

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

GENIE



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE COMPARATIVE DE REGLEMENTS

SUR UN BATIMENT D'HABITATION

R+4

Proposé par :

Mr. M. BELAZOUGHI

Etudié par :

FAKHOURI . H

DJAHAMI . H

Dirigé par :

Mr. M. BELAZOUGHI

PROMOTION : JUIN 85

Remerciements

Ce travail n'aurait pu être entrepris et mené à terme sans la contribution que M^r M. BELAZOUGUR chargé de cours à L'ENP. a bien voulu donner à notre recherche, et M^r BOUDERBALA chef de département au BEREG et M^r KAWACHE INGENIEUR. qui ils reçoivent tous tout le témoignage de notre profonde reconnaissance

nous ne saurons non plus manquer de dire combien précieux à été l'appui de toutes les personnes qui nous ont aidés de loin ou de près à l'étude de notre projet.

Nos dattes sont encore grandes vis à vis de ceux qui nous ont dispensé formation et encouragements.

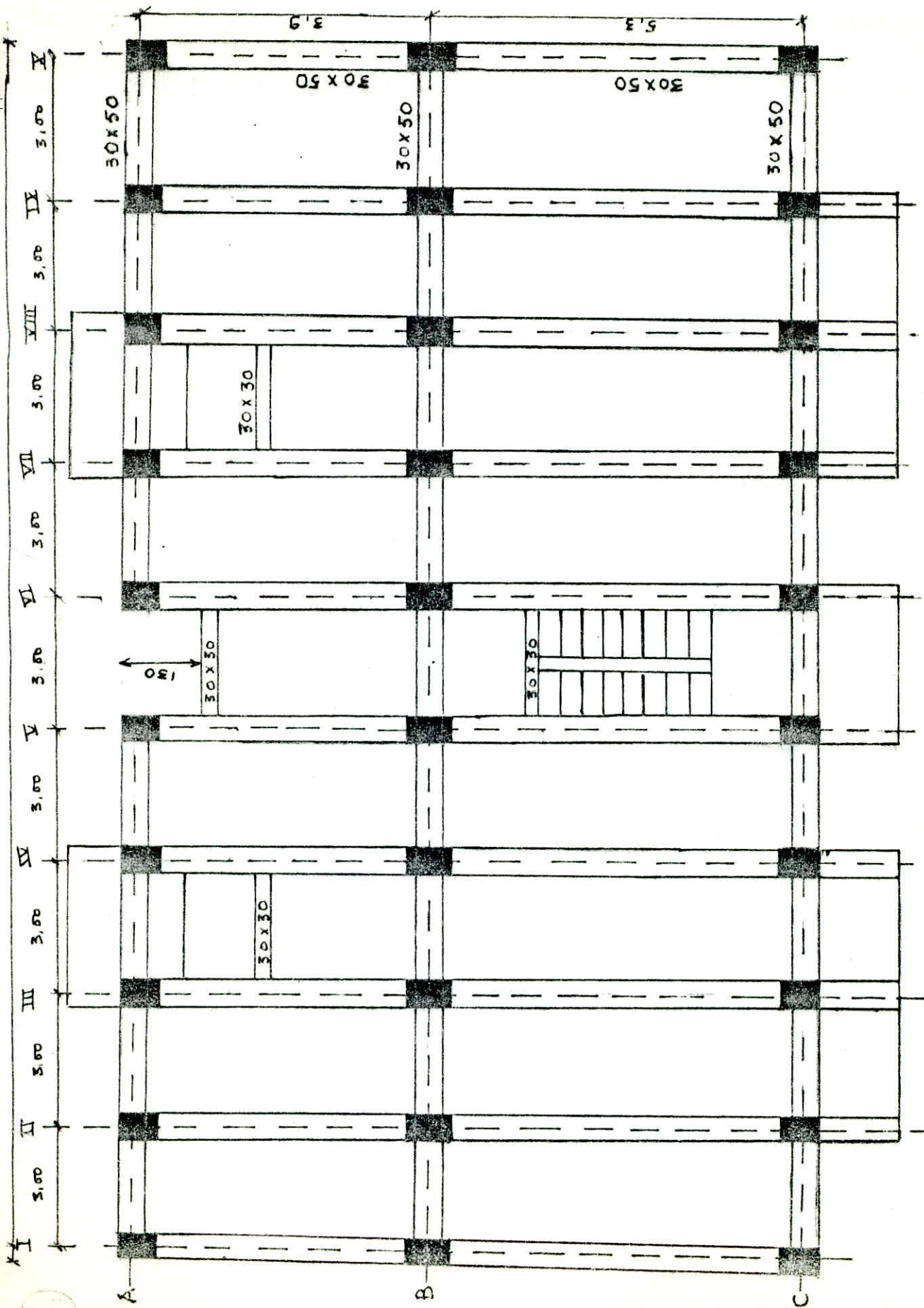
شهدت هذا العمل المتواضع إلى شهدائنا وسناطينا إلى من جاهد في سبيل الله إلى من رفع راية الإسلام والحق إلى كل يد طاهرة رفعت بأستنا إلى الخلود ، نسبه إلى كل روح زكية طهرته بدمها من دنس جائر طاغوت ، إلى شعوب رزحت تحت الظلم والظلمان ، إلى أنفس أزهقت في سجون في الظلام من أجل النور والحق والسلام

