	gh	0.850	1.399	0.700	1.498	-1.742
	hi	1.358	0.926	0.680	2.052	-1.188
	ij	0.350	0.350	0.460	1.080	-1.080
	jk	0.926	1.358	0.680	1.188	-2.052
	kl	1.399	0.850	0.700	1.742	-1.498
1	ab	2.489	5.065	2.600	5.100	-6.242
	bc	4.943	3.006	2.400	6.100	-5.240
	cd	1.359	1.359	1.471	3.780	-3.780
	de	3.006	4.943	2.400	5.240	-6.100
	ef	5.065	2.489	2.600	6.242	-5.100

Moments et efforts Normaux dans les poteaux

Niveau	Poteaux	Msup (tm)	Minf (tm)	N (t)	Ncum (t)
2	1	0.830	1.300	1.498	1.498
	2	0.029	0.061	3.794	3.794
	3	0.578	0.874	2.268	2.268
	4	0.578	0.874	2.268	2.268
	5	0.029	0.061	3.794	3.794
	6	0.830	1.300	1.498	1.498
1	1	1.182	0.591	5.100	6.598
	2	0.061	0.030	12.342	16.136
	3	0.779	0.389	9.020	11.288
	4	0.779	0.389	9.020	11.288
	5	0.061	0.030	12.342	16.136
	6	1.182	0.591	5.100	6.598

Portique longitudinal II-II, V-V Bloc A sous G

Moments et efforts tranchants dans les Poutres

Niveau	Poutre	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_f (t.m)	T_w (t)	T_e (t)
2	ef	5.830	12.305	13.030	11.380	-13.180
	fg	8.318	8.318	13.782	12.280	-12.280
	gh	12.305	5.800	13.030	13.180	-11.380
1	ab	10.010	17.208	15.610	16.140	-16.340
	bc	9.883	9.883	19.337	16.240	-16.240
	cd	17.208	10.010	15.610	16.340	-16.140

Moments et efforts normaux dans les Poteaux

Niveau	Poteau	M_{sup} (t.m)	M_{inf} (t.m)	N (t)	N_{cum} (t)
2	1	5.805	5.930	11.380	11.380
	2	3.969	4.079	25.460	25.460
	3	3.969	4.079	25.460	25.460
	4	5.805	5.930	11.380	11.380
1	1	4.036	2.017	16.140	27.520
	2	2.794	1.397	32.580	58.040
	3	2.794	1.397	32.580	58.040
	4	4.036	2.017	16.140	27.520

Portique longitudinal II-II. V-V Bloc A sous P

Moments et efforts tranchants dans les Poutres

Niveau	Poutres	M_w (tm)	M_e (tm)	M_f (tm)	T_w (t)	T_e (t)
2	ef	1.115	1.699	1.510	1.540	-1.700
	fg	0.932	0.932	1.988	1.620	-1.620
	gh	1.699	1.115	1.510	1.700	-1.540
1	ab	3.240	5.790	5.680	5.320	-6.020
	bc	3.577	3.577	6.623	5.670	-5.670
	cd	5.790	3.240	5.680	6.020	-5.320

Moments et efforts Normaux dans les Poteaux.

Niveau	Poteaux	M_{sup} (tm)	M_{inf} (tm)	N (t)	N_{cum} (t)
2	1	1.167	1.697	1.540	1.540
	2	0.769	1.170	3.320	3.320
	3	0.769	1.170	3.320	3.320
	4	1.167	1.697	1.540	1.540
1	1	1.519	0.760	5.320	6.860
	2	1.047	0.037	11.690	15.010
	3	1.047	0.037	11.690	15.010
	4	1.519	0.760	5.320	6.860

Portique transversal DD Bloc B sous G

Moments et efforts tranchants dans les Poutres

Niveau	Poutres	Mw (t.m)	Me (t.m)	Me (t.m)	Tw (t)	Te (t)
2	gh	4.359	11.360	5.682	10.480	-13.593
	hi	10.648	6.452	4.992	12.969	-11.105
	ij	6.236	4.802	0.501	8.503	-7.547
	jk	6.027	5.917	4.305	9.159	-9.111
	kl	4.553	1.034	0.932	4.094	-2.530
1	ab	6.730	10.814	6.271	12.464	-14.279
	bc	8.747	6.329	13.830	16.722	-10.022
	cd	1.725	7.709	3.694	5.769	-5.770
	de	8.444	8.160	4.328	11.290	-11.164
	ef	6.745	2.889	2.994	7.800	-6.086

Moments et efforts Normaux dans les Poteaux

Niveaux	Poteaux	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	N (t)	N _{cum} (t)
2	1	4.472	4.138	10.480	10.480
	2	0.667	0.902	26.560	26.560
	3	0.209	1.897	19.608	19.608
	4	1.167	0.651	16.706	16.706
	5	1.337	0.915	13.205	13.205
	6	1.039	1.533	2.530	2.530
1	1	2.535	1.268	12.464	22.944
	2	1.155	0.578	31.000	57.560
	3	2.668	1.333	15.791	35.399
	4	0.091	0.046	17.060	33.766
	5	0.904	0.253	18.964	32.169
	6	1.350	0.674	6.086	8.618

Portique transversal DD (Bloc B) sous P

Moments et efforts tranchants dans les Poutres

Niveaux	Poutres	Mw (tm)	Me (tm)	Mt (tm)	Tw (t)	Te (t)
2	gh	0.856	1.387	0.711	1.502	-1.738
	hi	1.314	1.001	0.668	1.689	-1.550
	ij	0.767	0.576	0.142	1.143	-1.016
	jk	0.831	0.904	0.416	1.198	-1.231
	kl	0.762	0.394	0.342	0.891	-0.728
1	ab	2.531	4.973	2.685	5.127	-6.219
	bc	4.731	3.480	2.280	5.948	-5.392
	cd	2.532	2.131	0.507	3.917	-3.646
	de	2.811	3.195	1.783	4.167	-4.337
	ef	2.788	1.168	1.262	3.195	-2.475

Moments et efforts Normaux dans les Poteaux.

Niveau	Poteaux	Msup (tm)	Minf (tm)	N(t)	N _{calc} (t)
2	1	0.846	1.324	1.502	1.502
	2	0.068	0.127	3.427	3.427
	3	0.339	0.506	2.693	2.693
	4	0.237	0.366	2.214	2.214
	5	0.268	0.254	2.122	2.122
	6	0.397	0.614	0.728	0.728
1	1	1.203	0.602	5.127	6.629
	2	0.124	0.027	12.160	15.587
	3	0.449	0.224	9.305	11.998
	4	0.330	0.564	7.813	10.027
	5	0.159	0.079	7.532	9.654
	6	0.555	0.277	2.473	3.201

Portique longitudinal IV-IV Bloc B sous G

Moments et efforts tranchants dans les Poutres

Niveau	Poutres	Mw (tm)	Mc (tm)	Me (tm)	Tw (t)	Tc (t)
2	fg	0.603	4.173	2.245	4.156	-6.140
	gh	4.123	0.963	2.090	6.026	-4.270
	hi	0.541	10.931	-1.103	2.262	-8.034
	ij	12.925	4.545	3.798	11.460	-9.132
1	ab	1.179	5.919	3.125	6.099	-8.733
	bc	5.898	1.983	2.733	8.504	-6.328
	cd	1.156	14.525	-1.166	3.702	-11.130
	de	18.317	6.513	14.283	16.471	-13.193

Moments et efforts Normaux dans les Poteaux

Niveau	Poteaux	Msup (tm)	Minf (tm)	N (t)	Ncum (t)
2	1	0.607	0.676	4.156	4.156
	2	0.038	0.048	12.166	12.166
	3	0.445	0.470	6.532	6.532
	4	2.034	2.203	19.494	19.494
	5	4.546	3.656	9.132	9.132
1	1	0.496	0.248	6.099	10.255
	2	0.039	0.021	17.237	29.403
	3	0.329	0.164	10.030	16.562
	4	1.582	0.792	27.601	47.095
	5	3.457	1.729	13.193	22.325

Portique longitudinal IV. IV (Bloc B) sous P

Moments et efforts tranchants dans les Poutres

Niveau	Poutres	M_w (tm)	M_e (tm)	M_t (tm)	T_w (t)	T_e (t)
2	fg	0.052	0.403	0.380	0.578	-0.772
	gh	0.676	0.219	0.525	1.207	-0.953
	hi	0.213	1.620	0.056	0.690	-1.470
	ij	1.669	0.770	1.211	1.475	-1.225
1	ab	0.042	4.781	-2.614	1.022	-3.702
	bc	5.814	10.321	-4.665	2.528	-5.032
	cd	10.144	7.683	-5.511	4.463	-3.097
	de	7.440	2.973	3.296	6.956	-2.490

Moments et efforts Normaux dans les Poteaux.

Niveau	Poteaux	M_{sup} (tm)	M_{inf} (tm)	N (t)	N_{un} (t)
2	1	0.044	0.010	0.578	0.578
	2	0.211	0.473	1.979	1.979
	3	0.045	0.075	1.643	1.643
	4	0.062	0.088	2.945	2.945
	5	0.770	1.089	1.225	1.225
1	1	0.042	0.021	1.022	1.600
	2	0.490	19.245	6.230	8.209
	3	0.070	0.036	9.495	11.138
	4	0.158	0.078	10.053	12.998
	5	1.089	0.467	2.490	3.715

superposition des sollicitations

• les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous. les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour ces combinaisons de charges sur la base des règlements de béton en vigueur (RPA 81).

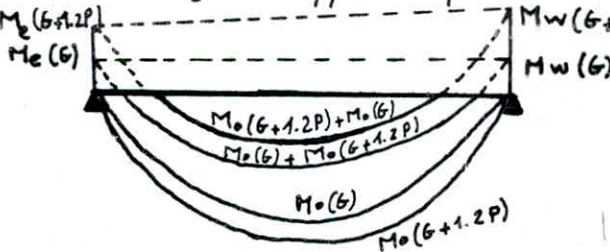
$$\begin{aligned} \ast \text{ poutres} &: G + P + \overleftrightarrow{SI} ; 0.8G + \overleftrightarrow{SI} \\ \ast \text{ poteaux} &: G + P + 1.2\overleftrightarrow{SI} ; 0.8G + \overleftrightarrow{SI} \end{aligned}$$

- G : sollicitation due à la charge permanente
- P : sollicitation due à la surcharge d'exploitation
- SI : sollicitation due au séisme

• Moments en travées des poutres: CCBA 68 art 12: 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 permanentes puis avec les surcharges; on prend comme ligne de fermeture.

- Pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeur absolue.
 - Pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appuis maximaux en valeur absolue.
- Et ceci dans chaque cas de charge en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Exemple: $M_e(G)$ $M_w(G+1.2P)$



• On veut calculer le moment en travée sous $(G+1.2P)$, on calcule le mt isostatique $M_0 = (G+1.2P)l^2/8$.

• Moment en travée sera: $M_t = M_0(G+1.2P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$

• Moment sur appui sera: $M_a = M_a(G) + M_a(1.2P)$

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

Dans Pour les poutres on a :
Moments en travée M_t

$$\begin{aligned} \text{Sous } (G+1.2P) &\rightarrow M_t = M_0(G+1.2P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} \\ \text{Sous } (G+P + \overleftrightarrow{SI}) &\rightarrow M_t = M_0(G+P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} + M_t(\overleftrightarrow{SI}) \\ \text{Sous } (0.8G + \overleftrightarrow{SI}) &\rightarrow M_t = M_0(0.8G) - \frac{M_w(0.8G) + M_e(0.8G)}{2} + M_t(\overleftrightarrow{SI}) \end{aligned}$$

Moments aux appuis M_a

$$\begin{aligned} \text{Sous } (G+1.2P) &\rightarrow M_a = M_0(G) + 1.2 M_0(P) \\ \text{Sous } (G+P + \overleftrightarrow{SI}) &\rightarrow M_a = M_0(G) + M_0(P) + M_a(\overleftrightarrow{SI}) \\ \text{Sous } (0.8G + \overleftrightarrow{SI}) &\rightarrow M_a = M_0(0.8G) + M_a(\overleftrightarrow{SI}) \end{aligned}$$

Efforts tranchants T

$$\begin{aligned} \text{Sous } (G+1.2P) &\rightarrow T = T(G) + 1.2 T(P) \\ \text{Sous } (G+P + \overleftrightarrow{SI}) &\rightarrow T = T(G) + T(P) + T(\overleftrightarrow{SI}) \\ \text{Sous } (0.8G + \overleftrightarrow{SI}) &\rightarrow T = 0.8 T(G) + T(\overleftrightarrow{SI}) \end{aligned}$$

N.B:

l'expression du moment en travée sous (SI) est donnée par: $M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$

les moments sont en valeurs absolues; du fait que "SI" peut agir dans un sens ou dans l'autre.

Portique transversal BB (Bloc A)

Efforts Normaux dans les Poteaux.

Niveau	Poteau	$G+1.2P$		$0.8G+S\uparrow$		$0.8G+S\downarrow$		$G+P+1.2S\uparrow$		$G+P+1.2S\downarrow$	
		N (t)	$N_{cum}(t)$	N (t)	$N_{cum}(t)$	N (t)	$N_{cum}(t)$	N (t)	$N_{cum}(t)$	N (t)	$N_{cum}(t)$
2	1	12.484	12.484	4.738	4.738	12.360	12.360	7.610	7.610	16.757	16.757
	2	31.234	31.234	22.308	22.308	20.382	20.382	31.630	31.630	29.319	29.319
	3	21.534	21.534	11.950	11.950	18.150	18.150	17.361	17.361	24.801	24.801
	4	21.534	21.534	18.150	18.150	11.950	11.950	24.801	24.801	17.361	17.361
	5	31.234	31.234	20.382	20.382	22.308	22.308	29.319	29.319	31.630	31.630
	6	12.484	12.484	12.360	12.360	4.738	4.738	16.757	16.757	7.610	7.610
1	1	18.283	30.767	2.138	6.876	17.322	29.682	8.152	15.762	26.373	43.130
	2	43.627	74.861	24.923	47.231	21.184	41.566	43.401	75.031	38.916	68.235
	3	32.197	53.731	11.013	22.963	23.183	41.333	23.091	40.452	37.695	62.496
	4	32.197	53.731	23.183	41.333	11.013	22.963	37.695	62.496	23.091	40.452
	5	43.627	74.861	21.184	41.566	24.923	47.231	38.916	68.235	43.401	75.031
	6	18.283	30.767	17.322	29.682	2.138	6.876	26.373	43.130	8.152	15.762

Portique transversal BB (BlocA)

Moments dans les poteaux -

Niveau	Combinaison	G + 1.2 P		0.8 G + 5I		0.8 G + 5I		G + P + 1.2 5I		G + P + 1.2 5I	
	Poteaux	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)
2	1	5.453	-5.582	-6.714	4.382	13.845	-10.817	-7.049	3.798	17.623	-14.442
	2	-0.663	0.420	-14.242	11.517	13.237	-10.962	-17.145	13.896	15.831	-13.080
	3	-3.378	3.669	-17.020	14.266	12.722	-10.074	-21.107	18.098	14.581	-11.110
	4	-3.378	3.669	-17.020	14.266	12.722	-10.074	-21.107	18.098	14.581	-11.110
	5	-0.663	0.42	-14.242	11.517	13.237	-10.962	-17.145	13.896	15.831	-13.080
	6	-5.453	5.582	-13.845	10.817	6.714	-4.382	-17.623	14.442	7.049	-3.798
1	1	3.809	-1.905	-10.707	16.113	14.533	-18.023	-11.571	18.697	18.717	-22.271
	2	-0.116	0.058	-16.684	20.357	16.615	-20.322	-20.084	24.460	19.876	-24.356
	3	-2.636	1.317	-18.711	21.880	15.988	-20.520	-23.301	26.679	18.339	-24.201
	4	-2.636	1.317	-18.711	21.880	15.988	-20.520	-23.301	26.679	18.339	-24.201
	5	-0.116	0.058	-16.684	20.357	16.615	-20.322	-20.084	24.460	19.876	-24.356
	6	-3.809	1.905	-14.533	18.027	10.707	-16.113	-18.717	22.271	11.571	-18.697

Portique transversal BB Bloc A

Moments dans les Poutres

Niveau	travée	G+1.2P			G+P+S _I			G+P+S _{II}			0.8G+S _I			0.8G+S _{II}		
		Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me
2	gh	5.520	8.183	12.272	4.930	6.113	-18.862	-15.630	9.523	-5.122	6.68	3.088	-15.344	-13.880	6.498	-1.604
	hi	12.989	7.176	6.858	-5.848	6.350	-12.621	-19.588	7.272	-0.725	-2.218	3.526	-10.545	-15.958	4.448	1.350
	ij	3.502	3.908	3.502	5.490	2.746	-19.354	-12.354	3.746	5.490	6.455	2.009	-11.387	-11.387	2.349	6.456
	jk	6.858	7.176	12.989	-0.725	7.272	-19.588	-12.621	6.350	-5.848	1.350	4.448	-15.958	-10.545	3.526	-2.218
	kl	12.272	8.183	5.520	-5.122	9.523	-15.630	-18.862	6.113	4.930	-1.604	6.498	-13.880	-15.344	3.088	6.680
1	ab	9.383	13.601	17.860	11.335	9.183	-30.792	29.105	15.459	-2.902	15.103	1.620	-23.370	-25.337	7.897	4.519
	bc	17.332	13.309	10.969	-2.398	10.962	-22.176	-30.288	13.096	1.440	4.925	3.458	-17.697	-23.065	5.592	5.918
	cd	4.685	7.030	4.685	13.299	6.463	-22.125	-22.125	6.463	13.299	15.269	2.903	20.155	-20.155	2.903	15.269
	de	10.969	13.309	17.332	1.440	13.096	-30.288	-22.176	10.962	-2.398	5.918	5.592	-23.065	-17.697	3.458	4.825
	ef	17.860	13.601	9.383	-2.902	15.459	-29.105	-30.792	9.183	11.335	4.519	7.897	-25.337	-23.370	1.620	15.103

Portique transversal BB Bloc A

Efforts tranchants dans les Poutres

NIVEAU	travée	$G+1.2P$		$G+P+S\bar{I}$		$G+P+S\bar{I}$		$0.8G+S\bar{I}$		$0.8G+S\bar{I}$	
		$T_w(t)$	$T_e(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$
2	gh	12.483	-15.484	8.373	-18.947	15.995	-11.325	4.738	-14.526	12.360	-6.904
	hi	15.749	-12.218	12.491	-14.829	18.187	-9.133	7.782	-11.482	13.477	-5.786
	ij	9.316	-9.316	3.152	-15.048	15.048	-3.152	0.468	-12.364	12.364	-0.468
	jk	12.218	-15.749	9.133	-18.187	14.829	-12.491	5.786	-13.477	11.482	-7.782
	kl	15.484	-12.483	11.325	-15.995	18.947	-8.373	6.904	-12.360	14.526	-4.738
1	ab	18.283	-22.047	9.671	-28.391	24.855	-13.207	2.138	-19.238	17.320	-4.054
	bc	21.580	-18.751	14.637	-23.426	26.083	-12.074	5.685	-15.693	17.131	-4.247
	cd	13.446	-13.446	0.882	-24.498	24.498	-0.882	-4.680	-18.936	18.936	4.680
	de	18.751	-21.580	12.074	-26.083	23.426	-14.637	4.247	-17.131	15.693	-5.685
	ef	22.047	-18.283	13.207	-24.855	28.391	-9.671	4.054	-17.320	19.238	-2.138

Portique longitudinal II-II : Efforts Normaux dans les Poteaux.

(Bloc A)

NIVEAU	Poteaux	$G + 1.2P$		$0.8G + \vec{S}_I$		$0.8G + \vec{S}_I$		$G + P + 1.2\vec{S}_I$		$G + P + 1.2\vec{S}_I$	
		N(t)	N _{cum} (t)	N(t)	N _{cum} (t)	N(t)	N _{cum} (t)	N(t)	N _{cum} (t)	N(t)	N _{cum} (t)
2	1	13.228	13.228	7.072	7.072	11.136	11.136	10.482	10.482	15.358	15.358
	2	29.444	29.444	20.862	20.862	19.874	19.874	29.373	29.373	28.187	28.187
	3	29.444	29.444	19.874	19.874	20.862	20.862	28.187	28.187	29.373	29.373
	4	13.228	13.228	11.136	11.136	7.072	7.072	15.358	15.358	10.482	10.482
1	1	22.524	35.752	8.625	15.697	17.199	28.335	16.315	26.797	26.604	41.962
	2	46.608	76.052	27.061	47.923	25.067	44.941	45.466	74.839	43.073	71.260
	3	46.608	76.052	25.067	44.941	27.061	47.923	43.073	71.260	45.466	74.839
	4	22.524	35.752	17.199	28.335	8.625	15.697	26.604	41.962	16.315	26.797

Moments dans les Poteaux.