إلى جزير لا يتجزأ إلى شعبان وإلتمها وصاروا واحداً إلى أرض إشدت لتقتضين شقيقاً إلى بلد أهدرت دماؤها وشلت روحها ، وعذرت بها القادرين ، إلى شعب أي إلا أن لا يرضخ طئته كيد أو ظلم أو ظلمان
شهدت عملنا

عبد الله

Sommaire

- I INTRODUCTION
 - presentation
 - caractéristiques des matériaux
 - prédimensionnement
- II ETUDES SISMIQUES
 - Etude suivant le PS 69 ; PS 69 + CTC
 - Etude à la torsion
 - Etude suivant le RPA
 - Calcul des déformations horizontales
- III COMPARAISON DES 3 REGLES PARASISMIQUES
- IV ORGANIGRAMME DE CALCUL DE M, N, T DUES AU Force horizontales et charges verticales.
- V SUPERPOSITION DES DIFFERENTES sollicitations
- VI calcul des poutrelles.
- VII Calcul des Poutres
- VIII calcul des poteaux.
- IX FONDATIONS
- X COMPARAISON des deux Reglements
CCBA 68, BAEL 80



Introduction

présentation :-

Le bâtiment est contreventé par une structure autostable dans les deux directions le remplissage des façades est en maçonnerie.

- Murs extérieurs : 25 cm d'épaisseur constituée de 2 cloisons séparées par une lame d'air de 5 cm (10+5+10).
- Dimensions du bâtiment : il est symétrique dans le sens longitudinal et dissymétrique dans l'autre sens.
 - Longueur total = 27,6 m.
 - Largeur total = 9,7 m.
 - hauteur d'étage : 3,06 m.

Le plancher de niveau 1 à 5 est en corps creux (16+4).

Le R.D.C est constitué d'une dalle flottante posée directement sur le sol (pas de vide sanitaire).

le but de notre projet qui s'intitule :-

Etude comparative de règlements sur un bâtiment d'habitation (R+4) est :

- 1) Etude comparative des règles parasismique
 - PS 69 Règles parasismique 69.
 - PS 69 + CTC Règles parasismique 69 + Complément du contrôle technique de construction.
 - RPA 81 Règles parasismique Algériennes 81.

chacune de ces règles conduira dans notre projet à : établir une comparaison des efforts et des déplacements horizontaux.

Méthode de travail : nous utilisons la méthode statique équivalente qui consiste à dimensionner l'ensemble des éléments de l'ossature du bâtiment, et d'encadrer les volumes différentiels en béton suivant chaque règle.

But : déduire la règle la plus appropriée qui nous permettra de concevoir la réalisation de l'ouvrage - avec des moyens efficaces et peu coûteux.

2) partie : la méthode et le but qu'on vient de citer plus haut s'avère indispensable et ce en rapport avec notre projet pour pouvoir aborder cette partie comparaison des règles de calcul en béton armé.

- CCBA 68 « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton Armé 68
- BAEL 80 « Règles de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites 80.

notre but dans cette 2^{ème} partie, est de déterminer la différence des quantités d'Acier donnée par les deux règlements pour notre ouvrage.

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX REGLEMENT UTILISES

Introduction:-

les prescriptions relatives au béton armé utilisées dans nos calculs sont contenues dans les documents intitulés « Regles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé » suivant les contraintes admissibles connu sous le nom du « CCBA 68 » et les regles techniques de conception et de calcul des ouvrage et conception en béton armé suivant les états limites connu sous le nom « Regles BAEL 80 ».

I - Regles CCBA 68

- A - Béton :-

béton dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 à contrôle attesté
résistance nominale de compression à 28 jours est de 270 bars
résistance nominale de traction à 28 jours est de 23,2 bars

Contrainte de compression admissible

(du CCBA 68 Art 9.4)

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

$\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon$ mentionnée au CCBA 68 art 9.4

contrainte admissible de compression simple:-

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 270 = 67,5 \text{ bars} = 69 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sollicitation du 1er genre (SP}_1\text{)}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \cdot 67,5 = 101,1 \text{ bars} = 103,12 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous sollicitation du 2eme genre (SP}_2\text{)}$$

contrainte admissible en flexion simple:-

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 270 = 135 \text{ bars} = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{sous SP}_1)$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \times 135 = 202,5 \text{ bars} = 206,55 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{sous SP}_2)$$

Contrainte de traction de référence:-

(Article 9.5 CCBA 68)

le béton tendu est négligé on calcule la contrainte de référence au lieu de la contrainte admissible. elle désigné par $\bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28} \quad \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{sous SP}_2)$$

$$\bar{\sigma}_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot \left[0,018 + \frac{2,1}{270} \right] = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous (SP}_1)$$

α, β, γ ont la même signification précédente

Module de deformation du beton

Module de deformation Longitudinale :-

d'une durée d'app Dans le cas des charge d'une durée d'application inferieur à 24 heures le module de deformation instantanee E_i est egale à :

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j'} \text{ (bars) "CCBA68 art 9.61"}$$

σ_j' = la resistance du beton à j jours, exprimée en bars.

le module de deformation longitudinale du beton sous les contraintes permanente ou de longue durée d'application, ou module de deformation différée E_v est egale à

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma_j'} \text{ bars}$$

Lorsqu'on ne dispose que du resultats à 28 jours pour la resistance du beton, on peut admettre que, pour les grandes valeurs de j on a sensiblement $\sigma_j' = 1,20$ pour les betons à base de ciment de classe 325.

$\sigma_j' = 1,10$ pour les betons à base de ciment superieures.

B. ACIERS :-

on utilise des Aciers doux (ronds lisses).

nuances

Aciers a haute adherence.

Fc E 24 $\sigma_{en} = 2350 \text{ bars (2400 kg/cm}^2\text{)}$.

$\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_1\text{)}$

$\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_2\text{)}$.

nuances

Fc E 40 (1) $\sigma_{en} = 4120 \text{ bars}$ pour $\phi \leq 20 \text{ mm}$.

(2) $\sigma_{en} = 3920 \text{ bars}$ pour $\phi > 20 \text{ mm}$.

contrainte admissible:

(1) $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous (SP}_1\text{)}$.

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous (SP}_2\text{)}$.

(2) $\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous (SP}_1\text{)}$

$\bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous (SP}_2\text{)}$

Treillis soudés:

les treillis soudés sont des grillages en fils croisés se croisant perpendiculairement et soudés electriquement à leurs point de croisement.

les caracteristiques mecaniques des treillis soudés formés de fils tisses, bruts de trafilage sont donnés par le tableau suivant.

- condition de non fissuration du beton et contrainte de traction sont donnés par le (CCBA68 art 4.5).

Diametre ϕ en mm	σ_{en} ou σ_{en}	
	bars	kg/cm ²
$\phi \leq 6$	5200	5300
$\phi > 6$	4440	4500

REGLES BAEL-80

A- beton:-

pour un dosage de ciment de 350 Kg/m³ de classe (55 et 55R) auto-contrôle, surveillé, la valeur de la résistance caractéristique du béton à 28 jours:

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours est déduite de celle à la compression par la relation:-

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Il est à noter que la définition de la résistance caractéristique est analogue à celle de la résistance minimale du CCBF 68

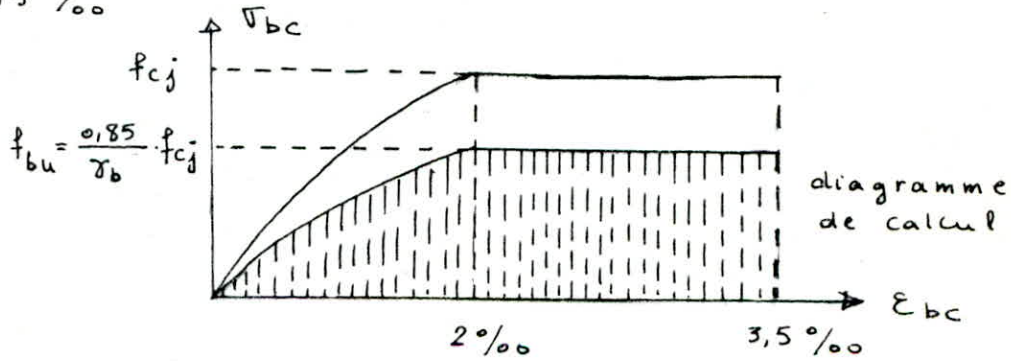
Diagramme Contraintes - déformation (σ, ϵ)

les diagrammes réels contraintes - déformation que l'on peut observer, lors d'essais d'écrasement d'éprouvettes de béton, sont représentés par le diagramme parabole - rectangle (ou Rectangle simplifié) adopté par les règlements de calcul aux états limités.

Diagramme simplifié du BAEL (diagramme de calcul)

pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme non linéaire dit (parabole - Rectangle), pour les vérifications à l'état limite de service le béton considéré comme élastique et linéaire, est défini par son module d'élasticité

le diagramme parabole - rectangle se compose d'un arc de parabole ayant son sommet pour $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et d'un palier horizontal pour $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

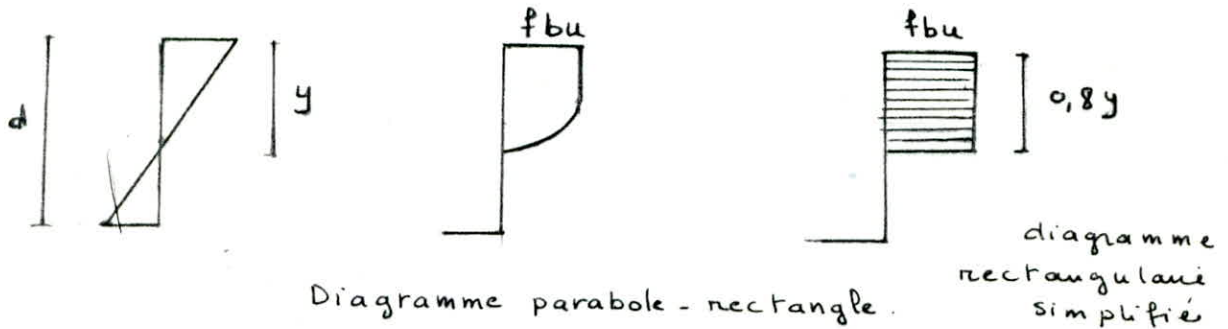


le coefficient de sécurité γ_b , tient compte d'éventuels défauts localisés ainsi que de la réduction possible de la résistance mise en oeuvre par rapport à sa résistance caractéristique définie a priori.