Niveau	Poteaux	$G + 1.2P$		$0.8G + \vec{S}_I$		$0.8G + \vec{S}_I$		$G + P + 1.2\vec{S}_I$		$G + P + 1.2\vec{S}_I$	
		M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)
2	1	7.205	-7.966	-4.446	2.696	13.734	-12.184	-3.936	1.301	17.880	-16.555
	2	-4.892	5.483	-14.255	12.333	7.905	-5.807	-18.034	16.133	8.558	-5.635
	3	-4.892	5.483	-14.255	12.333	7.905	-5.807	-18.034	16.133	8.558	-5.635
	4	-7.205	7.966	13.734	12.184	4.460	-2.696	-17.880	16.555	3.936	-1.301
1	1	5.859	-2.929	-8.351	12.536	14.808	-15.764	-8.341	14.203	19.451	-19.757
	2	-4.050	1.441	-16.855	15.737	12.385	-13.502	-21.385	18.978	13.703	-16.110
	3	-4.050	1.441	-16.855	15.737	12.385	-13.502	-21.385	18.978	13.703	-16.110
	4	-5.859	2.929	-14.808	15.764	8.351	-12.536	-19.451	19.757	8.341	-14.203

Portique longitudinal II Bloc A

Moments dans les Poutres

Niveau	travée	G + 1.2P			G + P + S _I			G + P + S _{II}			0.8G + S _I			0.8G + S _{II}		
		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	M _e
2	ef	7.168	16.529	14.344	2.145	14.158	-19.544	-16.035	17.708	8.464	4.426	8.648	-15.384	-13.754	12.198	-4.304
	fg	9.436	17.278	9.436	-3.740	16.682	-14.790	-14.790	16.682	-3.740	-1.114	11.022	-12.194	-12.194	11.022	-1.114
	gh	14.344	16.529	7.168	-8.464	17.708	-16.035	19.544	14.158	2.145	-4.304	12.198	-13.754	-15.384	8.648	4.426
1	ab	13.898	27.863	24.156	5.770	22.233	-34.843	-22.270	29.409	-11.153	11.012	8.904	-25.611	-27.028	16.080	-1.921
	bc	14.175	31.589	14.175	-1.615	29.547	-25.305	-25.305	29.547	-1.615	3.938	15.473	-19.751	-19.751	15.473	3.938
	cd	24.156	27.863	13.898	-11.153	29.409	-22.27	-34.843	22.233	5.770	-1.921	16.080	-27.028	-25.610	8.904	11.012

Efforts tranchants dans les Poutres

Niveau	travée	G + 1.2P		G + P + S _I		G + P + S _{II}		0.8G + S _I		0.8G + S _{II}	
		T _w (t)	T _e (t)	T _w (t)	T _e (t)	T _w (t)	T _e (t)	T _w (t)	T _e (t)	T _w (t)	T _e (t)
2	ef	13.228	-15.220	10.888	-16.912	14.952	-12.848	7.072	-12.576	11.136	-8.512
	fg	14.224	-14.224	12.362	-15.438	15.438	-12.362	8.286	-11.362	11.362	-8.286
	gh	15.220	-13.228	12.848	-14.952	16.912	-10.888	8.512	-11.136	12.576	-7.072
1	ab	22.524	-23.564	17.173	-26.647	25.747	-18.073	8.625	-17.359	17.199	-8.785
	bc	23.044	-23.044	18.620	-25.200	25.200	-18.620	9.702	-16.282	16.282	-9.702
	cd	23.564	-22.524	18.073	-25.747	26.647	-17.173	8.785	-17.199	17.359	-8.625

Portique transversal DD (Bloc B)

Efforts tranchants dans les Poutres

NIVEAU	travées	$G+1.2P$		$G+P+\vec{S}_I$		$G+P+\vec{S}_I$		$0.8G+\vec{S}_I$		$0.8G+\vec{S}_I$	
		$T_w(t)$	$T_c(t)$	$T_w(t)$	$T_c(t)$	$T_w(t)$	$T_c(t)$	$T_w(t)$	$T_c(t)$	$T_w(t)$	$T_c(t)$
2	gh	12.282	-15.679	8.985	-17.878	14.079	-12.784	5.837	-13.421	10.931	-8.327
	hi	14.996	-12.965	12.703	-14.610	16.613	-10.700	8.420	-10.839	12.330	-6.929
	ij	9.875	-8.766	5.558	-12.651	13.734	-4.475	2.714	-10.126	10.890	-1.950
	jk	10.597	-10.588	8.402	-12.297	12.312	-8.387	5.372	-9.244	9.282	-5.334
	kl	5.163	-3.404	2.438	-5.805	7.532	-0.711	0.728	-4.571	5.822	0.523
1	ab	18.616	-21.733	12.313	-25.769	22.869	-15.213	4.693	-16.701	15.249	-6.145
	bc	23.860	-16.492	18.747	-19.371	26.593	-11.491	9.455	-11.941	17.301	-4.085
	cd	10.465	-10.145	1.546	-17.552	17.818	-1.280	-3.521	-12.752	12.751	3.520
	de	16.290	-16.368	11.534	-19.424	19.380	-11.578	5.109	-12.854	12.955	-5.008
	ef	11.634	-9.056	5.717	-13.839	16.273	-3.283	0.962	-10.147	11.518	0.409

Portique transversal DD (Bloc 8)

Moments dans les Poutres

NIVEAU	travée	G + 1.2P			G + P + \overline{SI}			G + P + \overline{SI}			0.8G + \overline{SI}			0.8G + \overline{SI}		
		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	M _e
2	gh	5.386	7.870	13.024	1.535	6.486	-17.457	-11.965	8.525	8.037	3.263	3.526	-13.798	-10.237	5.566	-4.378
	hi	12.250	7.178	4.653	-7.252	6.504	-11.541	-16.672	7.126	-3.365	-3.808	2.683	-9.250	-13.228	4.305	-1.074
	ij	7.156	1.472	5.493	-0.874	1.370	11.510	-13.135	1.370	0.754	1.143	0.400	-9.974	-11.121	0.400	2.290
	jk	7.024	5.945	7.002	-2.770	5.983	-11.531	-10.944	5.361	-2.111	0.734	3.755	-9.444	-8.910	3.133	0.024
	kl	5.467	2.026	1.507	-0.605	2.863	8.178	-10.025	0.824	5.322	1.068	1.766	-7.577	-8.352	0.274	5.923
	ab	9.767	13.996	16.782	4.969	10.295	-25.307	-23.491	15.005	-6.267	8.846	2.662	-18.171	-19.644	7.332	0.819
1	bc	14.424	15.160	10.505	-3.958	13.192	-17.945	-22.998	14.576	-1.673	2.522	5.313	-13.199	-16.518	6.697	3.033
	cd	4.763	5.371	10.206	7.947	4.804	-22.044	-16.461	4.804	2.364	10.824	1.575	18.371	-13.580	1.574	6.037
	de	11.877	10.070	11.994	-3.119	9.805	-20.825	-19.391	8.421	-1.835	7.381	4.155	16.048	-14.891	2.771	2.992
	ef	10.091	6.822	4.291	-0.013	8.539	-18.287	-19.053	3.829	10.173	4.124	0.040	16.544	-14.916	4.750	11.915

Pontique transversal (DD) Bloc B

Moments dans les Poteaux

Niveau	Poteau	$G+1.2P$		$0.86+S\bar{I}$		$0.86+S\bar{I}$		$G+P+1.2S\bar{I}$		$G+P+1.2S\bar{I}$	
		M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}
2	1	5.499	-5.727	-13.172	2.210	10.328	-8.830	-2.772	1.162	13.428	-12.086
	2	0.749	1.054	-9.954	8.432	8.886	-6.988	-12.039	10.281	10.569	-8.223
	3	-0.198	-1.290	-10.053	6.842	10.387	-9.878	-12.394	8.641	12.134	-11.423
	4	1.452	-1.090	-9.286	7.839	11.154	-8.881	-10.859	9.015	13.669	-11.049
	5	-1.458	1.220	-10.329	10.252	8.511	-8.788	-12.708	10.421	9.900	-8.083
	6	-1.515	2.270	-7.581	6.746	5.919	-4.294	-9.536	8.771	6.654	-4.477
1	1	3.979	-1.990	-6.682	10.766	10.738	-12.794	6.714	12.266	14.190	-16.006
	2	-1.304	0.610	-12.254	14.312	10.406	-13.388	-14.875	17.225	12.317	-16.015
	3	2.069	-1.064	-9.846	13.584	14.114	-15.716	-12.157	16.471	16.595	-18.689
	4	0.487	-0.151	-11.907	14.612	12.053	-14.688	-13.955	17.310	14.797	-17.790
	5	-1.095	0.348	-12.053	14.052	10.607	-13.648	-14.659	16.952	12.533	-16.288
	6	-2.016	1.006	-9.790	12.379	7.630	-11.248	-12.357	15.087	8.547	-13.185

Pontique transversal DD Bloc B

Efforts Normaux dans les Poteaux.

Niveau	Poteaux	$G + 1.2 P$		$0.86 + 5\bar{I}$		$0.86 + 5\bar{I}$		$G + P + 1.2 5\bar{I}$		$G + P + 1.2 5\bar{I}$	
		$N(t)$	$N_{cum}(t)$	$N(t)$	$N_{cum}(t)$	$N(t)$	$N_{cum}(t)$	$N(t)$	$N_{cum}(t)$	$N(t)$	$N_{cum}(t)$
2	1	12.282	12.282	5.837	5.837	10.931	10.931	8.926	8.926	15.038	15.038
	2	30.672	30.672	21.840	21.840	20.656	20.656	30.697	30.697	29.277	29.277
	3	22.840	22.840	13.553	13.553	17.819	17.819	19.741	19.741	24.861	24.861
	4	19.363	19.363	15.498	15.498	11.232	11.232	21.480	21.480	16.360	16.360
	5	15.751	15.751	9.972	9.972	11.156	11.156	14.617	14.617	16.037	16.037
	6	3.404	3.404	4.571	4.571	-0.523	-0.523	6.314	6.314	0.202	0.202
1	1	18.616	30.898	4.693	10.530	15.249	26.180	11.257	20.183	23.925	38.963
	2	45.592	76.264	26.155	47.995	23.445	44.101	44.786	75.483	41.534	70.811
	3	26.957	49.797	8.420	21.973	16.846	34.665	20.040	39.781	30.152	55.013
	4	26.436	45.799	17.861	33.359	9.435	20.667	29.929	51.409	19.817	36.177
	5	28.002	43.753	13.816	23.788	16.526	27.682	24.870	39.687	28.122	44.159
	6	9.054	12.458	10.147	14.718	-0.409	-0.932	14.893	21.207	2.225	2.427

Portique longitudinal IV IV (Bloc B)

Moments dans les Poutres

NIVEAU	travée	G+1.2P		G+P+ \vec{S}_I			G+P+ \vec{S}_{II}			0.8G+ \vec{S}_I			0.8G+ \vec{S}_{II}			
		M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)
2	fg	0.665	2.974	4.657	7.505	1.043	-9.141	-8.815	4.663	-0.038	7.678	-0.013	-7.878	-8.642	3.607	1.202
	gh	4.934	3.257	1.226	-0.259	3.062	-5.722	-9.339	3.062	3.358	1.242	1.673	-5.310	-7.838	4.673	3.770
	hi	0.797	0.064	12.875	3.786	0.493	-18.339	-5.294	-0.755	-6.763	4.107	-0.258	14.533	-4.973	-1.506	-2.957
	ij	14.928	12.714	-5.469	-11.700	14.456	-12.645	-7.488	10.000	1.985	-7.446	10.066	-10.986	-13.234	5.610	3.714
1	ab	1.229	5.676	11.656	16.357	1.446	21.220	-20.023	9.086	-0.180	17.247	1.666	-15.255	-19.133	6.336	5.785
	bc	12.876	6.816	14.368	-1.193	6.135	-25.874	-20.233	6.135	1.206	5.801	2.187	-15.096	-15.239	2.187	11.924
	cd	13.329	2.916	23.746	-5.300	3.731	-31.908	-17.300	0.741	-1.600	5.075	0.563	-21.320	-6.925	-2.427	-1.920
	de	27.245	24.485	10.081	-19.002	24.256	-19.186	-32.512	21.312	0.214	-7.899	12.898	-14.910	-21.409	9.954	4.490

Efforts tranchants dans les Poutres

Niveau	travée	G+1.2P		G+P+ \vec{S}_I		G+P+ \vec{S}_{II}		0.8G+ \vec{S}_I		0.8G+ \vec{S}_{II}	
		T _w (t)	T _e (t)	T _w (t)	T _e (t)	T _w (t)	T _e (t)	T _w (t)	T _e (t)	T _w (t)	T _e (t)
2	fg	4.850	-7.066	1.207	-10.439	8.261	-3.385	-0.202	-8.439	6.852	-1.385
	gh	7.474	-5.414	4.711	-7.745	9.755	-2.701	2.292	-5.938	7.343	-0.894
	hi	3.090	-9.798	0.084	-12.372	5.820	-6.636	-1.058	-9.295	4.678	-3.559
	ij	13.230	-10.602	11.513	-11.779	14.357	-8.935	7.746	-8.728	10.590	-5.884
1	ab	7.326	-13.175	-0.854	-20.410	15.096	-4.460	-3.096	-14.961	12.854	0.989
	bc	11.538	-12.366	5.188	-17.204	16.876	-5.516	0.959	-10.906	12.647	0.782
	cd	9.058	-14.846	1.490	-20.902	14.840	-7.552	-3.713	-15.579	9.637	-2.229
	de	24.848	-16.181	21.142	-17.968	25.712	-13.398	10.892	-12.839	15.462	-8.269

Portique longitudinal IV IV Bloc B

Efforts Normaux dans les Poteaux.

Niveau	Poteau	G + 1.2P		0.86 + 5I ⁺		0.86 + 5I ⁻		G + P + 1.25I ⁺		G + P + 1.25I ⁻	
		N(t)	N _{cum} (t)	N(t)	N _{cum} (t)	N(t)	N _{cum} (t)	N(t)	N _{cum} (t)	N(t)	N _{cum} (t)
2	1	4.850	4.850	-0.202	-0.202	6.852	6.852	-0.502	-0.502	8.966	8.966
	2	14.541	14.541	10.738	10.738	8.728	8.728	15.351	15.351	12.939	12.939
	3	8.504	8.504	4.880	4.880	5.572	5.572	7.760	7.760	8.590	8.590
	4	23.028	23.028	17.041	17.041	14.149	14.149	24.174	24.174	20.704	20.704
	5	10.602	10.602	8.748	8.748	5.864	5.864	12.087	12.087	8.627	8.627
1	1	7.325	12.175	-3.096	-3.298	12.854	19.706	-2.449	-2.951	16.691	25.657
	2	24.713	39.254	15.921	26.659	11.659	20.387	26.024	41.375	20.910	33.849
	3	21.424	29.921	7.193	12.073	8.855	14.427	18.528	26.128	20.522	29.142
	4	39.665	62.693	26.471	43.512	17.691	31.840	42.922	67.096	32.386	53.090
	5	16.181	26.783	12.839	21.587	8.269	14.133	18.425	30.512	12.941	21.568

Portique longitudinal IV IV Doc B

Moments dans les Poteaux.

Niveau	Poteau	$G+1.2P$		$0.86+\vec{S}I$		$0.86+\overleftarrow{S}I$		$G+P+1.2\vec{S}I$		$G+1.2\overleftarrow{S}I$	
		M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}
2	1	0.554	-0.664	-7.674	7.619	8.646	-8.701	-9.229	9.126	10.355	-10.458
	2	0.215	-0.520	-9.110	9.118	9.050	-9.042	-10.723	10.471	11.069	-11.321
	3	-0.499	0.560	-9.436	9.456	8.724	-8.704	-11.386	11.441	10.406	-10.351
	4	1.960	-2.097	-7.143	7.008	10.397	-10.532	-8.552	8.409	12.496	-12.639
	5	-7.415	4.363	-10.987	8.445	3.713	-3.555	-14.140	11.345	3.500	-3.055
1	1	0.446	-0.223	-9.633	13.272	10.427	-13.668	-11.582	15.937	12.490	-16.391
	2	5.698	-0.273	-11.991	14.647	11.929	-14.613	-13.901	17.332	14.803	-17.780
	3	-0.413	0.207	-12.223	14.761	11.697	-14.499	-14.751	17.756	13.953	-17.356
	4	1.392	-0.698	-10.434	13.666	12.966	-14.934	-12.616	16.446	15.464	-17.874
	5	-4.579	2.289	-2.466	13.233	6.934	-10.467	-16.186	16.416	7.094	-12.024

Portique transversal BB (Bloc A)

Efforts Normaux dans les Poteaux - BAEL

NIVEAU	Poteaux	G+P		1.35G + 1.5P		G + 1.5P		G+P+S _I [→]		G+P+S _I [←]	
		N(t)	N _{cum(t)}	N(t)	N _{cum(t)}	N(t)	N _{cum(t)}	N(t)	N _{cum(t)}	N(t)	N _{cum(t)}
2	1	12.180	12.180	16.670	16.670	12.930	12.930	8.370	8.370	16.000	16.000
	2	30.470	30.470	41.710	41.710	32.370	32.370	31.430	31.430	29.510	29.510
	3	21.080	21.080	28.800	28.800	22.210	22.210	24.180	24.180	17.980	17.980
	5	30.470	30.470	41.710	41.710	32.370	32.370	29.510	29.510	31.430	31.430
	4	21.080	21.080	28.800	28.800	22.210	22.210	24.180	24.180	17.980	17.980
	6	12.180	12.180	16.670	16.670	12.930	12.930	16.160	16.160	8.370	8.370
1	1	17.260	29.440	24.070	40.740	19.810	32.740	9.670	18.040	24.850	40.850
	2	41.160	71.630	57.410	99.120	47.330	79.700	43.020	74.450	39.290	68.800
	3	30.390	51.470	42.380	71.180	34.900	57.110	24.300	42.280	36.470	60.650
	4	30.390	51.470	42.380	71.180	34.900	57.110	36.470	60.650	24.300	42.280
	5	41.160	71.630	57.410	99.120	47.330	79.700	39.290	68.800	43.020	74.450
	6	17.260	29.440	24.070	40.740	19.810	32.740	24.850	40.850	9.670	18.040

Portique transversal BB (Bloc A)

Moments dans les poteaux - BAEL

NIVEAU	Poteau	G+P		1.35G + 1.5P		G + 1.5P		G+P+S \vec{I}		G+P+S \overleftarrow{I}	
		M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)
2	1	5.2870	5.322	7.262	7.380	5.702	5.972	4.993	-2.278	-15.567	12.922
	2	0.657	0.408	0.891	0.560	0.671	0.438	14.397	-11.897	-13.083	10.583
	3	3.263	3.494	4.491	4.848	3.552	3.931	18.133	-15.433	-11.607	8.907
	4	3.263	3.494	4.491	4.848	3.552	3.931	18.133	-15.433	-11.607	8.907
	5	0.657	0.408	0.891	0.560	0.671	0.438	14.397	-11.897	-13.083	10.583
	6	5.287	5.322	7.262	7.380	5.702	5.972	15.567	-12.887	-4.993	2.313
1	1	3.573	1.787	5.000	2.500	4.164	2.082	9.047	-13.497	-16.193	20.643
	2	0.104	0.052	0.150	0.075	0.134	0.067	16.754	-20.444	-16.546	20.236
	3	2.481	1.239	3.465	1.730	2.870	1.433	19.831	-23.681	-14.869	18.719
	4	2.481	1.239	3.465	1.730	2.870	1.433	19.831	-23.681	-14.869	18.719
	5	0.104	0.052	0.150	0.075	0.134	0.067	16.754	-20.444	-16.546	20.236
	6	3.573	1.787	5.000	2.500	4.164	2.082	15.493	-20.683	-9.047	13.497