- situation durables ou transitoires $\gamma_b = 1,5$
- situation accidentelles $\gamma_b = 1,15$

le coefficient de minoration de 0,85 de la résistance du béton, tient

Compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge et des conditions de bétonnage et d'hygrométrie qui conduisent à la face supérieure de la zone comprimée, à une dessiccation plus rapide et en conséquence, à une diminution de la résistance à la compression. Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée, le calcul à l'état limite ultime peut être effectué en substituant au diagramme parabole - rectangle le diagramme rectangulaire simplifié.



L'emploi du diagramme rectangulaire donne une bonne approximation des efforts dans le cas d'une déformation extrême du béton $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$

Modules de déformation longitudinales :-

pour un chargement d'une durée d'application $< 24\text{ h}$ le module de déformation instantané

$$E_{ij} = 12 \times 10^3 (f_{cj})^{1/2} \text{ âge de } j \text{ jours.}$$

pour un chargement de longue durée d'application, le module de déformation E_{vj} est pris égal à $E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3}$.

Pour les vérifications courantes, l'âge du béton est $> 28\text{ j}$ et l'on considère un module de courte durée (E_i), et un module de longue durée (E_v).

$$E_i = 12000 (f_{c28})^{1/3}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3}$$

l'augmentation de résistance au delà de 28 j ne change pas d'une manière significative la valeur du module.

B- Aciers :-

se distingue suivant leur nuance et leur état de surface

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

(Armature de type 2) : barre à haute adhérence obtenue, par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par traction ou torsion sans réduction de section.

Caractères mécanique :-

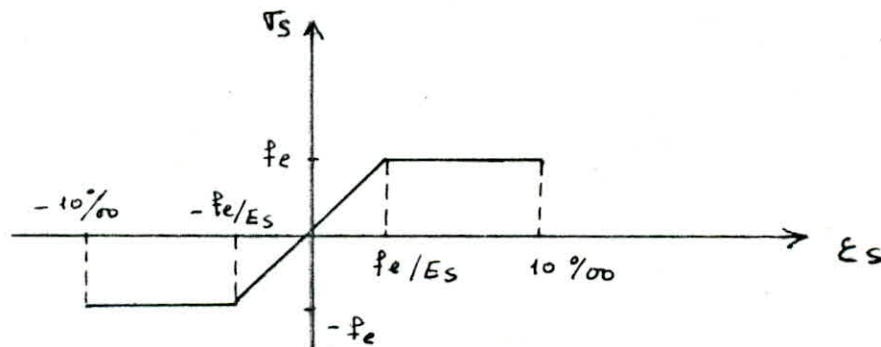
la limite élastique et la forme du diagramme contrainte - déformation sont les seules caractéristiques utiles à la justification d'une section.

TYPE	NUANCES	LIMITE d'élasticité f_e
Barre H.A (Type 1 et 2)	Fe E 40	4000 bars
	Fe E 50	5000 bars
Ronds Lisses	Fe E 22	2200 bars
	Fe E 24	2400 bars

Diagramme Contrainte de déformation :-

Aciers de type 1:

Il se compose de la droite de Hooke de pente $E_s = 200 \times 10^3$ MPa, d'un palier horizontal d'ordonnée f_e .



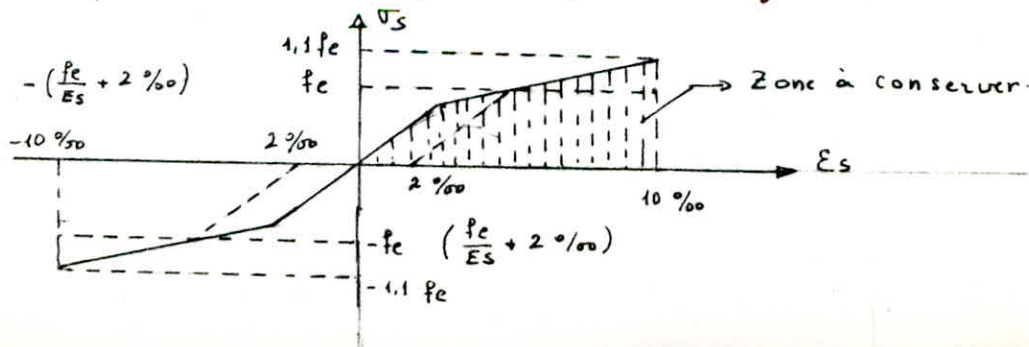
pour Aciers de type 2:

Il se compose de la droite de Hooke de pente 200×10^3 MPa d'une partie courbe pour $\sigma_s \geq 0,7 f_e$.

L'équation dans le repère (ϵ_s, σ_s)

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0,823 \left[\frac{\sigma_s}{f_e} \pm 0,7 \right]^5 \rightarrow \begin{cases} - \text{ pour } \sigma_s \geq 0,7 f_e \\ + \text{ pour } \sigma_s \leq 0,7 f_e \end{cases}$$

le BAEL admet comme diagramme de calcul (contrainte - déformation) une autre représentation ne comportant que des segments de droites.



CHARGES PERMANANTES

Plancher terrasse

- 1 - protection d'etanchéité (gravillon). $e = 5 \text{ cm.}$
- 2 - Etanchéité multicouche.
- 3 - Béton forme de pente. $e = 11 \text{ cm.}$
- 4 - Isolation thermique (liège). $e = 5 \text{ cm.}$
- 5 - Corps creux + table de compression $e = 20 \text{ cm}$
- 6 - Enduit plâtre $e = 2 \text{ cm}$

pois propre du plancher:

- 1- Gravier ($\rho = 1800 \text{ Kg/m}^3$). $1800 \times 0,05 = 90 \text{ Kg/m}^2$
- 2- Etanchéité multicouche 30 Kg/m^2
- 3- Béton forme de pente ($\rho = 2200 \text{ Kg/m}^3$) $2200 \times 0,11 = 242 \text{ Kg/m}^2$
- 4- Isolation thermique (liège) $200 \times 0,05 = 10 \text{ Kg/m}^2$
- 5- Corps creux + table de compression 265 Kg/m^2
- 6- Enduit de plâtre ($\rho = 1700 \text{ Kg/m}^3$) $1700 \times 0,02 = 34 \text{ Kg/m}^2$

$$G = 90 + 30 + 242 + 10 + 265 + 34 = 671 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\text{pour dalle plein } G = 90 + 30 + 242 + 10 + 500 + 34 = 906$$

plancher étage courant :-

pois propre

- 1- carrelage ($\rho = 2200 \text{ Kg/m}^3$) $2200 \times 0,02 = 44 \text{ Kg/m}^2$
- 2- Mortier ($\rho = 2000 \text{ Kg/m}^3$). $2000 \times 0,01 = 20 \text{ Kg/m}^2$
- 3- Sable ($\rho = 1700 \text{ Kg/m}^3$). $1700 \times 0,02 = 34 \text{ Kg/m}^2$
- 4- Corps creux + table de compression. $= 265 \text{ Kg/m}^2$
- 5- Enduit plâtre ($\rho = 1700 \text{ Kg/m}^3$) $1700 \times 0,02 = 34 \text{ Kg/m}^2$
- + cloisons $= 100 \text{ Kg/m}^2$

$$G = 44 + 20 + 34 + 265 + 34 + 100 = 497 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{dalle plein } G = 44 + 20 + 34 + 500 + 34 + 100 = 732$$

Surcharges d'exploitation :-

plancher terrasse :

étage inaccessible sauf entretien

100 Kg/m^2

plancher étage courant :

175 Kg/m^2

Escalier

250 Kg/m^2

Balcons

350 Kg/m^2

Remplissage :

Briques creuses

$e = 25 \text{ cm}$

$\rho = 1400 \text{ Kg/m}^3$

mur extérieurs

Enduit extérieur

$e = 2 \text{ cm}$

$\rho = 2000 \text{ Kg/m}^3$

Enduit intérieur

$e = 1,5 \text{ cm}$

$\rho = 1700 \text{ Kg/m}^3$

predimensionnement

- ossature autostable
- prescriptions relatives au coffrage (R.P.A).

poteau :

doivent vérifier les conditions suivants :-

$$* A = b_1 \times b_2 \geq \frac{K \cdot N}{\sqrt{28}}$$

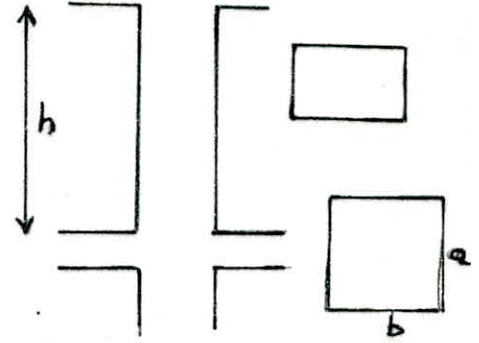
K: Coefficient qui depend de la zone sismique.

(K=4 en zone II)

$$* \min(b_1, b_2) \geq 30$$

$$* \frac{1}{3} \leq \frac{b_1}{b_2} \leq 3$$

$$* \min(b_1, b_2) \geq \frac{h}{20}$$



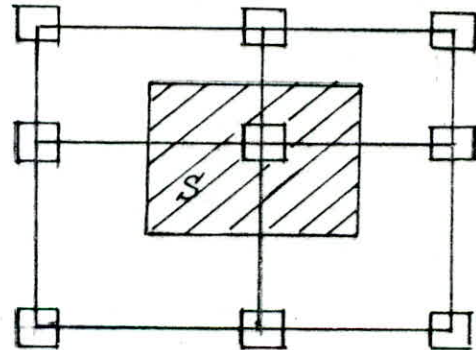
poutres : $b \geq 20$ en zone I et II

$$\frac{a}{b} \leq 3$$

descente de charge :-

poteau interieur

$$\text{Surface } S = 2,7 \left(\frac{3,7}{2} + \frac{5}{2} \right) = 11,745 \text{ m}^2$$



poind du poteau : $3,06 \times 0,5 \times 0,3 = 2500 = 918 \text{ kg}$.

poind du poteau : $2500 \left[2,7 \cdot 0,4 \cdot 0,3 + \frac{3,7}{2} \cdot 0,45 \cdot 0,3 + \frac{5}{2} \cdot 0,45 \cdot 0,3 \right] = 2278,13 \text{ kg}$

terrasse : $C_p = 671 \cdot 11,745 + 2278,125 + 918 = 11077 \text{ kg}$.