NIVEAU	travees	G+P			1.35G+1.5P			G+1.5P			G+P+S _I			G+P+S _{II}		
		Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me
2	gh	5.350	6.693	11.920	7.350	9.140	16.440	5.775	7.0430	12.690	4.930	6.113	-18.862	15.630	9.523	-5.122
	hi	12.720	5.666	6.730	17.370	7.750	9.150	13.400	6.006	7.136	-5.848	6.350	-12.621	19.588	7.272	-0.725
	ji	3.432	3.398	3.432	4.686	4.656	4.686	3.607	3.628	3.607	5.490	3.746	-12.354	-12.354	3.746	5.490
	jk	6.673	5.666	12.720	9.147	7.750	17.370	7.136	6.006	13.400	-0.725	7.272	-19.588	12.621	6.350	-5.848
	kl	11.992	6.693	5.350	16.400	9.140	7.350	12.690	7.043	5.775	-5.122	9.523	-15.630	-18.862	6.113	4.930
1	ab	8.885	8.551	16.847	12.370	11.934	23.503	10.129	9.851	19.380	11.335	9.183	-30.792	-29.165	15.459	-2.902
	bc	16.343	8.060	10.368	22.804	11.240	14.450	18.814	9.259	11.872	-2.398	10.962	-22.176	-30.792	13.096	1.440
	cd	4.413	5.097	4.413	6.160	7.101	6.160	5.092	5.832	5.092	13.299	6.463	-22.176	-22.425	6.463	13.299
	de	10.368	8.060	16.343	14.450	11.240	22.804	11.872	9.259	18.814	1.440	13.096	-30.288	-22.176	10.962	-2.398
	ef	16.847	8.551	8.885	23.503	11.934	12.370	19.380	9.851	10.129	-2.902	15.459	-29.165	-30.792	9.183	11.335

Portique transversal BB (Bloc A)

Efforts tranchants dans les poutres

BAEL

NIVEAU	travées	G+P		1.35G + 1.5P		G + 1.5P		G+P+S _r		G+P+S _r	
		T _w (t)	T _e (t)	T _w (t)	T _e (t)	T _w (t)	T _e (t)	T _w (t)	T _e (t)	T _w (t)	T _e (t)
2	gk	12.184	-15.136	16.673	-20.700	12.933	-16.007	8.373	-18.947	15.995	-11.325
	hi	15.339	-11.981	21.015	-16.350	16.365	-12.575	12.491	-14.829	18.187	-9.133
	ij	9.100	-9.100	12.447	-12.447	9.640	-9.640	3.152	-15.048	15.048	-3.152
	jk	11.981	-15.339	16.350	-21.015	12.575	-16.365	9.133	-18.187	14.829	12.491
	kl	15.136	-12.184	20.700	-16.673	16.007	-12.933	11.325	-15.995	18.947	-8.373
1	ab	17.263	-20.800	24.070	-29.015	19.813	-23.92	9.671	-28.391	24.855	-13.207
	bc	20.360	-17.703	28.401	-24.685	23.410	-20.323	14.637	-23.426	26.083	-12.074
	cd	12.690	-12.690	17.700	-17.700	14.580	-14.580	0.882	-24.498	24.498	-0.882
	de	17.703	-20.360	24.685	-28.401	20.323	-23.410	12.074	-26.083	23.426	-14.637
	ef	20.800	-17.263	29.015	-24.070	23.920	-19.813	13.207	-24.855	28.391	-9.671

67

Portique long II II (Bloc A)

Combinaison des moments dans les Poutres - BAEL-

NIVEAU	Travées	G+P			1.35G+1.5P			G+1.5P			G+P+S _I			G+P+S _{II}		
		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	M _e
2	ef	6.945	14.540	14.000	9.540	19.850	19.160	7.500	15.300	14.850	2.145	14.158	-19.544	-16.035	17.708	-8.464
	fg	9.250	15.770	9.250	12.630	21.580	12.630	9.718	16.760	9.718	-3.710	16.682	-14.790	-14.790	16.682	-13.710
	gh	14.000	14.540	6.945	19.160	19.850	9.540	14.850	15.300	7.500	-8.464	17.708	-16.035	-19.544	14.158	2.145
1	ab	13.250	21.290	22.990	18.370	29.590	31.910	14.870	24.130	15.890	5.770	22.233	-24.845	-22.270	29.409	-11.153
	bc	13.460	25.960	13.460	19.700	36.030	18.700	15.240	29.270	15.240	-1.615	29.547	25.305	-25.305	29.547	-1.615
	cd	22.990	21.290	13.150	31.910	29.590	18.370	25.890	24.130	14.870	11.153	29.409	-22.270	-34.845	22.233	5.770

EFForts tranchants dans les Poutres

NIVEAU	travées	G+P		1.35G + 1.5P		G + 1.5P		G+P+S _I		G+P+S _{II}	
		T _w (t)	T _e (t)	T _w (t)	T _e (t)	T _w (t)	T _e (t)	T _w (t)	T _e (t)	T _w (t)	T _e (t)
2	ef	12.920	-14.880	17.670	-20.340	13.690	-15.730	10.880	-16.912	14.952	-12.848
	fg	13.900	-13.900	19.010	-19.010	14.710	-14.710	12.362	-15.438	15.438	-12.362
	gh	14.880	-12.920	20.340	-17.670	15.730	-13.690	12.848	-14.952	16.912	-10.888
1	ab	21.460	-22.360	29.770	-31.090	24.120	-15.370	17.173	-26.647	25.747	-18.073
	bc	21.910	-21.910	30.420	-30.420	24.740	-24.740	18.620	-25.200	25.200	-18.620
	cd	22.360	-21.460	31.090	-29.770	25.370	-24.120	18.073	-25.747	26.647	-17.173

NIVEAU	Poteaux	G + P		1.35G + 1.5P		G + 1.5P		$G + P + \vec{S}_I$		$G + P + \overleftarrow{S}_I$	
		N(t)	N _{cum} (t)	N(t)	N _{cum} (t)	N(t)	N _{cum} (t)	N(t)	N _{cum} (t)	N(t)	N _{cum} (t)
2	1	12.920	12.920	17.673	17.673	13.690	13.690	8.630	8.630	17.200	17.200
	2	28.780	28.780	39.351	39.351	30.440	30.440	29.750	29.750	27.800	27.800
	3	28.780	28.780	39.351	39.351	30.44	30.440	27.800	27.800	29.750	29.750
	4	12.920	12.920	17.673	17.673	13.690	13.690	17.200	17.200	8.630	8.630
1	1	21.460	34.380	29.769	47.442	24.120	37.810	19.420	28.050	23.490	40.690
	2	44.270	73.05	61.518	100.869	50.115	80.555	44.760	74.510	43.77	71.57
	3	44.270	73.05	61.518	100.869	50.115	80.555	43.770	74.570	44.76	74.51
	4	21.460	34.380	29.769	47.442	24.120	37.810	23.490	40.69	19.42	28.05

Moments dans les Poteaux - BAEL -

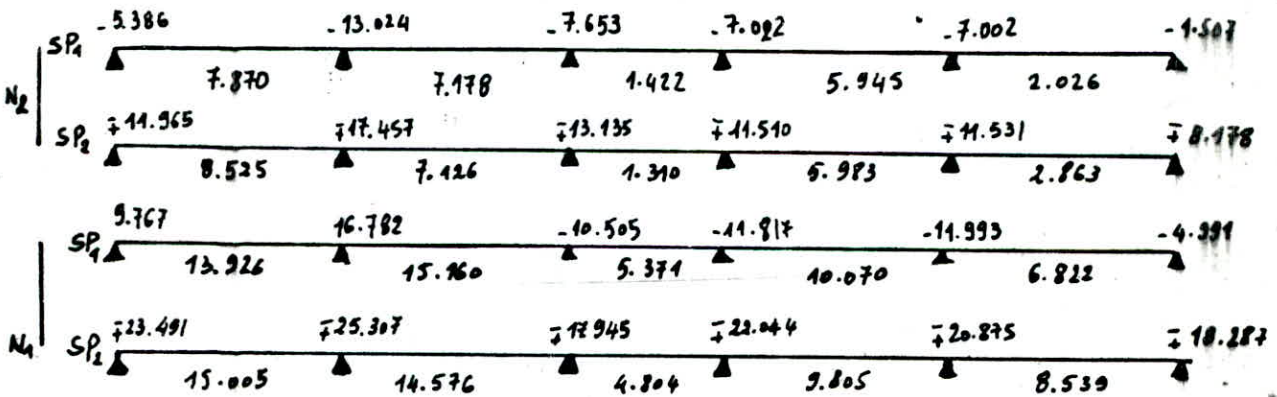
NIVEAU	Poteaux	G + P		1.35G + 1.5P		G + 1.5P		$G + P + \vec{S}_I$		$G + P + \overleftarrow{S}_I$	
		M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)
2	1	-6.970	7.620	-9.580	10.550	-7.550	8.470	2.110	0.180	-16.060	15.060
	2	4.730	-5.250	6.510	-7.260	5.120	-5.830	15.810	-14.320	-6.340	3.820
	3	4.730	-5.250	6.510	-7.260	5.120	-5.830	15.810	-14.320	-6.340	3.820
	4	6.970	-12.900	9.580	-10.550	7.550	-16.380	16.060	-20.340	-2.110	-5.460
1	1	-5.550	2.770	-7.720	3.860	-6.310	3.150	6.020	-11.370	-17.130	16.920
	2	3.840	-1.430	5.340	-1.940	4.360	-1.450	18.460	-16.054	-10.77	13.780
	3	3.840	-1.430	5.340	-1.940	4.360	-1.450	18.460	-16.054	10.770	13.780
	4	5.550	-2.770	7.720	-3.860	6.310	-3.150	17.130	-16.920	-6.020	-11.370

ferraillage des poutres

- Conformément à l'article A15 du CCBA 68, les poutres seront calculées en flexion simple et il ne sera pas tenu compte des efforts normaux dans celles-ci. Pour ce qui est du choix de la sollicitation la plus défavorable, on comparera $1.5SP_1$ à SP_2
- si $1.5SP_1 \geq SP_2$, on ferraille avec SP_1 et on vérifie avec SP_1 (σ_1)
- si $1.5SP_1 < SP_2$, on ferraille avec SP_2 et on vérifie avec SP_2 ($\sigma_2 = 1.5\sigma_1$).

Sous $SP_1 \rightarrow \bar{f}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$; $\bar{f}'_b = 165 \text{ Kg/cm}^2$
 Sous $SP_2 \rightarrow \bar{f}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$; $\bar{f}'_b = 247.5 \text{ Kg/cm}^2$

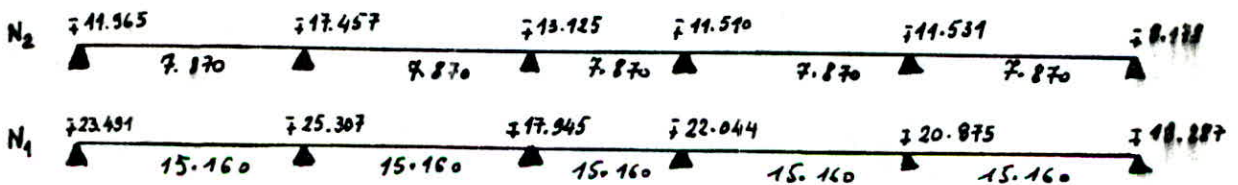
Portique transversal DD (Bloc B) présentation des Moments



Étant donné que les poutres supportant les charges verticales des planches, elles doivent comporter des armatures filantes (supérieures et inférieures) d'une section minimale (RPA 4.2.3.2.1) comme l'indique la fig B RPA page 62.

Remarque: les moments des deux niveaux (aux appuis) sont différents, on opte pour le ferrailage des moments maximaux.

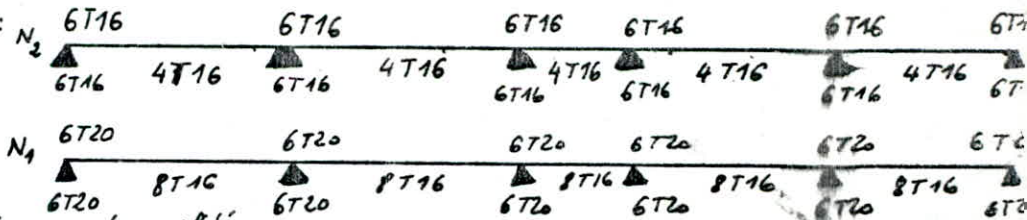
d'où les moments de calcul seront sur appuis (SP₂) et en travée sous SP₁



Sections d'aciers sur appui : $b = 30 \text{ cm}$; $h_c = 45 \text{ cm}$; $d = d' = 4 \text{ cm}$; $h = 41 \text{ cm}$: (M. P. charon)

Niv	Section	M (tm) sous SP ₂	μ	E	K	$\bar{f}'_b \text{ Kg/cm}^2$	$A_{calculée} (\text{cm}^2)$	$A_{adoptée}$	ϕ
2	tous les appuis	17.457	0.1240	0.8626	21.4	196.26	11.75	12.06	6T16
1	tous les appuis	25.307	0.1792	0.8423	16.7	241.49	17.44	18.84	6T20

* Sections d'aciers adoptées :



verifications: 1) condition de non fragilité:

$A \geq bh \cdot 0.69 \frac{\sigma_s}{\sigma_{cm}} = 1.43 \text{ cm}^2 \rightarrow$ vérifiée pour toutes les sections

2. Vérification de la flèche: $h_t = 45 > \frac{l}{16} = 28.125 \rightarrow$ vérifiée

$A \leq bh \frac{q_3}{\sigma_m} = 18.36 \text{ cm}^2 \rightarrow$ vérifiée car $A_t^{max} = 16.08 \text{ cm}^2$

$h_t \geq \frac{l}{10} \rightarrow 45 \geq 45 \rightarrow$ vérifiée

3) Condition aux appuis:

* béton on doit avoir $c \geq \frac{27}{b \cdot \sigma_b'} = c_0$ (appui de rive).

On a le même ferrailage aux appuis de rive, donc il suffit de vérifier cette condition pour l'appui où T est max.

NIV	2	1
T (t)	14.079	22.869
C (cm)	7.580	12.320
C. (cm)	17.20	18.30

$c > c_0$ pour tous les appuis de rive \rightarrow vérifiée.

* armatures inférieures:

on doit vérifier que $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$ ou $1 \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{\bar{\sigma}_a z}$

NIVEAU	2	1
sections	tous les app	ts les appuis
M (t)	17.457	25.307
T (t)	-17.878	-25.769
$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{\bar{\sigma}_a z}$ (cm ²)	7.32	10.66

(vérifié)

4) Vérification à la fissuration

$\bar{\omega} = \frac{A}{2bd}$; $K = 1.5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 40 \text{ cm}$; $\eta = 1.6$ (HA)

Niv	A (cm ²)	$\bar{\omega}_4$	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)
2	12.06	0.05025	4703	3033
1	18.84	0.0785	5277	2713

$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 4200 \rightarrow$ vérifiée. pas de risque de fissuration.

5) Vérifications des contraintes

NIV	SOLL	Section	M (t.m)	A (cm ²)	$\bar{\omega}$	ϵ	K	σ_a	σ_b'
2	SP ₂	appuis	17.457	12.06	0.980	0.8615	21.1	4098	194.0
	SP ₁	travées	7.870	8.04	0.653	0.8815	27.2	2708	99.5
1	SP ₂	appuis	25.307	18.84	1.531	0.8377	15.8	3910	247
	SP ₁	travées	15.160	16.08	1.307	0.8466	17.6	2716	154.3

on vérifie bien que les σ_a et σ_b' sont inférieures aux valeurs admissibles.

\rightarrow vérifiée.

* Armatures Transversales sous SP_2 : $\bar{\sigma}'_b = 1.5 \bar{\sigma}_b = 1.5 \times 82.5 = 123.75 \text{ Kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_b = 2 \bar{\sigma}'_b = 247.5 \text{ Kg/cm}^2$.

On utilise pour des armatures transversales des $\phi 8$ Fe 24. Un cadre et 4 étriers $A_{t2} = 2.01 \text{ cm}^2$

$\sigma_b = \frac{F_{max}}{b \cdot z}$ si $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \bar{\sigma}_b \leq 3.5 \bar{\sigma}_b$
 - $\sigma'_b \leq \sigma_b \leq 2 \bar{\sigma}'_b \rightarrow \bar{\sigma}_b \leq (4.5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}_b$

NIVEAU	2	1
$T^{max} (t)$	17.878	25.769
$\sigma_b (\text{Kg/cm}^2)$	194	247
$\tau_b^{max} (\text{Kg/cm}^2)$	16.61	23.94
$\bar{\sigma}_b (\text{Kg/cm}^2)$	37.275	26.918

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ on utilise des Cadres et étriers \perp à la ligne moyenne (droite).

* espacement des armatures: D'après (RPA art 4.2.3.2.2).

$t \leq \min (h/4; 12\phi; 30 \text{ cm}) = \min (10.25; 19.2; 30) = 10.25 \text{ cm}$.

$t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale; $t \leq \frac{h}{2} = 20.5 \text{ cm}$ en dehors de la zone nodale.

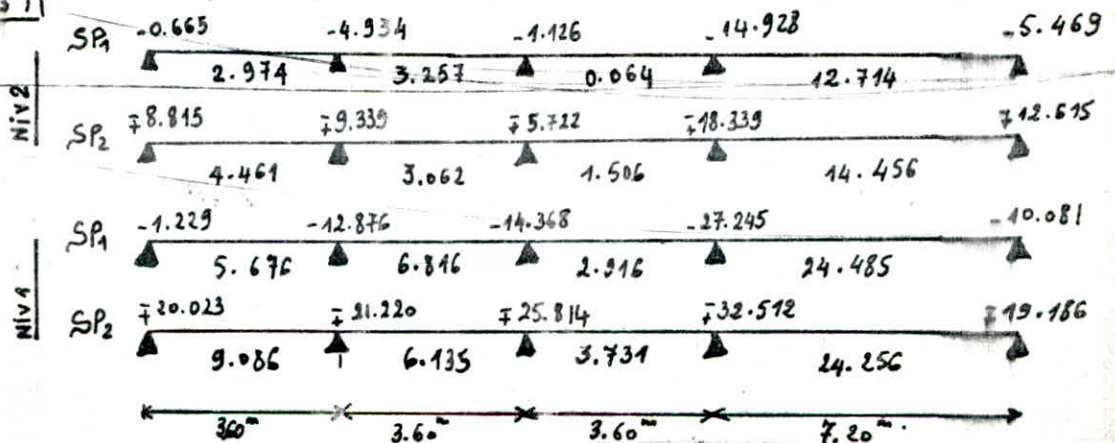
Niv	$T^{max} (SP_2)$	$\sigma_b (\text{Kg/cm}^2)$	$\tau_b (\text{Kg/cm}^2)$	$\bar{\sigma}_b (\text{Kg/cm}^2)$	$\bar{\sigma}_{at} (\text{Kg/cm}^2)$	$A_t (\text{cm}^2)$	$t (\text{cm})$ <small>calculé</small>	t adopté	
								Z. nodale	Z. courante
2	17.878	194	16.61	37.275	2952	2.01	12	10	13
1	25.769	247	23.94	37.275	2700	2.01	8	8	13

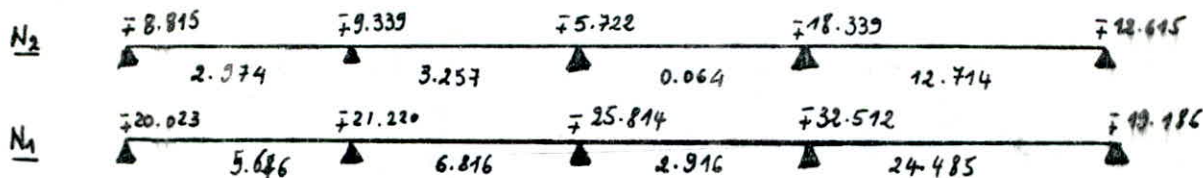
Verifications

$A_{t2} = 2.01 \text{ cm}^2 > \begin{cases} 0.003 t b = 0.9 \text{ cm}^2 \text{ en zone nodale} \\ 0.003 t b = 1.17 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \end{cases}$

Présentation des M^t

Portique longitudinal IV IV (Bloc B)

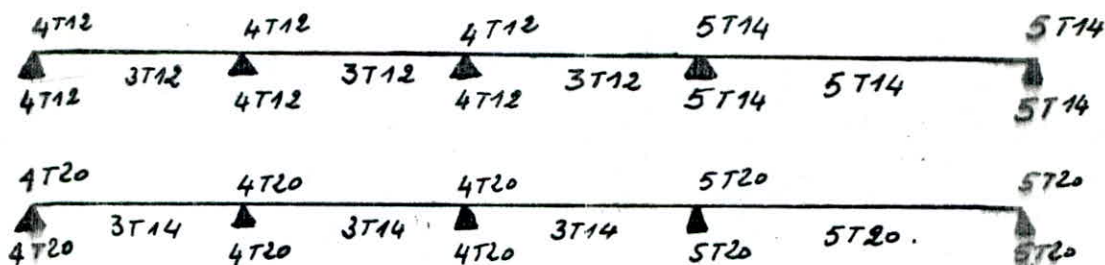




Sections d'aciers sur appuis : (M^{de} de P. charon). $b = 30\text{ cm}$; $h_t = 70\text{ cm}$; $d = 4\text{ cm}$; $d' = 4\text{ cm}$.

NIVEAU	Sections	M (tm) S/S _{P2}	μ	ϵ	K	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Φ
2	appui 1÷3	9.339	0.0255	0.9306	57.0	73.68	3.62	4.52	4T12
	appui 4÷5	18.339	0.0501	0.9057	38.0	110.52	7.30	7.70	5T14
1	appui 1÷3	25.814	0.0707	0.8911	30.9	135.9	10.45	12.56	4T20
	appui 4÷5	32.532	0.0889	0.8801	26.7	157.3	13.33	15.70	5T20

sections d'aciers adoptées



Verifications:

1) Condition de Non Fragilité: $A \geq 0.69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{bm}} \geq 2.30\text{ cm}^2 \rightarrow$ vérifiée pour toutes les sections

2) Vérification de la flèche: $h_t = 70 > \frac{l}{16} = 45\text{ cm}$; $h_t = 70 > \frac{l'}{12} = 36 \rightarrow$ vérifiés.

- $A \leq b h \frac{43}{\bar{\sigma}_{bm}} = 27.5\text{ cm}^2 \rightarrow$ vérifiée car $A^{\text{max}} = 15.70\text{ cm}^2$

3) condition d'appuis Il faut que $c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_b} = c_0$.

Niv	2	1
T (t)	11.779	17.968
C (cm)	18.30	15.00
C ₀ (cm)	6.34	9.67

$c > c_0$ pour tous les appuis de rive \rightarrow vérifiée

* Armatures Inférieures: on doit vérifier que $A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{\bar{\sigma}_a z}$

Niv	2		1	
Sections	appuis 1x3	appuis 4÷5	appuis 1x3	appuis 4÷5
M (tm)	9.339	18.339	25.814	32.532
T (t)	-10.439	-14.357	-17.204	-25.712
$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{\bar{\sigma}_a z}$	1.36	4.14	6.54	7.29

* 4) Verification de la fissuration

NIVEAU	A (cm ²) adop	$\bar{\omega}_f$	$\bar{\sigma}_1$ Kg/cm ²	$\bar{\sigma}_2$ Kg/cm ²
2	SP ₁ 3.39	0.0188	3165	2859
	SP ₂ 7.70	0.0320	4187	3242
1	SP ₁ 4.62	0.0257	3505	2647
	SP ₂ 15.70	0.0654	4744	2713

→ $\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) > \bar{\sigma}_a$ → pas de risque de fissuration.

5) Verification des Contraintes

NIVEAU	SOLL	sections	M(tm)	A(cm ²)	$\bar{\omega}$	ϵ	K	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_b'$
2	SP ₂	app 1 ÷ 3	9.339	4.52	0.2282	0.9237	50.5	3389	67.1
	SP ₂	app 4 ÷ 5	18.339	7.70	0.3888	0.9042	37.2	3990	107.2
	SP ₁	travee 1 ÷ 3	3.257	3.390	0.1712	0.9324	59.0	1561	26.46
		travee 4	12.714	7.700	0.3888	0.9042	37.2	2766	74.3
1	SP ₂	appui 1 ÷ 3	25.814	12.56	0.6343	0.8829	27.7	3527	127.3
	SP ₂	appui 4 ÷ 5	32.532	15.70	0.7929	0.8725	24.2	3598	148.3
	SP ₁	travee 1 ÷ 3	6.816	4.62	0.2333	0.9228	49.8	2422	48.6
		travee 4	24.485	15.70	0.7929	0.8725	24.2	2708	111.9

on verifie bien que les $\bar{\sigma}_a$ et $\bar{\sigma}_b'$ sont inferieures aux valeurs admissibles
 → les contraintes sont bien verifiees.

6) ARMATURES TRANSVERSALES: on utilisera pour des armatures transversales des $\phi 8$ Fe 24. Un Cadre et 1 étrier ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$).

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_b}{b \cdot z} ; b = 30 \text{ cm}; h = 66 \text{ cm}$$

NIVEAU	2	1
$T^{\text{max}} (t)$	14.357	25.712
$\bar{\sigma}_b' \text{ Kg/cm}^2$	107.2	148.7
$\bar{\sigma}_b^{\text{max}} \text{ Kg/cm}^2$	8.28	14.94
$\bar{\sigma}_b \text{ (Kg/cm}^2)$	37.275	35.457

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b'$ on peut donc utiliser des cadres et des étriers
 L à la ligne moyenne.

Espacement des armatures transversales: (RPA): $t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm}) = \min(16.5; 14.4; 30) = 14.4$

$$t = 14 \text{ cm en}$$

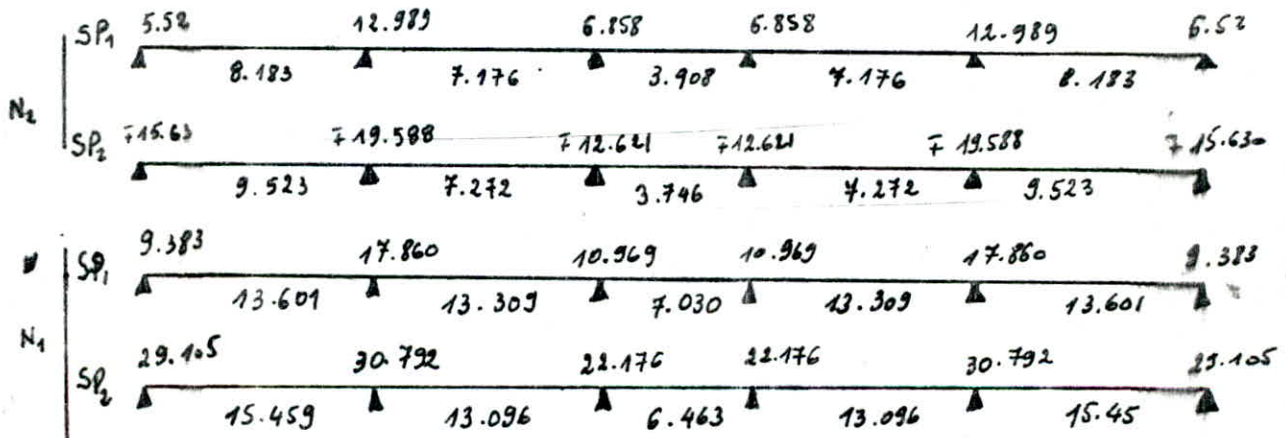
$t \leq \frac{h}{4} = 33 \text{ cm en dehors de la zone nodale (zone courante).}$

NIVEAU	T_{max} (t) SP_2	G_b (Kg/cm ²)	Z_b (Kg/cm ³)	\bar{Z}_b (Kg/cm ³)	\bar{G}_at (Kg/cm ²)	A_t (cm ²)	t (cm) calcul	t adoptée (cm)	
								z. nodale	z. courante
2	14.357	107.2	8.28	37.275	3289	2.01	25	10	15
1	25.712	148.7	14.84	35.457	3042	2.01	13	10	15

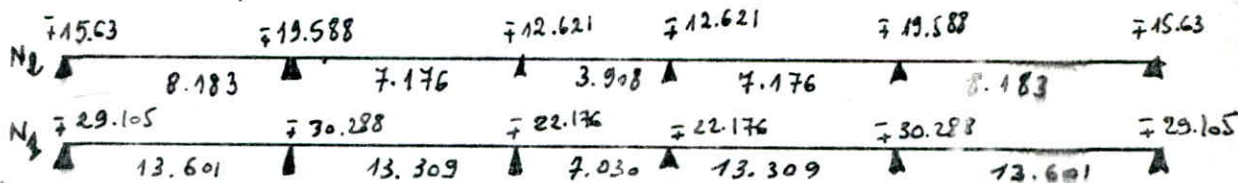
Verifications :

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \begin{cases} \rightarrow 0.003t b = 0.90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone nodale} \\ \rightarrow 0.003t b = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone courante} \end{cases}$$

Pontique transversal BB (Bloc A)



moments de Calcul par pont d'axe :

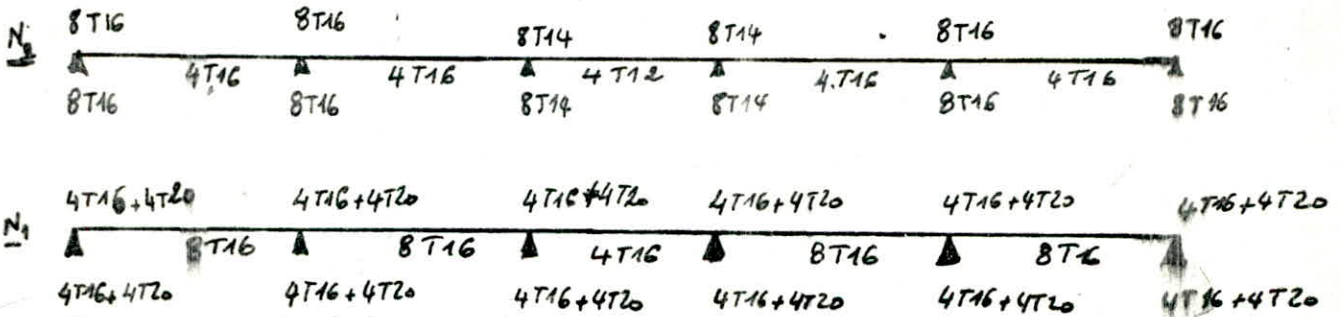


Sections d'appuis $b = 30 \text{ cm}$; $h_t = 45 \text{ cm}$. sous SP_2 : $\bar{G}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

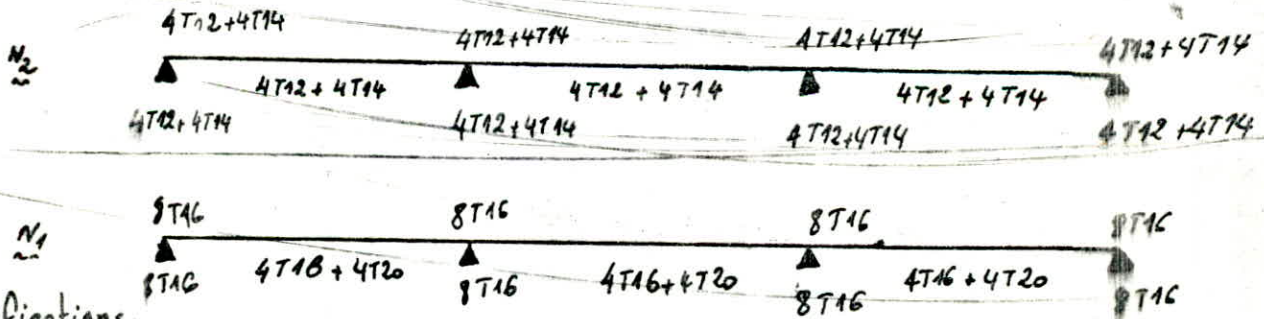
NIV	Sections	M (t.m)/ SP_2	μ	E	K	σ_b'	A_{cal}	A_{adSP}	ϕ
2	appuis gl, hk	19.588	0.1370	0.8571	20.0	210	13.27	16.08	8T16
	appui i j	12.621	0.0993	0.8798	26.1	157.89	8.33	12.31	8T14
1	appui de appui	30.792	0.22	0.8305	14.5	289.65	$A = 5.59$	6.16	4T14
	$A = 20.53$						20.6	4T16 + 4T20	

* Section au travée: sous $S P_1 = \bar{\sigma}_0 = 2800 \text{ kg/cm}^2$

NIV	sections	M (t.m)	μ	ε	K	$\bar{\sigma}_0' \text{ kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_a$	Acal	Aadapt	ϕ ch'ni
2	travées gh, hi; ik, kl	8.183	0.0869	0.9383	66.0	42.42	2800	7.59	8.04	4T16
	travée ij	3.908	0.0415	0.9135	42.8	65.42	2800	3.73	4.52	4T12
1	travées ab, bc; de, ef	13.601	0.144	0.8547	19.4	144.33	2800	13.86	16.08	8T16
	travée cd	7.030	0.0746	0.886	29.9	93.64	2800	6.89	8.04	4T16



* Portique longitudinal II II (Bloc A)



Verifications:

* Condition de Non fragilité: $A \geq 0.69 b h \frac{\bar{\sigma}_0}{\bar{\sigma}_{cm}} \Rightarrow \begin{cases} A \geq 0.69 \times 30 \times 66 \times \frac{2.1}{4.200} = 2.3 \text{ cm}^2 \text{ (Portique II II) long} \\ A \geq 0.69 \times 30 \times 41 \times \frac{2.1}{4.200} = 1.43 \text{ cm}^2 \text{ (Portique BB) trans} \end{cases}$

* flèche: $\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{6cm} \Rightarrow \begin{cases} \text{Portique long II II} \Rightarrow A \leq 20.3 \text{ cm}^2 \text{ (Véifiée)} \\ \text{Portique trans BB} \Rightarrow A \leq 18.6 \text{ cm}^2 \text{ (Véifiée)}. \end{cases}$

* Conditions aux appuis: $c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_s} = c_0$; $c = a - (d+r)$ ou $r = 5, 5 \phi$
 $d = 4$ et $a = 35 \text{ cm}$

* Verification de la fissuration : $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$; $\sigma_1 = \frac{K M}{\phi} \frac{\bar{\omega}_s}{1 + 10 \bar{\omega}_s}$; $\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K \gamma \bar{\sigma}_2}{\phi}}$

Portique longitudinal II II : $\max(\sigma_1, \sigma_2) = \max(5279.28; 2647.73) > \bar{\sigma}_a$

Portique transversal BB : $\max(\sigma_1, \sigma_2) = \max(3164.09; 2859.93) > \bar{\sigma}_a$ Pas de risque de fissuration.

* Armatures Transversales : On utilisera des $\phi 8$ Fe 24 (un cadre et 1 étrier $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$)

P. longitudinal II II (Bloc A)

NIVEAU	2	1
$\sigma_b' \text{ Kg/cm}^2$	65.7	104
$T^{\max} (t)$	13.228	22.524
$\bar{\sigma}_b^{\max} \text{ (Kg/cm}^2)$	7.35	13.03
$\bar{\sigma}_b \text{ Kg/cm}^2$	37.275	26.92

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T^{\max}}{b z}$$

Portique Transversal BB (Bloc A)

NIVEAU	2	1
$\sigma_b' \text{ Kg/cm}^2$	102	104
$T^{\max} (t)$	12.483	18.283
$\bar{\sigma}_b^{\max} \text{ Kg/cm}^2$	11.60	16.99
$\bar{\sigma}_b \text{ Kg/cm}^2$	37.275	26.92

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b^{\max} \rightarrow$ on utilise des cadres et des étriers \perp à la ligne moyenne

Espacement des armatures (RPA) a) Portique longitudinal II II Bloc A
de même Pour le Portique transversal BB Bloc A on dresse le même tableau
 $t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}) = \min(16.5; 29.2; 30) = 16.5 \text{ cm}$ Zone nodale
 $t \leq \frac{h}{2} = 33 \text{ cm}$ en dehors de la zone nodale (zone courante).

a/ P. II long Bloc A

NIVEAU	$T^{\max} (t)$	$\sigma_b' \text{ Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_b^{\max} \text{ Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_b \text{ Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_{at} \text{ (Kg/cm}^2)$	$A_t \text{ cm}^2$	$t_{calculé} \text{ (cm)}$	t adoptée en cm	
								2. nodale	3. courante
2	13.228	65.7	7.35	37.275	2123	2.01	18.62	10	8.7
1	22.524	104	13.03	26.92	4910	2.01	10.84	10	8.7

b/ P. BB trans Bloc B

NIVEAU	$T^{\max} (t)$	σ_b'	$\bar{\sigma}_b^{\max} \text{ Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_b \text{ Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_{at} \text{ (Kg/cm}^2)$	$A_t \text{ (cm}^2)$	$t_{calculé} \text{ (cm)}$	t adoptée (cm)	
								2. nodale	3. courante
2	12.483	102	11.60	37.275	4964	2.1	11.34	10	10
1	18.283	104	16.99	26.92	4961	2.1	10.30	10	10

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.003 t b$ (en zone nodale ainsi qu'en zone courante).

TABLEAU RECAPITULATIF DES ACIERS (BAEL)

Portique transversal BB (Bloc A)

Pour les POUTRES

67

NIVEAU	Section	M_u (KN.m)	μ	μ_f	α	β	$1000 E_s$	A_{fs}	A'_{fs}	A_{fs} (cm ²) A'_{fs} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²) $A'_{adoptée}$
2	travées g ₁ , h ₁ i ₁ , k ₁	95.23	0.133	0.392	0.1805	0.928	10	7.19	/	4T16	8.04
	travée i ₂	46.56	0.065	0.392	0.0854	0.966	10	3.40	/	4T12	4.52
	appuis g ₂ , h ₂ , k ₂	195.88	0.273	0.392	0.4096	0.836	5.04	16.42	-	4T16 + 4T20	20.6
	appuis i ₁ , j ₁	126.21	0.176	0.392	0.2438	0.902	10	9.81	-	8T14	12.31
1	tous les travées sauf cd	154.59	0.2160	0.392	0.3079	0.877	7.87	12.35	/	8T16	16.08
	travée cd	71.01	0.0992	0.392	0.1320	0.947	10	5.26	/	4T16	8.04
	tous les appuis	307.92	0.430	0.392	0.7822	0.687	0.974	31.41	/	4T16 + 8T20	33.17

Portique longitudinal II II (Bloc A)

NIVEAU	Section	M_u (KN.m)	μ	μ_f	α	β	$1000 E_s$	A_{fs}	A'_{fs}	A_{fs} (cm ²) A'_{fs} (cm ²)	$A_{adoptée}$ $A'_{adoptée}$
2	travée	215.8	0.116	0.392	0.1546	0.938	10	10.02	/	4T12 + 4T14	
	Appuis	195.44	0.105	0.392	0.1404	0.944	10	9.01	-	4T12 + 4T14	
1	travée	300.3	0.194	0.392	0.2721	0.891	9.21	17.61	-	4T16 + 4T20	
	Appui	348.43	0.188	0.392	0.2626	0.895	9.83	16.95	-	4T16 + 4T20	

* Vérification de non fragilité: (art A4.2 BAEL): $\rho \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_c}$ avec $\rho = \frac{A}{bd}$

$A \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_c} bd = 0.23 \times \frac{21}{400} \times 30 \times 66 = 2.39$ (sens long) \rightarrow vérifiée

$A \geq 0.23 \times \frac{21}{400} \times 30 \times 41 = 1.48 \text{ cm}^2$ (sens transversal) \rightarrow vérifiée.

2) Vérification de la flèche: $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$; $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_c}$ il suffit de vérifier ces

2 conditions pour M_{tmax} ; l_{max} et A_{max} avec $M_{tmax} = 0.95 M_0$; $l_{max} = 7.20 \text{ m}$

$h \geq 68.4 \text{ cm}$; $A < 20,79 \text{ cm}^2 \rightarrow$ vérifiée.

3) condition aux appuis:

armatures inférieures on doit vérifier que: $A \geq \frac{V_u + M_u/0.9d}{f_c/\sigma_s}$

si $|M_u| \leq 0.9 d \cdot V_u$; M_u étant pris avec son signe.

si $|M_u| \geq 0.9 d \cdot V_u$ aucune vérification n'est à faire.

1) Portique longitudinal II II Bloc A:

2) Portique transversal II II

Niveau	V_u (kN)	M_u (kNm)	$0.9 d V_u$
2	203.4	215.8	120.82
1	310.9	360.3	184.67

NIVEAU	V_u (kN)	M_u (kNm)	$0.9 d V_u$
2	210,15	95.25	85.11
1	290.15	154.59	117.51

Conclusion:

$|M_u| \geq 0.9 d \cdot V_u$ cette condition est toujours vérifiée.

* Vérification à l'état limite de service: Règle: Pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple (poutre) et dont les aciers sont de classe Fe 40, fissuration peu nuisible et si $\alpha \leq \frac{\sigma-1}{2} + \frac{f_{ctf}}{100}$ \rightarrow aucune vérification à effectuer pour ELS. ($\sigma = \frac{M_u}{M_{ser}}$).

et dressons les tableaux de vérification pour l'ELS.