$C_s = 100 \times 11,745 = 1174,5 \text{ kg}$.

etage 4 : $C_p = 447 \cdot 11,745 + 2278,125 + 918 = 9033,4 \text{ kg}$.

$C_s = 175 \cdot 11,745 = 2055,38 \text{ kg}$.

etage 3 : $C_p = 9033,4 \quad C_s = 2055,38 \quad \Sigma C_p + C_s = 57221,5 \text{ kg}$.

etage 2 : $C_p = 9033,4 \quad C_s = 2055,38$.

etage 1 : $C_p = 9648,26 \quad C_s = 2055,38$.

on a dans les poteaux $30 \times 50 \quad A = 30 \times 50 \geq \frac{4 \times 57221,5}{270} = 847,72$ Verifie

$\min(30, 50) \geq 30$ Verifie. $\frac{1}{3} \leq \frac{30}{50} \leq 3$ et $\frac{1}{3} \leq \frac{50}{30} \leq 3$

$\min(30, 50) \geq \frac{306}{20} = 15,3$.

predimensionnement des poutres

$$\frac{L}{16} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$b = (0,4 \text{ à } 0,7) h_t$$

h_t : hauteur totale de la poutre
 L : portée de la poutre prise entre nus intérieurs des appuis.
 b : largeur de la poutre.

hauteur de la poutre dans le sens longitudinal :-

on considere la plus grande portée qui est egal à 2,70 d'où

$$16,87 \leq h_t \leq 27$$

$$b = (12-21) \text{ cm.}$$

d'après le RPA 81 les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après

- on a Zone II
- 1) $b \geq 20 \text{ cm}$
 - 2) $h \geq 30 \text{ cm}$
 - 3) $\frac{h}{b} \leq 3$

on prend $h_t = 35 \text{ cm.}$ $b = 30 \text{ cm.}$

hauteur de la poutre transversale :-

on considere la plus grande portée qui

est egal à 4,9 d'où $30,62 \leq h_t \leq 49$

on prend $h_t = 45 \text{ cm}$ $b = 18 \text{ à } 31,5$

$b = 30 \text{ cm}$

les dimensions des poutres verifient les condition de RPA 81.

- On a fait le predimensionnement suivant le RPA on a trouvé une section du poteau 50×50 , après avoir calculer les efforts horizontaux dues -aux seismes on a trouvé dans certain niveau des poteaux des ferrailage qui dépassent le maximum donné par le RPA 81 (4% de la section du beton).
 alors on a fait un changement des sections comme suit.

- Niveau I et II 50×50
- Niveau III et IV 40×50
- Niveau V et VI 30×50

le changement des dimensions des poteaux va entrainer une redistribution des efforts -aux nœuds entre les traverses (poutres) et les montants (poteaux) autrement dit.

- un soulagement relatif des poutres
- un surcroit d'efforts sur les poteaux

Neanmoins il est à penser que le surcroit d'effort sera absorbé par l'augmentation des dimensions des poteaux qui a été operé.

ETUDE AU SEISME

Introduction:

une grande partie du territoire algérien est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses d'ordre sismique d'intensité suffisante pour causer d'importants dommages et/ou ruines des structures, à moins que celles-ci ne soient conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces effets, c'est dans ce but que le D.T.U et le C.T.C ont mis au point les règlements suivants: Règles PS 69, Complément du CTC aux règles PS 69 et le "R.P.A 81".

Principe de calcul:-

Dans la conception des présents règlements cités ci-dessus, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal, les forces sismiques horizontales équivalentes sont considérées appliquées successivement dans deux directions orthogonales choisies par le projecteur; Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

Remarque:-

Notre bâtiment satisfait toutes les conditions données par l'article 3.2.11 du R.P.A 81 pour pouvoir utiliser la méthode statique

Détermination des charges sismiques:-

les charges sont supposées concentrées au niveau des poutres - ancrées on notera G - charges permanentes
P - Surcharges.

Niveau I:-

Surface du plancher $S = 275,45 + 16,38 = 291,83 \text{ m}^2$

charge permanente G.

- plancher terrasse $291,83 \times 0,671$

- l'acrotère $2,5 [0,1 \times 0,6 \times 17,9 + 0,4 \times 0,1 \times 60,4]$

- retombe des poutres: $2,5 [10 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,5 + 10 \times 0,3 \times 0,3 \times 4,8] + 26 [0,15 \times 0,3 \times 2,7 + 6 \times 1,3 \times 0,3 \times 0,3 + 3 \times 0,3 \times 0,1 \times 2,7] \cdot 2,5 =$

$$G = 195,81 + 8,8 + 28,935 + 17,215 = 250,855$$

$$P = 291,83 \times 0,1 = 29,183 \text{ t}$$

etage courant : Niveaux IV - III - II

- charges permanentes : - surface du plancher 244,23 + 16,38
- plancher (244,23 + 16,38) . 0,497 - - - - - 129,523 +
- Escalier :
- Volee : 5,28 x 1,302 = 6,87 t
- palier : 8,775 x 795 = 6,976 t } - - - - - 13,846 +
- 13,846
- retombe' du poutre d'escalier - - - - - 0,81 +
- 2(0,3 x 0,2 x 2,7 x 2,5)
- poteau - - - - - 34,43 t
- mur exterieur - - - - - 94,085 +
- mur interieur - - - - - 46,5334 +
- retombe' des ailes poutres - - - - - 28,935 t

G = 129,523 + 13,846 + 0,81 + 34,43 + 94,085 + 46,5334 + 28,935
 = 348,1624

P = (5,28 + 8,775) x 0,250 + 244,25 x 0,175 + 16,38 x 0,350
 = 51,987

Niveau I

calcul au vent = 1,3 x 3,3 x 0,15 x 2,5 + 0,015 x 1,4 x 3,3 x 1,3 = 1,698 t

G = 348,1624 + 1,698 = 349,86 t

P = 51,987 + 0,1 x 1,3 x 3,3 = 52,416 t

ETUDE AUX REGLES PS 69

PS 69 + complement CTC

les systemes equivalents resultent de la combinaison

- d'un systeme de forces elementaires horizontales SH
- d'un systeme de forces elementaires verticales SV
- d'un systeme de couples de torsion d'ensemble d'axe vertical ST

$$S_H = \sigma_H \cdot W \quad ; \quad S_V = \pm \sigma_V \cdot W$$

avec $\sigma_H = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$: coefficient sismique de l'element considere
 $\sigma_V = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \sigma_H$: coefficient sismique vertical
 pour $\alpha < 1$ $\sigma_V = \sigma_H$

W : poids des charges permanentes et surcharge propres à l'element

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

Coefficient sismique dans la direction horizontale

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

dans cette formule $\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$ sont des coefficients

Sans dimension denommes respectivement :-

- coefficient d'intensite
- coefficient de reponse
- coefficient de distribution
- coefficient de fondation

ces coefficients sont definie clairement dans les (art 3.112 - 12) jusqu'a (3.112 - 15) des regles PS 69

- $\alpha = 1,5$ (= 1,8 d'apres CTC) zone de forte sismicite III
- $\alpha = 1$ zone de moyenne sismicite II
- $\alpha = 0,5$ zone de faible sismicite I

Notre batiment "d'habitation" se situe dans la categorie de l'Amortissement moyenne "zone II" En Sour et GHOUZLAN

T = etant la periode du batiment $\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}}$ max $\beta = 0,13$
 il presente une symetrie dans le sens longitudinal et dissymetrie dans l'autre sens

La periode de celui ci sera donc determinee par la formule forfaitaire donnee par les regles PS 69 et le RPA 81

ona un contreventement par ossature autostable de beton Arme

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

H : hauteur du batiment

L : dimension en plan du batiment

$L_x = 27,40 \text{ m}$ $H = 12,19 \text{ m}$
 $L_y = 9,65 \text{ m}$

suivant L_x $T = 0,2$ $\beta_x = 0,14$ on prend $\beta_x = 0,13$
 suivant L_y $T = 0,35$ $\beta_y = 0,12$

$\delta = 1,5$ terrain de consistance moyenne, semelle superficielle
 $\alpha = 1,0$ zones de moyenne seismicite'

$\sigma_{Hx} = \alpha \cdot \beta_x \cdot \delta \cdot \gamma = 1 \cdot 0,13 \cdot 1,15 \cdot \gamma = 0,150 \gamma$

$\sigma_{Hy} = \alpha \cdot \beta_y \cdot \delta \cdot \gamma = 1 \cdot 0,12 \cdot 1,15 \cdot \gamma = 0,138 \gamma$

$\sigma_v = \max[\sigma_{Hx}, \sigma_{Hy}] = \sigma_{Hx} = 0,150 \gamma$

les valeurs de γ et σ sont representees par le tableau suivant

NIV	z(m)	z ²	M(t)	z · M	z ² · M	$\frac{\sum Mz}{\sum z^2}$	h(m)	γ	σ_{Hx}	σ_{Hy}	σ_v
V	15,9	252,81	256,76	4082,48	64911,50	0,11	15,9	1,75	0,26	0,24	0,26
IV	12,89	166,15	358,56	4621,83	59574,75	0,11	12,89	1,42	0,21	0,19	0,21
III	9,88	97,61	358,56	3542,57		0,11	9,88	1,09	0,16	0,15	0,16
II	6,87	47,2	358,56	2463,30	16924	0,11	6,87	0,76	0,14	0,1	0,11
I	4,26	18,15	360,26	1534,70	6538,72	0,11	4,26	0,47	0,07	0,06	0,07