Portique long II II
Bloc A

Niv	Section	α	M_{ser} (kNm)	$\sigma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{f_{ctf} + \sigma - 1}{100 \cdot 2}$	$\frac{f_{ctf}}{100}$
2	travée	0.1546	157.7	1.37	0.435	0.25
	Appuis	0.1404	140	1.40	0.450	0.25
1	travée	0.2721	259.6	1.39	0.445	0.25
	appuis	0.2626	229.9	1.51	0.505	0.25

→ Pontique Nouvelle
BB (Bloc A)

NIVEAU	Sections	α	Mser (kNm)	$\gamma = \frac{M_{ser}}{M_{ser}}$	$\frac{f_{ctk}}{100}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{ctk}}{100}$
2	TRAVERSES: g,l; h,i; j,k; k,l	0.1805	66.93	1.42	0.25	0.460
	travée i,j	0.0854	33.98	1.37	0.25	0.435
	Appuis g, h; l; k	0.4096	127.2	1.54	0.25	0.52
	TRAVÉE l,i	0.2438	34.32	1.89	0.25	0.695
1	Toutes les Travées sauf cd	0.3079	85.51	1.80	0.25	0.65
	TRAVÉE cd	0.1320	50.97	1.39	0.25	0.445
	ts Appuis	0.7822	168.47	1.83	0.25	0.665

$\sigma \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{ctk}}{100}$ n'est pas vérifiée pour les appuis du Niveau 1 donc il suffit de vérifier que l'on a pour l'état limite de Service $\sigma_b \leq 0.6 f_{ctk} = 15 \text{ MPa}$.

$$S_A = \frac{100 A}{b d} = \frac{100 \times 31.41}{30.41} = 2.554 \Rightarrow \mu_s \neq 0.2318$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{\mu_s b d^2} = \frac{168.47 \cdot 10^3}{0.2318 \times 30 \times 41^2} = 14.14 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

fermeture des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts Normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant en tête et à la base dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. Ils seront donc calculés en flexion composée. On fera le calcul sous SP_2 et on vérifiera sous SP_1 . On distingue trois types d'efforts :

* $(N^{max}; M^{corr})$; * $(N^{min}; M^{corr})$; * $(M^{max}; N^{corr})$.

Méthode de Calcul : on adopte la méthode de P. Charon.

la contrainte admissible du béton est donnée par : * $\bar{\sigma}_b' = 2\bar{\sigma}_b$ si $e_0 > \frac{h_t}{2}$
 * $\bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_b (1 + \frac{2e_0}{h_t})$ si $e_0 < \frac{h_t}{2}$

où $e_0 = \frac{M}{N}$ (excentricité).

On peut avoir : 3 cas de sollicitations

- 1) $e_0 > e_1 = \frac{h_t}{6}$ → section partiellement comprimée (SPC).
- 2) $e_0 \leq e_1$ → $\left\{ \begin{array}{l} \text{section entièrement comprimée (N : compression). (SEC)} \\ \text{section entièrement tendue (N : traction). (SET)} \end{array} \right.$

3) $e_0 = 0$ → on a une compression simple (CS).

I] section partiellement comprimée : SPC ($e_0 > e_1$) on ferraillera symétriquement d'où la marche à suivre est la suivante, on calcule le moment fictif $M_f = Nf$; $f = \frac{h_t}{2} - d + e_0$.
 On calcule la section en FS sous M_f . Si $\bar{\sigma}_b' \leq \bar{\sigma}_b$ → $A' = 0$
 la section en FC sera :

$$A_{FC} = A_{FS} - \frac{N}{\sigma_a} \quad (N < 0 \text{ en cas de traction}).$$

si $\bar{\sigma}_b' > \bar{\sigma}_b$ → $A' \neq 0$

$$\Rightarrow \boxed{A'_{FC} = A_{FS} ; A_{FC} = A_{FS} - \frac{N}{\sigma_a}}$$

II] Section entièrement comprimée : SEC ($e_0 \leq e_1$) : on ferraillera symétriquement, la marche à suivre est la suivante :

on calculera :

$$\delta' = d'/h_t ; \rho = \bar{\sigma}_b' \frac{b h_t}{N} ; \beta = \frac{6 M e_0}{h_t N} = \frac{6 e_0}{h_t} ; \gamma = 0.27(1 - 2\delta')^2$$

$$D = 0.3(\gamma - \beta) - 0.9(1 - \gamma)(1 - 2\delta')^2$$

$$E = -(1 + \beta - \gamma)$$

$$\bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4EC}}{2C}$$

$$\Rightarrow \boxed{A = A' = \bar{\omega}' \frac{b h_t}{40}}$$

III] section en compression simple : la section d'armatures longitudinales doit vérifier les 3 conditions : - section théorique $A_L \geq \frac{1}{m} \left(\frac{N}{\sigma_b} - B \right)$ B : section du Béton.
 - condition de sécurité :

$$A_L \leq \frac{B}{20} \quad \left(\frac{A_L}{B} \leq 5\% \text{ CCBA 68 Art 32.26} \right).$$

$$A_L \geq \frac{1.25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\sigma_b}$$

$$\theta_1 = \begin{cases} 1.8 & \text{Poteau d'angle} \\ 1.4 & \text{Poteau de rive} \\ 1 & \text{autres poteaux.} \end{cases}$$

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

l_c : longueur de flambement

a : Plus petite dimension transversale

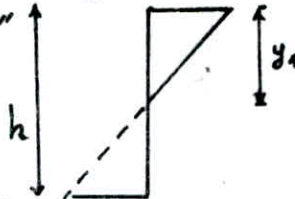
c : enrobage des aciers longitudinaux.

$$\ast \theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} \quad (\text{dépend de la nuance des aciers longitudinaux}).$$

IV/ Pourcentage minimal d'armatures : $\frac{A_L}{B} = \omega_L \geq \frac{1.25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma_m'}{\sigma_b'}$

σ_m' : Contrainte moyenne de compression de la Pièce sous la sollicitation SP_1 sur la section seule du béton $\sigma_m' = \frac{N}{B}$. Pour les SPC σ_m' sera déterminé en considérant

le diagramme de "Navier"



$$y_1 = \frac{h \bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b' + \frac{\sigma_c}{n}} ; B = by_1 \rightarrow \sigma_m' = \frac{N}{by_1}$$

V/a) Flambement des poteaux: - longueur de flambement: Pour les bâtiment à étage multiples (contreventés par une ossature auto-stable) la longueur de flambement est en fonction de la hauteur du poteau et de la liaison de ses extrémités.

$$l_c = 0.7 l_0 = 261.8 \text{ cm}$$

b) Vérification au flambement: Poteaux (35x35) $\rightarrow \frac{l_c}{a} = 7.48 < 14.4$ l'article

(32-31 CCBA 68) préconise que dans ce cas la pièce sera justifiée en flexion composée sans tenir compte de l'effort de flambement.

Armatures longitudinales sous SP

$N^{max}; M^{max}$

Poteaux	Niv	N^{max} (t)	M^{max} (tm)	e_0 (m)	solL	$\bar{\sigma}_0$ (kg/cm ²)	f (m)	M_f (tm)	μ	ϵ	K	A_{fs}	A_{fc}	A'_{fc}
D ₁	2	15.038	13.428	0.892	PC	247.5	1.027	15.444	0.1639	0.8471	17.7	14.00	10.42	
	1	38.963	16.006	0.411	PC	247.5	0.546	21.274	0.2258	0.8288	14.2	19.23	9.95	4.27
D ₂	2	30.697	12.039	0.392	PC	247.5	0.527	16.177	0.1717	0.8447	17.2	14.70	7.40	
	1	75.483	17.225	0.228	PC	247.5	0.363	27.400	0.2909	0.8134	11.8	24.62	7.66	7.65
D ₃	2	24.861	12.134	0.488	PC	247.5	0.623	15.488	0.1644	0.8471	17.7	14.04	8.12	
	1	55.013	18.689	0.339	PC	247.5	0.474	26.076	0.2768	0.8162	12.2	23.46	10.36	8.48
D ₄	2	21.480	10.859	0.505	PC	247.5	0.640	13.747	0.1459	0.8538	19.2	12.36	7.25	
	1	51.409	17.370	0.337	PC	247.5	0.472	24.265	0.2376	0.8208	12.9	21.86	9.62	6.98
D ₅	2	16.037	9.900	0.617	PC	247.5	0.752	12.060	0.1280	0.8611	24.0	10.75	6.94	
	1	44.159	16.288	0.368	PC	247.5	0.503	22.212	0.2358	0.8258	13.7	20.05	9.54	5.08
D ₆	2	6.314	9.536	1.510	PC	247.5	1.645	10.387	0.1103	0.8691	23.2	9.18	7.67	
	1	21.207	15.087	0.711	PC	247.5	0.846	17.941	0.1905	0.8508	18.5	16.19	11.14	

Armatures longitudinales sous SP_2

Portique transversal DD (Bloc 8)

N^{min} M^{corr}

Poteau	Niv	N^{min} (t)	M^{corr} (tm)	e_0 (m)	SOLL	$\bar{\sigma}_b$	f (m)	M_f (tm)	μ	ϵ	K	A_{fs}	A_{fc}	A'_{fc}
D ₁	2	5.837	3.172	0.543	PC	247.5	0.678	3.957	0.0420	0.9132	42.6	3.32	1.94	
	1	10.530	10.766	1.022	PC	247.5	1.157	12.183	0.1293	0.8607	20.9	10.89	8.39	
D ₂	2	20.656	8.860	0.428	PC	247.5	0.563	11.629	0.1234	0.8626	21.4	10.38	5.46	
	1	44.401	14.312	0.324	PC	247.5	0.459	20.242	0.2149	0.8317	14.7	18.31	7.81	3.33
D ₃	2	13.553	10.053	0.741	PC	247.5	0.876	11.872	0.1260	0.8619	21.2	10.60	7.38	
	1	21.973	13.584	0.618	PC	247.5	0.753	16.545	0.1756	0.8433	16.9	15.06	9.83	
D ₄	2	11.232	11.154	0.993	PC	247.5	1.128	12.669	0.1345	0.8584	20.3	11.36	8.69	
	1	20.667	14.612	0.707	PC	247.5	0.842	17.401	0.1847	0.8408	16.4	15.95	10.93	0.83
D ₅	2	9.972	10.329	1.035	PC	247.5	1.170	11.667	0.1238	0.8626	21.4	10.41	8.04	
	1	23.788	14.052	0.590	PC	247.5	0.725	17.246	0.1831	0.8408	16.4	15.67	10.01	0.69
O ₅	2	0.202	6.664	32.99	PC	247.5	33.125	6.691	0.0710	0.8908	30.8	5.78	5.73	
	1	-0.932	11.248	12.06	PC	247.5	12.195	11.365	0.1206	0.8645	21.9	10.12	10.34	

armatures longitudinales sous S_2^2

(N, M)

Portique longitudinal de la voie 5

Poteau	Niv	N^{max} (k)	M^{corr} (tm)	e_0 (m)	SOLL	$\bar{\sigma}_b$	f (m)	M_f (tm)	μ	ϵ	K	A_{fs}	A_{Fc}	A'_{Fc}
IV ₁	2	8.966	10.458	1.116	PC	247.5	1.251	11.216	0.1190	0.8649	22.0	9.95	7.82	-
	1	25.657	16.391	0.638	PC	247.5	0.773	19.832	0.2105	0.8328	14.9	17.94	11.84	2.97
IV ₂	2	15.351	10.723	0.698	PC	247.5	0.833	12.787	0.1357	0.8580	20.2	11.44	7.79	-
	1	41.375	17.332	0.419	PC	247.5	0.554	22.921	0.2433	0.8239	13.4	20.67	10.82	5.70
IV ₃	2	8.590	10.406	1.211	PC	247.5	1.346	11.562	0.1227	0.8634	21.6	10.27	8.23	-
	1	29.112	17.356	0.596	PC	247.5	0.731	21.281	0.2259	0.8288	14.2	19.93	12.30	4.25
IV ₄	2	24.174	8.552	0.353	PC	247.5	0.488	11.797	0.1252	0.8623	21.3	10.50	4.75	-
	1	67.096	16.446	0.245	PC	247.5	0.380	25.496	0.2707	0.8175	12.4	22.94	6.97	7.97
IV ₅	2	12.087	14.140	1.169	PC	247.5	1.304	15.761	0.1673	0.8462	17.5	14.24	11.42	-
	1	30.512	16.416	0.538	PC	247.5	0.673	20.534	0.2180	0.8305	14.5	19.46	12.20	3.59

armatures longitudinales sous S_2^2

(N^{min}; M^{corr})

Portique longitudinal IV-IV (Bloc B)

Poteau	Niv	N^{min} (k)	M^{corr} (tm)	e_0 (m)	SOLL	$\bar{\sigma}_b$	f (m)	M_f (tm)	μ	ϵ	K	A_{fs}	A_{Fc}	A'_{Fc}
IV ₁	2	0.202	7.674	37.99	PC	247.5	38.125	7.701	0.0817	0.9398	68.0	6.30	6.34	-
	1	2.449	15.937	6.50	PC	247.5	6.635	16.249	0.1725	0.8442	17.1	14.82	15.40	-
IV ₂	2	8.728	9.050	1.036	PC	247.5	1.171	10.220	0.1085	0.8698	23.4	9.05	6.97	-
	1	20.387	14.613	0.716	PC	247.5	0.851	17.349	0.1842	0.8408	16.4	15.76	10.91	0.78
IV ₃	2	4880	9.456	1.937	PC	247.5	2.072	10.111	0.1073	0.8705	23.6	8.94	7.70	-
	1	12.073	14.761	1.222	PC	247.5	1.357	16.383	0.1739	0.8438	17.0	14.95	12.07	-
IV ₄	2	14.149	10.532	0.744	PC	247.5	0.879	12.436	0.1320	0.8596	20.6	11.14	7.77	-
	1	31.840	14.934	0.469	PC	247.5	0.604	19.231	0.2042	0.8344	15.2	17.42	9.85	2.44
IV ₅	2	5.864	3.713	0.633	PC	247.5	0.768	4.503	0.0478	0.9081	39.4	3.82	2.42	-
	1	14.133	10.467	0.740	PC	247.5	0.875	12.366	0.1313	0.8596	20.6	11.077	7.71	-

Tableau récapitulatif du ferrailage adopté au portique transversal DD (Bloc B)

Poteau	NIVEAU	$A'_c (cm^2)$	$A_c (cm^2)$	$A'_{adopté}$	ϕ pour A'	$A_{adopté}$	ϕ pour A
D_1	2	/	10.42	10.56	4T20	12.56	4T20
	1	4.27	9.95	12.56	4T20	12.56	4T20
D_2	2	/	7.40	8.04	4T16	8.04	4T16
	1	7.65	7.66	8.04	4T16	8.04	4T16
D_3	2	/	8.02	8.04	4T16	8.04	4T16
	1	9.83	10.36	12.56	4T20	12.56	4T20
D_4	2	/	8.69	12.56	4T20	12.56	4T20
	1	6.88	10.93	12.56	4T20	12.56	4T20
D_5	2	/	10.01	12.56	4T20	12.56	4T20
	1	5.08	9.54	12.56	4T20	12.56	4T20
D_6	2	/	7.67	8.04	4T16	8.04	4T16
	1	/	11.14	12.56	4T20	12.56	4T20

tableau récapitulatif du ferrailage adopté au portique longitudinal IV IV (Bloc B)

Poteau	NIVEAU	$A'_{cal} (cm^2)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A'_{adopté}$	ϕ pour A'	$A_{adopté}$	ϕ pour A
IV_1	2	/	7.82	8.04	4T16	8.04	4T16
	1	2.97	11.84	12.56	4T20	12.56	4T20
IV_2	2	/	7.79	8.04	4T16	8.04	4T16
	1	5.70	10.82	12.56	4T20	12.56	4T20
IV_3	2	/	8.03	8.04	4T16	8.04	4T16
	1	4.25	12.30	12.56	4T20	12.56	4T20
IV_4	2	/	7.47	12.56	4T20	12.56	4T20
	1	7.97	9.85	12.56	4T20	12.56	4T20
IV_5	2	/	11.42	12.56	4T20	12.56	4T20
	1	3.59	12.20	12.56	4T20	12.56	4T20

TABLEAU RECAPITULATIF du Ferrailage adopté au :

Portique transversal BB (Bloc A)

Poteau	NIVEAU	A'(cm ²) calculée	A (cm ²) calculée	A'adoptée A adoptée	Φ Φ' choisi
B ₁ et B ₆	2	2.99	13.51	16.08 16.08	8T16 8T16
	1	10.25	14.48	16.08 16.08	8T16 8T16
B ₂	2	4.36	11.34	12.56 12.56	4T20 4T20
	1	15.98	15.98	16.08 16.08	8T16 8T16
B ₃	2	1.91	13.57	16.08 16.08	8T16 8T16
	1	14.25	16.55	16.08 16.08	8T16 8T16
B ₄	2	7.04	15.64	16.08 16.08	8T16 8T16
	1	16.45	16.45	16.08 16.08	8T16 8T16
B ₅	2	3.2	10.18	12.56 12.56	4T20 4T20
	1	15.85	15.85	16.08 16.08	8T16 8T16

Portique longitudinal II II (Bloc A)

Poteau	NIVEAU	A'(cm ²) calculée	A (cm ²) calculée	A'adoptée A adoptée	Φ Φ' choisi (mm)
II ₁	2	4.82	14.38	16.08 16.08	8T16 8T16
	1	7.87	12.82	12.56 12.56	4T20 4T20
II ₂	2	4.88	12.84	12.56 12.56	4T20 4T20
	1	12.20	12.20	12.56 12.56	4T20 4T20
II ₃	2	4.88	10.19	12.56 12.56	4T20 4T20
	1	6.07	9.51	12.56 12.56	4T20 4T20
II ₄	2	4.82	14.38	16.08 16.08	8T16 8T16
	1	7.87	12.82	12.56 12.56	4T20 4T20

* Armatures transversales : * Verification de la resistance à l'effort tranchant RPA (art 4.22.1)

$$\tau_b = \frac{nT}{b_0} \leq \bar{\tau}_b = 0.15 f_{t28} = 0.15 \times 27.5 = 41.25 \text{ kg/cm}^2 \text{ où } T: \text{ effort tranchant de calcul.}$$

$$b = \text{largeur du poteau } 35 \text{ cm ; } \frac{7}{8}h = z \text{ et } n = \begin{cases} 2 & \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3 & \text{si } \lambda < 15 \end{cases} \quad \lambda = \frac{f_c}{\sqrt{f_{t28}}} = \frac{f_c}{2.1}$$

Remarque: l'effort tranchant a été choisi comme suit: $T = \max(T_l^{\text{max}}, T_t^{\text{max}})$.

T_l^{max} : effort tranchant longitudinal max pour les 2 niveaux.

T_t^{max} : effort tranchant transversal max pour les 2 niveaux

Bloc B:

Poteaux	l_c (m)	I (m ⁴) 10 ⁻⁴	B (m ²) 10 ⁻²	λ	n	T (t)	z (cm)	τ_b kg/cm ²	$\bar{\tau}_b$ kg/cm ²
D ₁	2.61	12.50	12.25	25.91	2	6.75	27.125	14.21	41.25
D ₂	2.61	12.50	12.25	25.91	2	6.75	27.125	14.21	41.25
D ₃	2.61	12.50	12.25	25.91	2	6.75	27.125	14.21	41.25
D ₄	2.61	12.50	12.25	25.91	2	6.75	27.125	14.21	41.25
D ₅	2.61	12.50	12.25	25.91	2	6.75	27.125	14.21	41.25
D ₆	2.61	12.50	12.25	25.91	2	6.75	27.125	14.21	41.25
IV ₁	2.61	12.50	12.25	25.91	2	6.83	27.125	14.40	41.25
IV ₂	2.61	12.50	12.25	25.91	2	6.83	27.125	14.40	41.25
IV ₃	2.61	12.50	12.25	25.91	2	6.83	27.125	14.40	41.25
IV ₄	2.61	12.50	12.25	25.91	2	6.83	27.125	14.40	41.25
IV ₅	2.61	12.50	12.25	25.91	2	6.83	27.125	14.40	41.25

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

(Vérifiée)

Bloc A:

Poteaux	l_c (m)	I (m ⁴) 10 ⁻⁴	B (m ²) 10 ⁻²	λ	n	T (t)	z (cm)	τ_b kg/cm ²	$\bar{\tau}_b$ kg/cm ²
B ₁	2.61	12.50	12.25	25.91	2	10.31	27.125	21.72	41.25
B ₂	2.61	12.50	12.25	25.91	2	10.31	27.125	21.72	41.25
B ₃	2.61	12.50	12.25	25.91	2	10.31	27.125	21.72	41.25
B ₄	2.61	12.50	12.25	25.91	2	10.31	27.125	21.72	41.25
B ₅	2.61	12.50	12.25	25.91	2	10.31	27.125	21.72	41.25
B ₆	2.61	12.50	12.25	25.91	2	10.31	27.125	21.72	41.25
II ₁	2.61	12.50	12.25	25.91	2	7.54	27.125	15.88	41.25
II ₂	2.61	12.50	12.25	25.91	2	7.54	27.125	15.88	41.25
II ₃	2.61	12.50	12.25	25.91	2	7.54	27.125	15.88	41.25
II ₄	2.61	12.50	12.25	25.91	2	7.54	27.125	15.88	41.25

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

(Vérifiée)

* Cartement des Armatures transversales: On disposera dans chaque section des cadres et des étriers pour lesquels les espacements qu'on comparera à l'espacement admissible et on optera pour un espacement.

* Espacement admissible (RPA): $\bar{t} \leq \min(10 \phi_{\min}; 75 \text{ cm}) \rightarrow$ Zone nodale.
 $t \leq 12 \phi_{\min} \rightarrow$ Zone courante.

l'espacement Théorique des armatures est $t = \frac{\bar{t} \cdot 3 \cdot A_t}{T_c}$

la longueur de recouvrement doit être: $l_d = \begin{cases} \geq 5 \phi_l \\ \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_s} \end{cases}$; on utilisera de l'acier FeE24

$$\frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_s} = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{1.25 \bar{\sigma}_s} = 35.05 \phi_l \rightarrow \text{on prendra alors: } \boxed{l_d \geq 5 \phi_l}$$

la quantité minimale d'armature transversale est donnée par: $A_t^{\text{min}} = 0.004 t b$
 d'où dressons les tableaux donnant les espacements adoptés.

Bloc A

Poteaux	Niv	2T	A _t	z (cm)	cadre et étriers	t	Zone courante		Zone nodale	
							\bar{t}	t adopté	\bar{t}	t adopté
B ₁ et B ₆	2	9.56	2.01	27.125	1cadre + 1étrier	13.68	16.8	10	14	10
	1	15.88	2.01	27.125	" "	10.50	19.2	10	15	10
B ₂ et B ₅	2	13.36	2.01	27.125	" "	10.80	16.8	10	14	10
	1	19.78	2.01	27.125	" "	10.60	19.2	10	15	10
B ₃ et B ₄	2	14.46	2.01	27.125	" "	10.05	16.8	10	14	10
	1	20.62	2.01	27.125	" "	10.34	19.2	10	15	10
II ₁ et II ₄	2	8.52	2.01	27.125	" "	15.35	19.2	10	15	10
	1	13.26	2.01	27.125	" "	10.86	19.20	10	15	10
II ₂ et II ₃	2	10.38	2.01	27.125	" "	12.60	16.80	10	14	10
	1	15.08	2.01	27.125	" "	10.68	19.20	10	15	10

Bloc B

Poteaux	Niv	2T	A _t	z (cm)	cadre et étriers	t	Zone courante		Zone nodale	
							\bar{t}	t adopté	\bar{t}	t adopté
D ₁ et D ₆	2	6.56	2.01	27.125	1cad + 1étrier	19.94	24.0	12	15	12
	1	10.96	2.01	27.125	" "	11.33	16.8	12	14	12
D ₂ et D ₅	2	9.16	2.01	27.125	" "	14.28	19.2	12	15	12
	1	13.46	2.01	27.125	" "	11.72	19.2	12	15	12
D ₃ et D ₄	2	8.94	2.01	27.125	" "	14.63	19.2	12	15	12
	1	14.24	2.01	27.125	" "	9.18	24	12	15	12
IV ₁	2	8.36	2.01	27.125	" "	15.65	19.2	12	15	12
	1	12.60	2.01	27.125	" "	10.38	16.8	12	14	12
IV ₂	2	9.32	2.01	27.125	" "	14.03	19.2	12	15	12
	1	13.66	2.01	27.125	" "	9.58	16.8	12	14	12
IV ₃	2	9.82	2.01	27.125	" "	14.03	19.2	12	15	12
	1	13.66	2.01	27.125	" "	9.58	16.8	12	14	12
IV ₄	2	9.00	2.01	27.125	" "	14.53	19.2	12	15	12
	1	13.36	2.01	27.125	" "	9.90	19.2	12	15	12
IV ₅	2	6.86	2.01	27.125	" "	19.07	24.0	12	15	12
	1	11.08	2.01	27.125	" "	11.80	16.8	12	14	12

Armatures Minimales Sous SP_1

Portique transversal DD (Bloc B)

$\theta_2 = 2.98 ; \theta_3 = 1.52$

NIVEAU		2	1
Potéau			
D_1	N(t)	12.282	30.898
	y (cm)	14.55	13.44
	σ_m Kg/cm ²	24.13	65.69
	θ_1	1.4	1.4
	Amin	2.83	7.73
D_4	N(t)	19.363	
	y (cm)	11.97	
	σ_m	48.22	
	θ_1	1	
	Amin	3.88	
D_5	N(t)	15.751	
	y (cm)	12.49	
	σ_m	36.04	
	θ_1	1	
	Amin (cm ²)	3.03	
D_6	N(t)	3.404	12.458
	y (cm)	14.55	14.25
	σ_m	6.69	24.97
	θ_1	1.8	1.8
	Amin (cm ²)	1.09	3.77

Sections Partiellement Comprimées

Portique Longitudinal IV IV (Bloc B)

NIVEAU		2	1
Potéau			
IV_1	N(t)	4.85	
	y (cm)	13.64	
	σ_m Kg/cm ²	10.16	
	θ_1	1.4	
	Amin (cm ²)	1.14	
IV_2	N(t)		39.254
	y (cm)		13.86
	σ_m Kg/cm ²		80.92
	θ_1		1
	Amin (cm ²)		6.47
IV_3	N(t)	8.504	
	y (cm)	11.73	
	σ_m Kg/cm ²	20.71	
	θ_1	1	
	Amin (cm ²)	1.66	
IV_4	N(t)	23.028	
	y (cm)	12.46	
	σ_m Kg/cm ²	52.80	
	θ_1	1	
	Amin (cm ²)	4.22	
IV_5	N(t)	10.602	26.783
	y (cm)	14.55	14.46
	σ_m Kg/cm ²	20.82	52.92
	θ_1	1.4	1.4
	Amin (cm ²)	2.33	5.93

Calcul des Armatures longitudinales

Remarque: le calcul qui a été fait sous SP, a donné des sections d'armatures (minimales) négatives c-à-d qu'on a pas besoin d'acier et le béton à lui seul peut reprendre les efforts (pour des sections entièrement comprimées), tandis que pour des sections partiellement comprimées on trouve des sections faibles, ce qui nous conduit à des sections minimales.

Armatures minimales sous SP

Portique transversal DD (Bloc B)

Poteau Niv		2	1
D ₂	N(t)	30.672	76.264
	θ ₁	1	1
	A _{min}	2.10	5.23
D ₃	N(t)	22.840	49.797
	θ ₁	1	1
	A _{min}	1.56	3.14
D ₄	N(t)		45.799
	θ ₁		1
	A _{min}		3.14
D ₅	N(t)		43.753
	θ ₁		1
	A _{min}		3.00

$$\theta_2 = 2.98$$

$$\theta_3 = 1.52$$

Sections Entièrement
Comprimées

Portique longitudinal II IV (Bloc B)

Poteau Niv		2	1
IV ₁	N(t)		12.175
	θ ₁		1.4
	A _{min} (cm ²)		1.17
IV ₂	N(t)	14.541	
	θ ₁	1	
	A _{min} (cm ²)	0.99	
IV ₃	N(t)		29.928
	θ ₁		1
	A _{min} (cm ²)		2.053
IV ₄	N(t)		62.693
	θ ₁		1
	A _{min} (cm ²)		4.30

Portique transversal DD (Bloc B)

N, M sous SP_1

$e_1 = 0.058m$

Poteau \ Niv		2	1
D_1	$N(t)$	12.282	30.898
	$M(tm)$	5.727	3.979
	$e_0(m)$	0.466	0.128
	SOLL	PC	PC
	$\bar{\sigma}_b'$	165	142.84
D_2	$N(t)$	30.672	76.264
	$M(tm)$	1.054	1.304
	$e_0(m)$	0.034	0.017
	SOLL	EC	EC
	$\bar{\sigma}_b'$	98.53	90.52
D_3	$N(t)$	22.840	49.797
	$M(tm)$	1.290	2.069
	$e_0(m)$	0.056	0.041
	SOLL	EC	EC
	$\bar{\sigma}_b'$	108.9	101.8
D_4	$N(t)$	19.363	45.799
	$M(tm)$	1.452	0.487
	$e_0(m)$	0.074	0.011
	SOLL	PC	EC
	$\bar{\sigma}_b'$	117.4	87.68
D_5	$N(t)$	15.751	43.753
	$M(tm)$	1.458	1.095
	$e_0(m)$	0.092	0.025
	SOLL	PC	EC
	$\bar{\sigma}_b'$	125.9	94.30
D_6	$N(t)$	3.404	12.458
	$M(tm)$	2.270	2.016
	$e_0(m)$	0.666	0.162
	SOLL	PC	PC
	$\bar{\sigma}_b'$	165	158.9

Portique longitudinale IV IV (Bloc B)

N, M sous SP_1

$e_1 = 0.058m$

Poteau \ Niv		2	1
IV_1	$N(t)$	4.85	12.175
	$M(tm)$	0.664	0.446
	$e_0(m)$	0.136	0.037
	SOLL	PC	EC
	$\bar{\sigma}_b' \text{ kg/cm}^2$	146.6	99.80
IV_2	$N(t)$	14.541	39.254
	$M(tm)$	0.520	5.698
	$e_0(m)$	0.036	0.145
	SOLL	EC	PC
	$\bar{\sigma}_b' \text{ kg/cm}^2$	99.80	150.93
IV_3	$N(t)$	8.504	29.928
	$M(tm)$	0.560	0.413
	$e_0(m)$	0.066	0.014
	SOLL	PC	EC
	$\bar{\sigma}_b' \text{ kg/cm}^2$	113.55	89.01
IV_4	$N(t)$	23.028	62.693
	$M(tm)$	2.097	1.392
	$e_0(m)$	0.091	0.022
	SOLL	PC	EC
	$\bar{\sigma}_b' \text{ kg/cm}^2$	125.43	92.97
IV_5	$N(t)$	10.602	26.783
	$M(tm)$	7.415	4.579
	$e_0(m)$	0.699	0.171
	SOLL	PC	PC
	$\bar{\sigma}_b' \text{ kg/cm}^2$	165	163.1

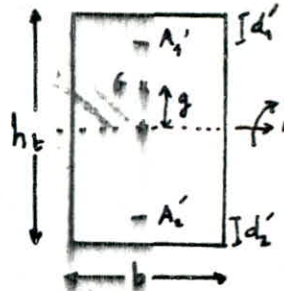
Verification des Contraintes : (P. charon):

a) Cas de la SEC :

$$\sigma'_{b1} = \frac{N'}{B'_0} + \frac{M_G v_1}{I} ; \sigma'_{b2} = \frac{N'}{B'_0} - \frac{M_G v_2}{I}$$

$$M_G = M_G - gN \text{ avec } g = \frac{h_t}{2} - v_1 ; v_1 = \frac{h_t^2 b/2 + uA'_1 d'_1 + uA'_2 (h_t - d'_2)}{B'_0}$$

$$v_2 = h_t - v_1 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_{a1} = n \left(\frac{N}{B'_0} + \frac{M_G (v_1 - d'_1)}{I} \right) \\ \sigma'_{a2} = n \left(\frac{N}{B'_0} - \frac{M_G (v_2 - d'_2)}{I} \right) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_{b1} = \frac{N'}{B'_0} + \frac{M_G v_1}{I} \\ \sigma'_{b2} = \frac{N'}{B'_0} - \frac{M_G v_2}{I} \end{array} \right.$$

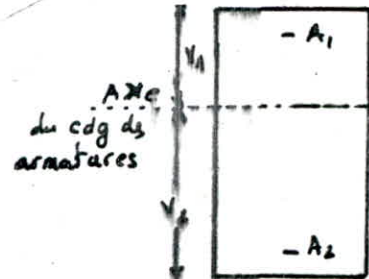


b) Cas de la SET

$$\sigma'_{1a} = \frac{N}{A_1 + A_2} + \frac{M_G v_1}{A_1 v_1^2 + A_2 v_2^2} ; A_1 v_1 = A_2 v_2 \text{ (x'x' axe du cdg des armatures)}$$

$$\sigma'_{1a} = \frac{N}{A_1 + A_2} + \frac{M_G}{A_1 z} ; \sigma'_{2a} = \frac{N}{A_1 + A_2} - \frac{M_G}{A_2 z}$$

(N avec son signe).



c) Cas de la SPC

$$y_1 = y_2 + c ; y_2^3 + p y_2 + q = 0$$

$$p = -3c^2 - 6u \frac{A'}{b} (c - d') + 6u \frac{A}{b} (h_t - d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{6uA'}{b} (c - d')^2 - \frac{6uA}{b} (h_t - d - c)^2$$

$$\frac{N' y_2}{\kappa} = I ; I = \frac{b y_1^3}{3} + uA' (y_1 - d')^2 + nA (h_t - d - y_1)^2 \Rightarrow \text{les } \sigma'_{b1} \text{ à vérifier}$$

Nous vérifierons alors un poteau de rive, d'angle, central
la vérification sous SP, à donner les tableaux des contraintes suivantes :

Poutique DD transversal (bloc B)

Poteau D₁ (rive).

Poteau \ Niv	2	1	
D ₁	N (t)	12.282	30.898
	M (tm)	5.727	3.979
	e _y (m)	0.466	0.128
	A (m ²)	12.56	12.56
	σ _b '	165	142.84
	soll	PC	PC
	σ _b	102	69.10
	σ _a	1379	287
	σ _a '	-	860

Poteau central D₂

Poteau \ Niv	2	1	
D ₂	N (t)	30.672	76.264
	M (tm)	1.054	1.304
	e _o (m)	0.034	0.017
	A ₁ / A ₂	8.04	8.04
	soll	EC	EC
	σ _b '	98.53	90.52
	σ _{b1} '	49.53	65.52
	σ _{b2} '	39.36	38.50
	σ _a	723	914
	σ _{a1}	1040	647

Poteau d'angle D_6

Poteau		NiV	2	1
D_6	$N(t)$		3.404	12.458
	$M(tm)$		2.270	2.016
	$e_0(m)$		0.666	0.162
	$A(cm^2)$		8.04	12.56
	SOLL		PC	PC
	$\bar{\sigma}'_b$		165	158.9
	σ'_b		37.70	40.68
	σ_a		195	253
	σ'_a		465	497

Portique longitudinal IV_4 (Bloc B)

Poteau		NiV	2	1
IV_4 (nive)	$N(t)$		4.85	12.175
	$M(tm)$		0.664	0.446
	$e_0(m)$		0.136	0.037
	$\bar{\sigma}'_b$		146.6	99.80
	SOLL		PC	EC
	$A(cm^2)$		8.04	12.56
	σ_a		86.80	$\sigma'_{a1} = 8.0$
	σ'_b		14.40	$\sigma'_{b1} = 12.0$
	σ'_a		177	$\sigma'_{a1} = 163$ $\sigma'_{a2} = 74$

* Poteau central IV_4 :

Poteau		NiV	2	1
	$N(t)$		23.028	62.693
	$M(tm)$		2.097	1.392
	$e_0(m)$		0.097	0.022
	$\bar{\sigma}'_b$		125.43	92.97
	SOLL		PC	EC
	$A(cm^2)$		8.04	12.56
	σ_a		97.50	$\sigma'_{b1} = 49.74$
	σ'_b		49.60	$\sigma'_{b2} = 32.69$
	σ'_a		636	$\sigma'_{a1} = 717$ $\sigma'_{a2} = 520$

→ tous les σ'_b , σ'_a , σ_a sont inférieurs aux valeurs admissibles (Vérifiés).

Tableau récapitulatif du ferraiillage des poteaux (BAEL)

Portique trans BB (Bloc A)

Poteau	NIVEAU	$A_{Fc} (cm^2)$	$A'_{Fc} (cm^2)$	$A'(c\phi)$ $A(\phi)$	$A'_{adop} (cm^2)$ $A_{adoptée}$
B_1 et B_5	2	5.28	—	4T14 4T14	6.16 6.16
	1	19.84	7.91	4T16+4T20 4T16+4T20	20.60 20.60
B_2	2	12.17	—	4T20 4T20	12.56 12.56
	1	15.40	11.49	4T16+4T20 4T16+4T20	20.60 20.60
B_3	2	20.45	1.95	4T16+4T20 4T16+4T20	20.60 20.6
	1	22.87	11.35	8T20 8T20	25.13 25.13
B_4	2	10.67	—	4T20 4T20	12.56 12.56
	1	28.52	6.07	4T16+8T20 4T16+8T20	31.29 31.29
B_5	2	14.57	—	4T14 4T14	6.16 6.16
	1	15.62	7.91	4T16+4T20 4T16+4T20	20.60 20.60

Portique longitudinal II II (Bloc A)

Poteaux	NIVEAU	$A_{Fc} (cm^2)$	$A'_{Fc} (cm^2)$	$A'(c\phi)$ $A(\phi)$	A'_{adop} $A_{adoptée}$
I_1	2	9.211	—	4T20 4T20	12.56 12.56
	1	9.46	—	4T20 4T20	12.56 12.56
II_2	2	2.65	—	4T14 4T14	6.16 6.16
	1	24.15	4.385	8T20 8T20	25.13 25.13
II_3	2	16.58	2.51	4T16+4T20 4T16+4T20	20.60 20.60
	1	24.15	10.0	8T20 8T20	25.13 25.13
II_4	2	9.211	—	4T20 4T20	12.56 12.56
	1	9.46	—	4T20 4T20	12.56 12.56

les fondations

les fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles (isolées).
la contrainte du sol est de $\bar{\sigma}_s = 2.5$ bars à 1m de profondeur.

On disposera au dessous des semelles une couche de béton de propreté de 10 cm d'épaisseur.

types de semelles :

- Semelle isolée sous 1 poteau (S_1) Poteau intermédiaire II_3 Bloc A
- Semelle isolée sous 1 poteau (S_2) Poteau intermédiaire IV_4 Bloc B
- Semelle isolée sous 2 poteaux (S_3): cumule des 2 poteaux de rive (Bloc A et Bloc B) IV_1 - IV_2

a/ semelle isolée (S_1) sous Poteau II_3 (Bloc A).

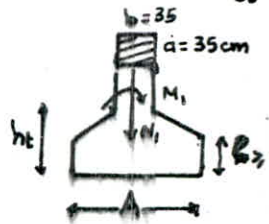
sous SP_1 : $N_1 = 76.052t$; $M_1 = 4.056tm$

- dimension de la sous face, on écrit que les dimensions minima A et B sont telles que: $\sigma(\frac{1}{4}) = \bar{\sigma}_s$; a et b sont dans le même rapport

$\frac{a}{b} = \frac{35}{35} = 1 \Rightarrow A = B$ d'où $S = AB = A^2$

$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N_1}{S} + \frac{M_1 y}{I}$ avec $y = \frac{A}{4}$ et $I = B \frac{A^3}{12} = \frac{A^4}{12}$

d'où $\bar{\sigma}_s \geq \frac{N_1}{A^2} + \frac{3M_1}{A^3} \rightarrow 2.5 \geq \frac{76.052 \cdot 10^3}{A^2} + \frac{12 \cdot 15 \cdot 10^5}{A^3}$ On résoud cette inéquation du 3^e degré par approximations successives on trouve $A = B = 180cm$



• Verification de la stabilité sous SP_1 : $A \geq 6e_1 = \frac{6M_1}{N_1} = \frac{6 \times 4.056 \cdot 10^5}{76.052 \cdot 10^3} = 31.95cm$

• Verification de la contrainte dans le sol sous SP_1

$A \geq \frac{N_1}{\bar{\sigma}_s B} (1 + \frac{3e_1}{A}) = \frac{76.052}{2.5 \times 180} [1 + \frac{3 \times 4.05 \cdot 10^5}{76.052 \cdot 10^3 \times 180}] = 184$ donc prenons

$A = B = 185cm$

• Verification de la stabilité sous SP_2 : sous : $G + P + 1.2SI$; $M_2 = 13.703tm$; $N_2 = 74.923t$
sert à la verification des contraintes dans le sol.
sous $0.8G + SI$; $N_2 = 47.923t$; $M_2 = 13.502tm$ sert à la verification de la stabilité.

* stabilité : $A \geq 4e_2 = \frac{4M_2}{N_2} = \frac{4 \times 13.502 \cdot 10^5}{47.923 \cdot 10^3} = 111cm$ (verifié)

* contraintes dans le sol. $A \geq \frac{N_2}{1.5\bar{\sigma}_s B} (1 + \frac{3e_2}{B}) = \frac{47.923 \cdot 10^3}{1.5 \cdot 2.5} (1 + \frac{3 \times 13.703 \cdot 10^5}{47.923 \cdot 185}) = 185$

* hauteur de la semelle

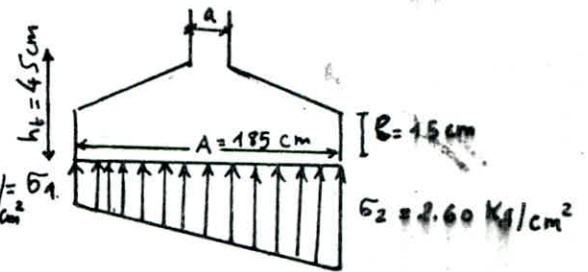
$h \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4} = 37.5 \right.$; $\frac{B-b}{4} = 37.5$ $\rightarrow h = 40cm$; $ht = 45cm$; $d = 5cm$

• Calcul des Armatures : la 1^{re} étape consiste à déterminer le diagramme de contraintes sur le sol (σ_1 ; σ_2). Pour le calcul des aciers on utilise la méthode des Bielles.

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N_1}{S} + \frac{M_1 v}{I} \quad \text{avec } v = \frac{A}{2} ; S = AB ; I = \frac{A^3}{12} \Rightarrow \bar{\sigma}_{1/2} = \frac{N_1}{A^2} + \frac{6M_1}{A^3} = \frac{76092}{185^2} + \frac{6 \times 4.0510^5}{185^3}$$

$$\rightarrow \sigma_1 = 2.60 \text{ Kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 1.83 \text{ Kg/cm}^2$$

le diagramme des contraintes est trapezoidale



$$\text{d'où } N'_1 = \bar{\sigma}(A/4) \cdot A \cdot B \quad \text{avec } \bar{\sigma}(A/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4}$$

$$\bar{\sigma}(A/4) = 2.41 < \bar{\sigma}_s \rightarrow N'_1 = 2.41 \times 185 \times 185 = 82480 \text{ Kg} = \underline{82,48 \text{ t}}$$

$$\text{d'où } A_A = A_B = \frac{N'_1 (A-a)}{8h \bar{\sigma}_a} \quad (\text{methode des Bielles})$$

$$A_A = A_B = \frac{82480 (185 - 35)}{8 \times 40 \times 2800} = 13.80 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_{Ad} = A_{BAd} = 13.85 \text{ cm}^2 = 9T14$$

$$A_{Ad} = A_{BAd} = 13.85 \text{ cm}^2 = 9T14$$

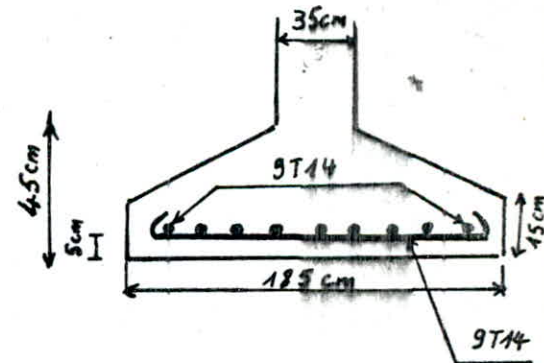
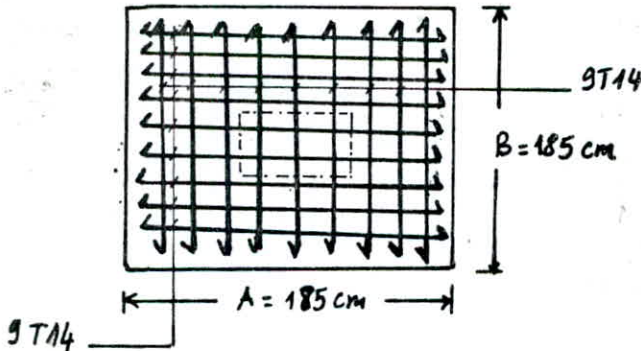
Verification d'adhérence : Il faut que :

$$\phi \leq \frac{1.25 \times \bar{\sigma}_s^2 \times 7.1 \times 185}{2800} = 1.3 \text{ cm} \rightarrow$$

$$\phi \leq \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} A = \frac{1.25 \bar{\sigma}_d^2}{\bar{\sigma}_a} \bar{\sigma}_b A$$

$\phi \leq 13 \text{ mm} \rightarrow$ necessité de crochets

l'espacement $t = 18.5 \text{ cm}$



b) semelle isolée (S₂) sous Poteau IV₄ (Bloc B)

mêmes étapes de calcul que celles de la semelle (S₁).

* Sous SP₁ : N₁ = 62.693 t ; M₁ = 1.392 tm après calcul on trouve que

$$A = B = 170 \text{ cm} ; \text{verification de la stabilité sous SP}_1 : A \geq 6e_1 = 133 \text{ cm (verifié)}$$

$$\text{verification des contraintes dans le sol sous SP}_1 : A \geq \frac{N_1}{\bar{\sigma}_s B} \left(1 + \frac{3e_2}{B}\right) = 153 \text{ cm (verifié)}$$

$$* \text{ Sous SP}_2 : N_2 = \begin{cases} 67.096 \text{ t (contraintes)} \\ 43.512 \text{ t (stabilité)} \end{cases}$$

$$M_2 = \begin{cases} 16.446 \text{ tm (contraintes)} \\ 13.66 \text{ tm (stabilité)} \end{cases}$$

- * Verification des contraintes dans le sol s/SP_2 : $A \geq 4e_2 = 125 \text{ cm}$ (Verifié).
- * Verification de la stabilité s/SP_2 : $A \geq \frac{N_2}{1.5\bar{\sigma}_B} (1 + 3\frac{e_2}{B}) = 150 \text{ cm}$ (Verifié).

* hauteur de la semelle:

$$h_t \geq \frac{A-a}{4} + d = 40 \text{ cm} \Rightarrow \underline{h_t = 40 \text{ cm}} ; \underline{h = 35 \text{ cm}}$$

hauteur e au bord libre $e \geq 6\phi + 6 = 15 \text{ cm}$

* Armatures

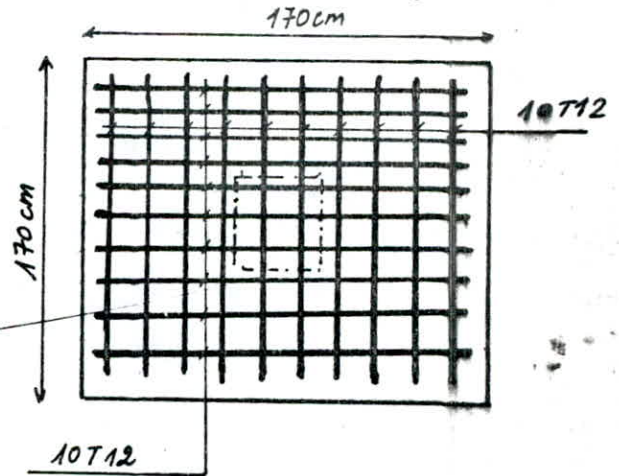
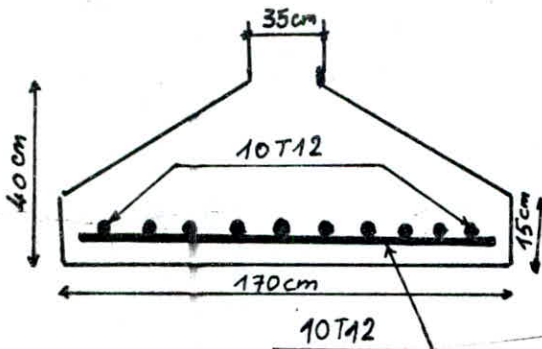
- diagramme des contraintes est trapézoïdal $\bar{\sigma}_1 = 2.34 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_2 = 1.99 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}(A/4) = \frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} = 2.25 \text{ bars} ; N'_1 = \bar{\sigma}(A/4) \cdot A \cdot B = 65.097 \text{ t}$$

$$A_A = A_B = \frac{N'_1 (A-a)}{8 h \bar{\sigma}_a} = 11.21 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{A_A = A_B = 11.31 \text{ cm}^2 = 10T12} ; t = 17 \text{ cm}$$

verification d'adhérence

$$\phi \leq \frac{\bar{\sigma}_d A}{\bar{\sigma}_a} = 1.21 \text{ cm} \rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm} \text{ (pas de crochets)}$$



* c/ Semelle isolée sous 2 poteaux $IV_{B5} \quad IV_{A4}(S_3)$

$$N_1^* = N_1 + N_2 = \text{cumule des efforts} = 26.783 + 35.752 = 62.535 \text{ t}$$

$$M_1^* = M_1 + M_2 = 4.579 + 5.859 = 10.438 \text{ tm}$$

} sous SP_1

$$\underline{A = B = 180 \text{ cm}}$$

Verification des contraintes sous SP_1 : $A \geq 6e_1 = 100 \text{ cm} \rightarrow$ Verifié

Verification de la stabilité sous SP_1 : $A \geq \frac{N_1^*}{\bar{\sigma}_B} (1 + 3\frac{e_1}{B}) = 177 \text{ cm} \rightarrow$ Verifié

Verification des contraintes sous SP_2 : $M_2^* = 2.531 \text{ tm}$; $N_2^* = 49.922 \text{ t}$

$$\rightarrow A \geq 4e_2 = 20.27 \text{ cm} \rightarrow \text{(Verifié)}$$

Verification de la stabilité sous SP_2 : $M_2^* = 3.341 \text{ tm}$; $N_2^* = 72.474 \text{ t}$

$$A \geq \frac{N_2^*}{1.5\bar{\sigma}_B} (1 + 3\frac{e_2}{B}) = 115 \text{ cm} \rightarrow \text{(Verifié)}$$

• hauteur de la semelle: $h_t \geq \frac{A-a}{4} + d$ avec $a = a_1 + a_2 = 35 + 35 \text{ cm}$

$h_t \approx 35 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; diagramme des contraintes est trapézoïdal $\sigma_1 = 3 \text{ bars}$

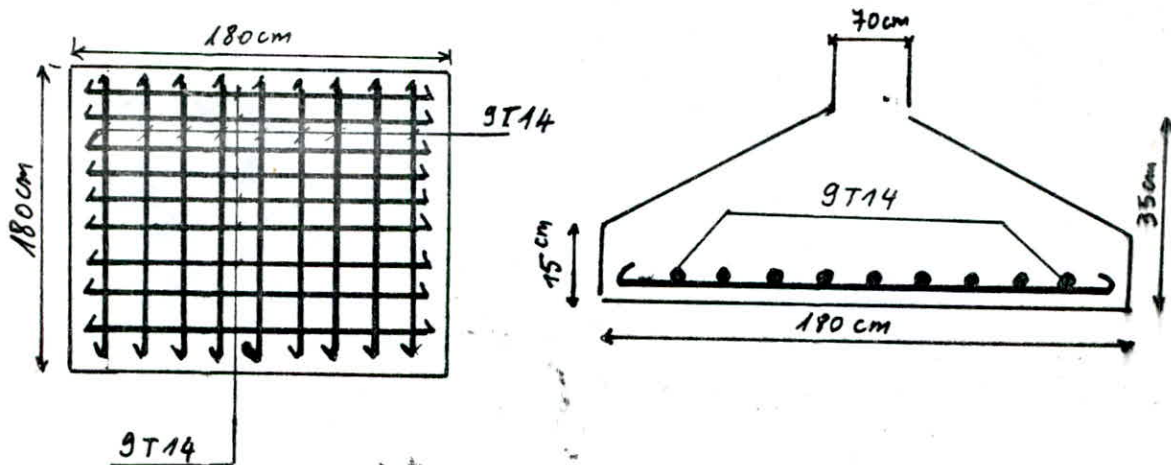
$\sigma_2 = 0.85 \text{ bars}$; $\sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.46 \text{ bars}$; $N_1^* = \sigma(A/4) \cdot A \cdot B = 79.704 \text{ t}$

Armatures : $A_a = A_b = \frac{N_1^* (A-a)}{8h \bar{\sigma}_a} = 13.046 \text{ cm}^2$ $\Rightarrow A_a = A_b = 9T14 = 13.85 \text{ cm}^2$

avec un espacement $t = 18 \text{ cm}$

• Verification d'adhérence: $\phi \leq \frac{\bar{\sigma}_d A}{\bar{\sigma}_a} = 1.28 \text{ cm} \rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm} \rightarrow$ nécessité de crochets

$e = 6\phi + 6 = 15 \text{ cm}$



Ferraillage de la Fondation suivant le BAEL 80 : a) état limite ultime de Résistance.

a) semelle s1: $N_u = 100.869 \text{ t}$; $M_u = 5.34 \text{ t}$ sous $SP_1 = 1.35G + 1.5P = P_u$.
ou P_u : étant la charge limite ultime transmise au sol.

σ_s = la contrainte de l'acier correspondant à un allongement $1000 \epsilon_s = 10$ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_1 = \frac{N_u}{A^2} + \frac{6M_u}{A^3} \Rightarrow \sigma_1 = 3.44 \text{ bars}$; $\sigma_2 = 2.44 \text{ bars}$ \rightarrow diagramme des contraintes est trapézoïdal. $\sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3.2 \text{ bars}$.

Armatures: Méthode des bielles: $A_A = A_B = \frac{P_u (A-a)}{8h \sigma_s} = 1475.21 \text{ mm}^2 = 14.75 \text{ cm}^2$

b) état limite de service: la fissuration est peu nuisible ($\sigma_s = 348 \text{ MPa}$).

$P_{ser} = G + P = 73.05 \text{ t}$; $M_{ser} = M_g + M_p = 3.84 \text{ tm}$.

$\sigma_1 = \frac{N}{A^2} + \frac{6M}{A^3} \rightarrow \sigma_1 = 2.49 \text{ bars}$; $\sigma_2 = 1.77 \text{ bars}$; $\sigma(A/4) = 2.31 \text{ bars}$

$P_u = \sigma(A/4) \cdot A \cdot B = 79.06 \text{ t} = 790.6 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow A_A = A_B = \frac{P_u (A-a)}{8h \sigma_s} = 1064.92 \text{ mm}^2$

$A_A = A_B = 10.64 \text{ cm}^2 < 14.75 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Vérifié.

4) $\Rightarrow A_A = A_B = 12.07 \text{ cm}^2$; c) $\Rightarrow A_A = A_B = 14 \text{ cm}^2$ avec ELS (Vérifié).

conclusion entre les deux réglemens CCBA 68 et le BAEL 80

Il ressort d'après tous nos calculs que globalement les deux réglemens conduisent sensiblement à la même consommation d'armatures.

Nous résumons ci-dessous l'essentiel des résultats que nous avons établis

Poutres: le BAEL 80 consomme 8.64% d'aciers de plus que le CCBA 68

Poteaux: le BAEL 80 consomme 4.77% d'aciers de moins que le CCBA 68

Poutrelles: le BAEL 80 consomme 10.59% d'aciers de plus que le CCBA 68

L'acrotère: le BAEL 80 consomme 6% d'aciers de moins que le CCBA 68

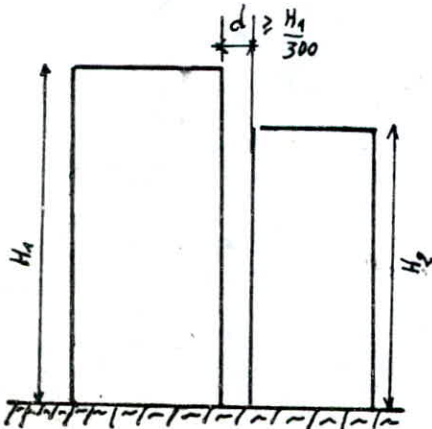
les escaliers: le BAEL 80 consomme 2.3% d'aciers de plus que le CCBA 68

les semelles: le BAEL 80 consomme 6.77% d'aciers de plus que le CCBA 68

* Pour l'ensemble de l'ouvrage (Bloc A) le BAEL 80 consomme une quantité d'acier de l'ordre de 7.07% de plus que le CCBA 68.

CALCUL DU JOINT DE DILATATION

largeur du joint : d'après (Art 2.3.2 RPA 81) le joint entre deux (2) blocs aura une largeur supérieure à $\frac{H_1}{300}$ où H_1 représente la hauteur du bloc le moins haut. Dans notre cas $H_1 = H_2 = 8.02^m$



$$d \geq \frac{H_1}{300} = \frac{802}{300} = 2.67 \text{ cm}$$

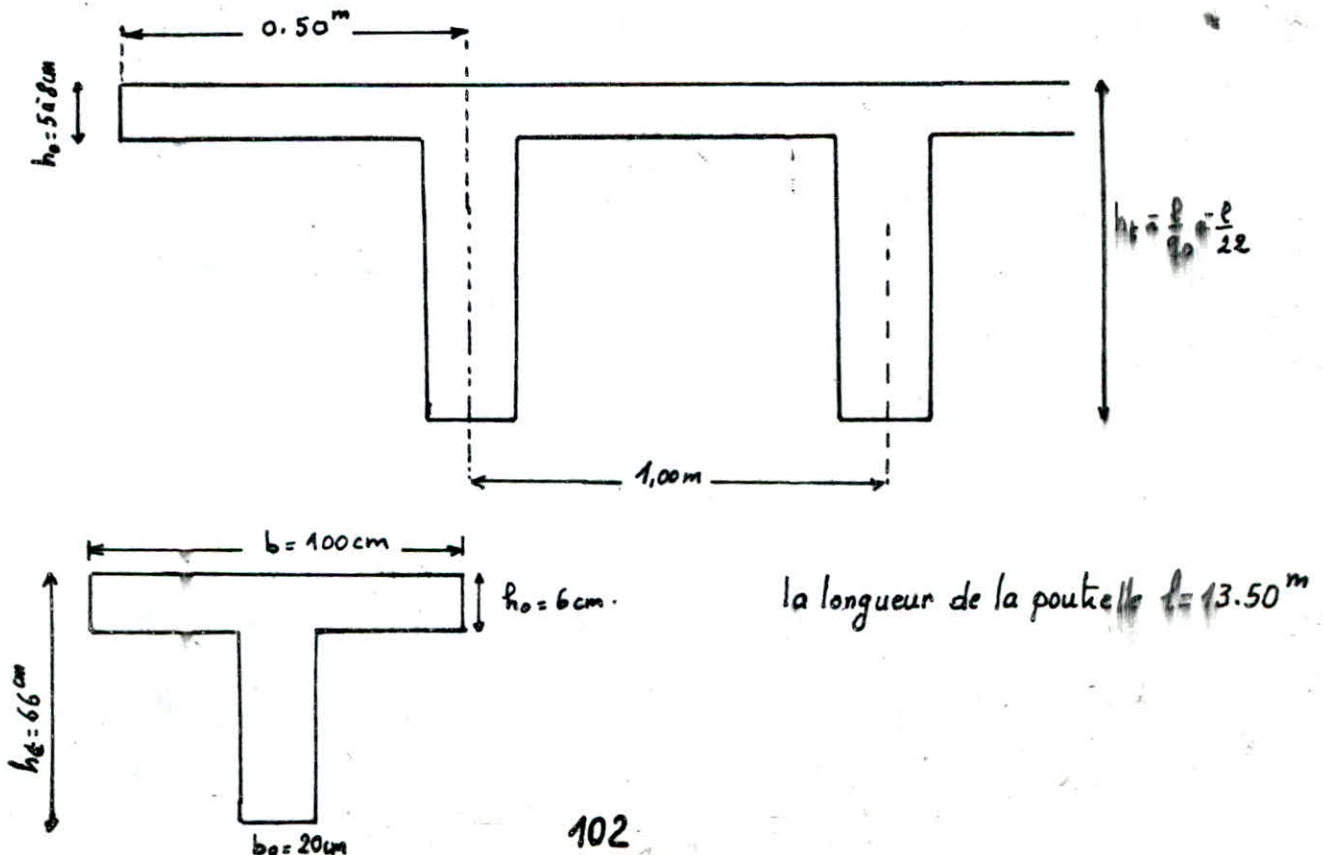
on prend finalement $d = 3 \text{ cm}$

poutrelles en béton précontraint

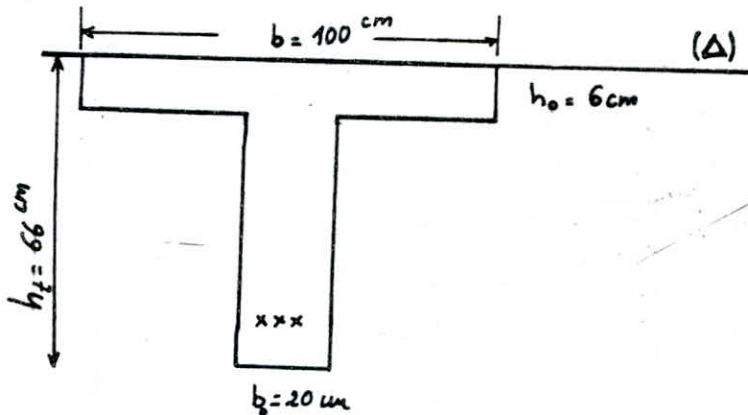
- Définition de la Précontrainte:

- le béton est un matériau qui résiste bien en compression et mal en traction.
 - le béton précontraint est un matériau auquel on a fait subir un traitement mécanique préalable pour le rendre apte à résister aux deux sens de sollicitations compression et traction. Ce traitement consiste à appliquer, avant les charges, des contraintes de compression agissant particulièrement dans les Zones où les charges devraient faire naître des tensions; en d'autres termes, le béton sera précomprimé ou précontraint avant action des charges extérieures, de telle façon que l'effet différentiel de la précontrainte et des charges ne laissera plus subsister que des Zones comprimées.
 - La précontrainte peut être appliquée au béton de deux manières différentes par pré-tension ou par post-tension des armatures.
- Dans notre étude, on s'intéresse à la pré-tension: la Précontrainte par pré-tension est réalisée par des armatures tendues avant bétonnage sur des bancs de traction fixes. le Principe de la précontrainte par adhérence (pré-tension) consiste à tendre des armatures de précontrainte (fils non ronds et non lisses ou bien torons à Haute résistance) et cela avant coulage du béton dans les coffrages entourant les armatures. Après durcissement du béton on reporte les efforts de tension des fils sur le béton en désolidarisant les armatures des organes extérieures.

CALCUL DES Poutrelles par pré-tension



CALCUL DES CARACTÉRISTIQUES DE LA SECTION



Ame: $B_1 = b_0 h_t = 20 \times 66 = 1320 \text{ cm}^2$; bras de levier $z_1 = \frac{h_t}{2} = \frac{66}{2} = 33 \text{ cm}$
 Moment statique $S_{\Delta_1} = B_1 z_1 = 1320 \times 33 = 43560 \text{ cm}^3$
 M^t d'inertie $I_{\Delta_1} = b_0 \frac{h_t^3}{3} = 191.664 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

Table:

$B_2 = 2 h_0 b_1 = 2 \times 6 \times 50 = 600 \text{ cm}^2$
 $S_{\Delta_2} = 2 b_1 h_0^2 / 2 = 2 \times 50 \times 6 \times 3 = 1800 \text{ cm}^3$; $I_{\Delta_2} = 2 b_1 \frac{h_0^3}{3} = 2 \times 50 \times \frac{6^3}{3} = 7200 \text{ cm}^4$

d'où:

$I_{\Delta \text{ brute}} = I_{\Delta_1} + I_{\Delta_2} = 192,384 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$
 $S_{\Delta \text{ brute}} = S_{\Delta_1} + S_{\Delta_2} = 45360 \text{ cm}^3$
 $B_{\text{brute}} = B_1 + B_2 = 1920 \text{ cm}^2$

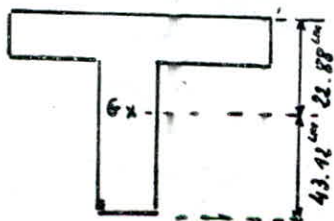
* Pratiquement pour la détermination de B_{nette} ; $I_{\Delta \text{ nette}}$; $S_{\Delta \text{ nette}}$ on a :

$$\begin{cases} B_{\text{nette}} = 0.95 B_{\text{brute}} \\ S_{\Delta \text{ nette}} = 0.92 S_{\Delta \text{ brute}} \\ I_{\Delta \text{ nette}} = 0.90 I_{\Delta \text{ brute}} \end{cases}$$

d'où:

$B_{\text{nette}} = 1824 \text{ cm}^2$
 $I_{\Delta \text{ nette}} = 173.1456 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$
 $S_{\Delta \text{ nette}} = 41731.2 \text{ cm}^3$

1) Détermination du centre de gravité :



$\underline{v} = \frac{S_{\Delta \text{ nette}}}{B_{\text{nette}}} = \underline{22.88 \text{ cm}}$

$\underline{v'} = h_t - v = \underline{43.12 \text{ cm}}$

* 2) Moment d'inertie: $I_{G_{nette}} = I_{S_{nette}} - v S_{\Delta}^2 = 77.66 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

car $i^2 = \frac{I_G}{S_{nette}}$

* 3) Rayon de giration: $i^2 = \frac{I_G}{S_{nette}} = \frac{77.66 \cdot 10^4}{1824} = 425.79 \text{ cm}^2$

* 4) Coefficient de rendement:

$\rho = \frac{i^2}{v v} = 0.43 < 0.45$ correspond à une section massi-
-ve.

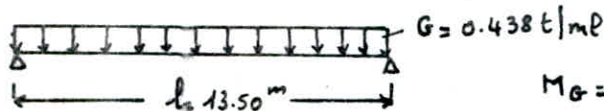
CALCUL de la charge permanente:

$G = g B = 2.400 \times 1824 \cdot 10^{-4} = 0.438 \text{ t/ml}$

Surcharge:

$Q = 0.1 \text{ t/m}^2$

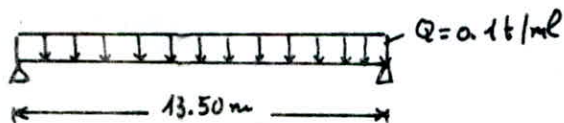
* Moment flechissant sous le poids propre seul.



$M_G = G l^2 / 8 = 9.978 \text{ tm}$

$T_G = G l / 2 = 2.957 \text{ t}$

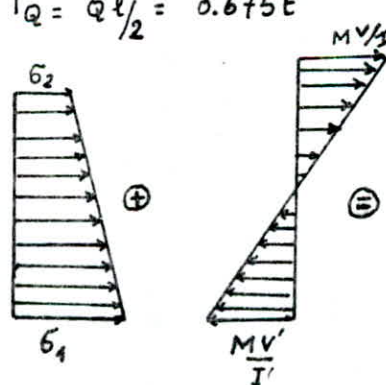
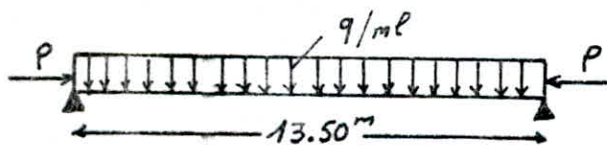
* Moment flechissant sous la surcharge seule:



$M_Q = Q l^2 / 8 = 2.278 \text{ tm}$

$T_Q = Q l / 2 = 0.675 \text{ t}$

* determination de la Précontrainte (P)



* $\sigma_{bmin} \leq \sigma_2 + \frac{MV}{I} \leq \sigma_{bmax}$

$\sigma_{bmin} \leq \sigma_1 - \frac{MV'}{I} \leq \sigma_{bmax}$

1) Avide (service min): $\sigma_{bmin} \leq \sigma_2 + M_G \frac{V}{I} \leq \sigma_{bmax}$

$\sigma_{bmin} \leq \sigma_1 - M_G \frac{V'}{I} \leq \sigma_{bmax}$

determination de $\bar{\sigma}_b = 112.9 \text{ E}$ bats avec $\epsilon = \frac{1 - (1 - \beta)(1 - \lambda)}{1 - (1 - \beta)(1 - \lambda)^2}$

$$\beta = \frac{b_0}{b} = \frac{20}{100} = 0.2 ; \alpha = \frac{h_0}{v} = \frac{6}{22.88} = 0.26 \rightarrow \epsilon = 0.726$$

$$\bar{\sigma}_{b_{max}} = 112.9 \text{ F} = 81.96 \text{ Kg/cm}^2 \approx 81.96 \text{ bars} ; \bar{\sigma}_{b_{min}} = -15 \text{ bars}$$

On pose $\frac{I}{v} = z ; \frac{I}{v'} = z'$ on aura

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{b_{min}} \leq \sigma_2 + \frac{M_G}{z} \leq \bar{\sigma}_{b_{max}} \\ \bar{\sigma}_{b_{min}} \leq \sigma_2 + \frac{M_G}{z'} \leq \bar{\sigma}_{b_{max}} \end{cases}$$

$$\sigma_{2_{min}} = -15 - \frac{M_G}{z} = -15 - \frac{9.978 \cdot 10^5}{7.57 \cdot 10^4} = -28.18 \text{ bars}$$

$$\sigma_{1_{min}} = -15 - \frac{M_G}{z'} = -15 - \frac{9.978 \cdot 10^5}{4.02 \cdot 10^4} = 9.82 \text{ bars}$$

$P_{eff_{ca0}} = P\alpha$ avec $\alpha < 1$ ($\alpha = 0.8$). d'où (service) $\sigma_1 = \frac{P_{eff}}{B} + \frac{P_{eff} \cdot e \cdot v}{I}$ (1)

$\sigma_2 = \frac{P_{eff}}{B} - \frac{P_{eff} \cdot e \cdot v'}{I}$ (2) des 2 équations on tire :

$$\begin{cases} P_{eff} = \frac{(\sigma_2 z + \sigma_1 z') B}{z + z'} \rightarrow P_{eff_{min}} = -27360 \text{ Kg} \rightarrow \underline{P_{eff_{min}} = 27.36 \text{ t}} \\ e = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1) z z'}{(\sigma_1 z + \sigma_2 z') B} \rightarrow \underline{P_1 = \frac{P_{eff_{min}}}{\alpha} = 34.20 \text{ t}} \\ \underline{e = 25.08 \text{ cm}} \end{cases}$$

2] Service max: sous le poids propre et la surcharge. ($M_G + M_Q$).

$$\sigma_{2_{max}} = \sigma_2 - \frac{M_G + M_Q}{z} = 65.17 \text{ bars} ; \sigma_{1_{max}} = 113.57 \text{ bars}$$

$$\rightarrow P_{eff_{max}} = 149.489 \text{ t} \rightarrow \underline{P_2 = 186.86 \text{ t}} ; \underline{e = 8.50 \text{ cm}}$$

d'où la précontrainte ma: $34.2 \leq P \leq 186.86$ (t).

Prenons $\boxed{P = 80 \text{ t}}$, déterminons le nombre de câble, un câble $7\phi 8$ section utile d'un câble donnée par le constructeur $A = 3.51 \text{ cm}^2$

$$n = \frac{P}{A \bar{\sigma}_a} \text{ avec } \bar{\sigma}_a = 10000 \text{ bars d'où } \underline{n = 3 \text{ câbles } 7\phi 8}.$$

cette précontrainte $P = 80 \text{ t}$ supprime l'effet de la traction.

TRACÉ DES Fuseaux limites : A] Premier Fuseau limite

les limites du noyau central sont: $a = \frac{i^2}{v} = 9.87 \text{ cm} ; a' = -\frac{i^2}{v'} = 18.60 \text{ cm}$

Ces distances a et a' qui sont pratiquement constants sur toute la longueur

de la Poutre, sont à Porter de Part et d'autre du centre de Gravité G, à partir des 2 lignes définies A et A' on Porte les valeurs de $\frac{M_G}{P}$ et $\frac{M_G + M_Q}{P}$ dont le calcul est resumé dans ce tableau.

section	$M_G (tm)$	$P (t)$	$\frac{M_G (tm)}{P}$	$M_G + M_Q$	$\frac{M_G + M_Q}{P}$
milieu	9.978	80	12.256	12.256	15.320
au quart	7.480	80	9.350	9.190	11.48
Appui	0	80	0	0	0

On peut ainsi tracer le 1^{er} fuseau limite avec une approximation suffisante (v et v' sont constants sur la longueur de la Poutre).

B] Deuxième Fuseau limite : tout d'abord calculons les expressions

$$S = \left(\frac{\bar{\sigma}_B}{P} - 1 \right) \frac{i^2}{v} - \frac{M_G + M_Q}{P} ; \quad S' = - \left(\frac{\bar{\sigma}_B}{P} - 1 \right) \frac{i^2}{v'} - \frac{M_G}{N}$$

les valeurs de S et S' portées en ordonnées à partir de la ligne GG permettent de tracer le 2^{ème} fuseau limite. Calculons S et S' pour les 3 sections (appui section au $\frac{1}{4}$; section milieu). Dressons le tableau de S et S' .

	section milieu	section au $\frac{1}{4}$	appui
$S (cm)$	0.84	4.68	16.16
$S' (cm)$	-20.86	-17.95	-8.60

TRACÉ du CÂBLE EQUIVALENT : les Points de Passage du câble équivalent se déterminent dans chaque section où émerge un câble, par exemple, par le calcul de la distance (d') du centre de Gravité des Câbles à la fibre inférieure

$$d' = h_f - z \quad \text{avec} \quad z = \frac{I_0^{\text{nette}}}{S_{\text{nette}}} = 40 \text{ cm} ; \quad d' = 26 \text{ cm}$$

Conclusion: le câble équivalent est bien resté dans la zone commune à ces deux fuseaux et à la Poutre.

* Verification de l'effort tranchant :

Ce calcul se fera en principe, au voisinage des sections d'appui où se produisent en général les efforts tranchants maximaux.

A vide : efforts tranchants à l'appui : $T_G = 2.957t$; $T_Q = 0.675t$.

$$T_{RG} = T_G = 2.957t \text{ (à vide).}$$

$$\text{En charge: } T_{RQG} = T_Q + T_G = 2.957 + 0.675 = 3.632t$$

Contrainte de cisaillement est donnée par : $\tau = \frac{T_R S}{b \cdot z} = \frac{T_R}{b \cdot z}$ avec $z = \frac{I}{S} = 40cm$

$$\text{à vide: } \tau = \frac{T_G}{b \cdot z} = \frac{2957}{20 \cdot 40} = 3.70 \text{ Kg/cm}^2$$

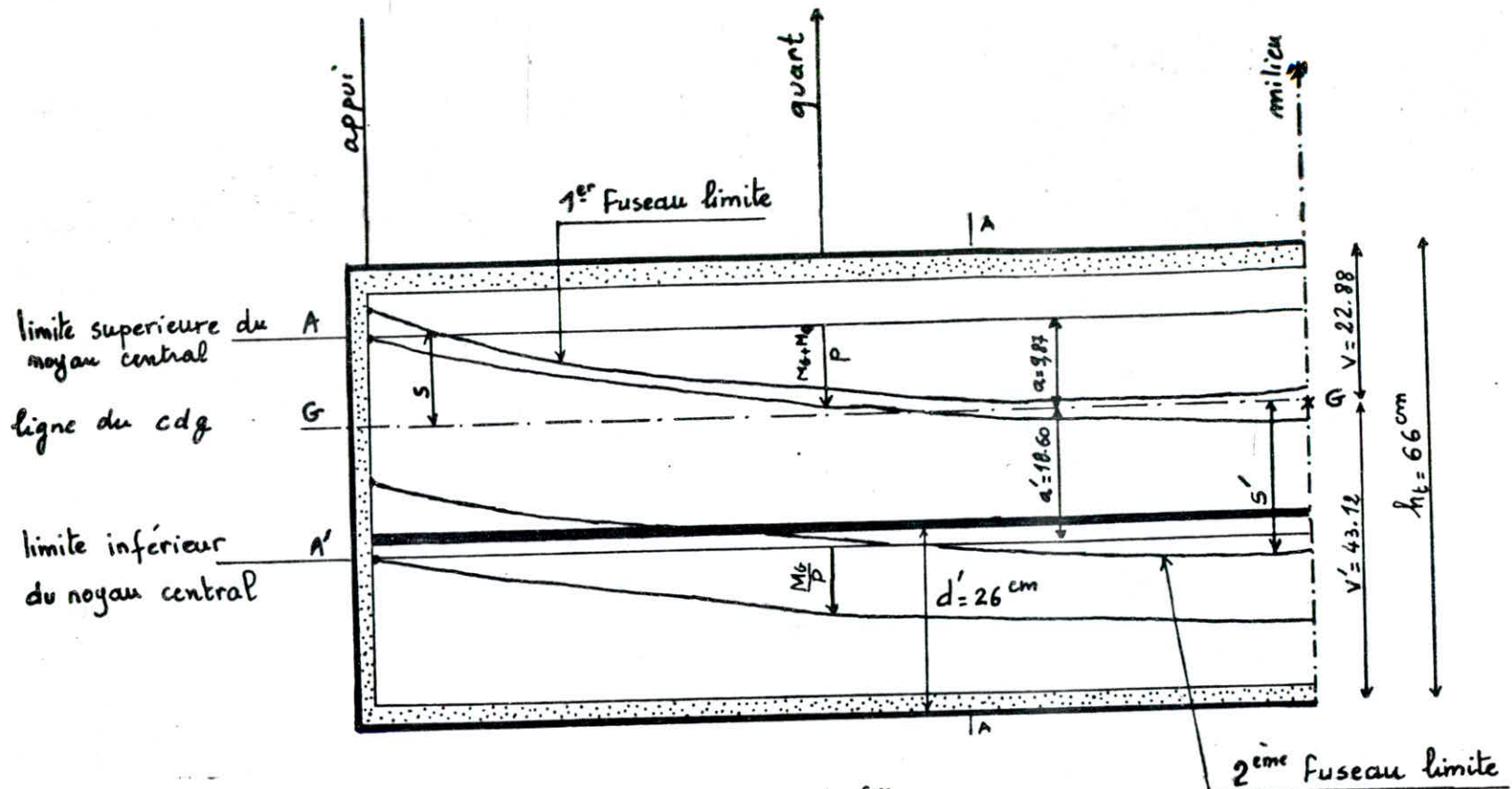
$$\text{en charge: } \tau = \frac{T_{RQG}}{b \cdot z} = \frac{3632}{20 \cdot 40} = 4.54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}' = 0.42 \bar{\sigma}' = 0.42 \times 26 = 10.92 \text{ Kg/cm}^2 ; \bar{\sigma} = 81.96 \text{ Kg/cm}^2 ; \sigma = 65.17 \text{ Kg/cm}^2$$

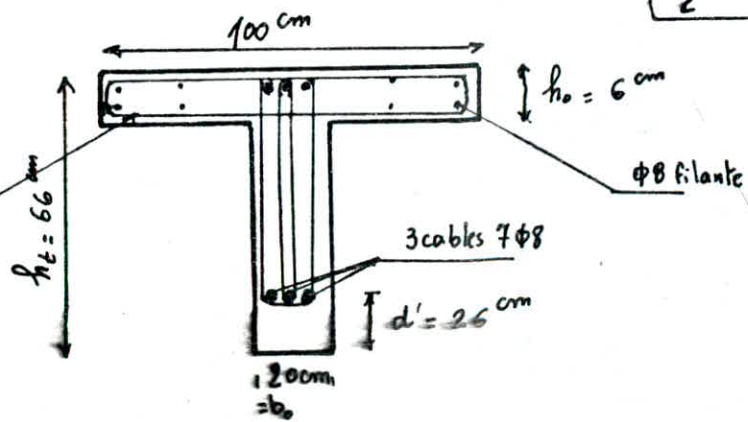
$$\bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}'}{\bar{\sigma}} (\bar{\sigma} - \sigma) (\bar{\sigma}' + \sigma) = \frac{10.92}{81.96} (81.96 - 65.17)(10.92 + 65.17) = 170.44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau} = 13 \text{ Kg/cm}^2 \quad \dots \text{ d'où } \tau < \bar{\tau} \rightarrow 4.57 < 13 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

$$\text{avec } \frac{\tau}{\bar{\tau}} = \frac{4.57}{13} = 0.35 \text{ (faible).}$$



Conclusion: le cable equivalent est bien resté dans la zone commune à ces deux Fuseaux et à la Poutre.



FUSEAUX limites et
Cable équivalent

Loupe AA

BIBLIOGRAPHIE

- + règles techniques CCBA 68 et BAEL 80
- + règles parasismiques RPA 81
- + neige et vent 65 NV65
- + calcul et vérification des ouvrages en B.A p. charc
- + cours de béton 3 - belazoughi.
- + traité de béton armé tome 4 . A. guerrin.
- + conception et calcul des structures soumises aux seismes.
- + exercices de béton armé selon le BAEL 80
- + calcul pratique du béton précontraint - G. dreux.
- + aide-mémoire - composants en béton précontraint -

Ce projet a constitué pour nous la synthèse de nos études supérieures.
Nous y avons revu la quasi totalité des modules que nous avons étudiés: Résistance des matériaux, béton armé, analyse numérique etc...

Il est vrai que nous avons acquis des connaissances pendant ces cinq années et qui nous ont permis de faire le calcul d'un bâtiment, mais il nous reste encore beaucoup à apprendre dans la vie professionnelle et le cotoiement de personnes expérimentées dans le domaine combleront certainement des lacunes.

« Ce que l'on sait, savoir qu'on le sait. Ce que l'on ne sait pas, savoir qu'on ne le sait pas, voilà le véritable savoir. »