les valeurs de γ sont evaluees a l'aide de la formule

$$\gamma(h) = h \cdot \frac{\sum z \cdot M(z)}{\sum z^2 \cdot M(z)}$$

avec $M(z)$ = masse concentree a la cote z

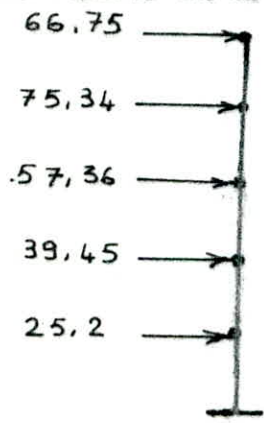
FORCE SISMIQUE

on remarquera que $\sigma_v = \sigma_{Hx}$

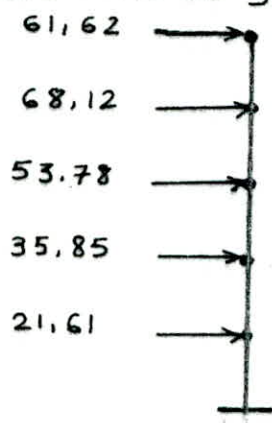
$W_V = G + \frac{P}{5} = 250,86 + \frac{29,48}{5} = 256,76 \text{ t}$
 $W_{IV} = 348,16 + \frac{52}{5} = 358,56 \text{ t}$
 $W_{III} = \text{---} = 358,56 \text{ t}$
 $W_{II} = \text{---} = 358,56 \text{ t}$
 $W_I = \text{---} = 360,26 \text{ t}$

NIV	w(t)	Γ_{Hx}	Γ_{Hy}	Γ_v	F _{Hx}	F _{Hy}	F _v
V	256,76	0,26	0,24	0,26	66,75	61,62	66,75
IV	358,56	0,21	0,19	0,21	75,30	68,12	75,30
III	358,56	0,16	0,15	0,16	57,36	53,78	57,36
II	358,56	0,11	0,1	0,11	39,45	35,85	39,45
I	360,26	0,07	0,06	0,07	25,2	21,61	25,2

Suivant sens de x



Suivant sens de y



modélisation sous forme de console

ETUDE A LA TORSION

CALCUL du CENTRE de TORSION du PLANCHER

$$x_T = \frac{\sum I x_i \cdot x_i}{\sum I x_i}$$

$$y_T = \frac{\sum I y_i \cdot y_i}{\sum I y_i}$$

I_x, I_y : moment d'inertie du poteau du plancher considéré suivant l'une ou l'autre des deux direction.
ce moment d'inertie est calculé par rapport à un axe passant par le c.d.g du poteau considéré

$$I_x = \frac{30 \cdot (50)^3}{12} = 3,125 \cdot 10^3 \text{ m}^4 \quad I_y = \frac{50 \cdot (30)^3}{12} = 1,125 \cdot 10^3 \text{ m}^4$$

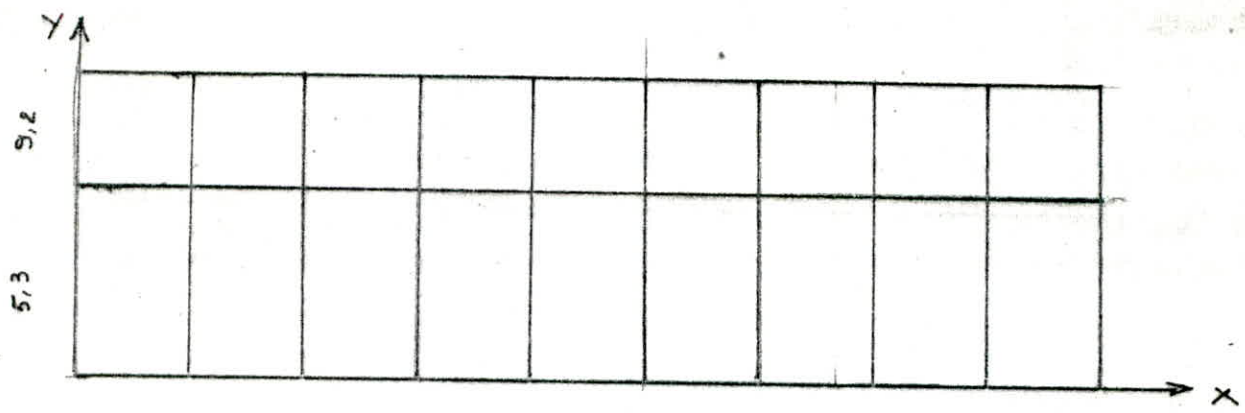
tous les poteaux sont identique et ayant même moment d'inertie

$$x_T = \frac{3,125 \cdot 10^5 \cdot 3 (15 + 315 + 615 + 915 + 1215 + 1515 + 1815 + 2115 + 2415 + 2715)}{30 \cdot 3,125 \cdot 10^5}$$

$$x_T = 13,80$$

$$y_T = \frac{1,125 \cdot 10^5 (250 + 5550 + 9450)}{30 \cdot 1,125 \cdot 10^5} = 5,08$$

$$y_T = 5,08 \quad , \quad x_T = 13,80$$



CALCUL DU CENTRE DE CHARGE POUR PLANCHER COURANT

Les coordonnées de centre de charges sont données par les formules classiques:

$$x = \frac{\sum q_i S_i X_i}{\sum q_i S_i}, \quad y = \frac{\sum q_i S_i Y_i}{\sum q_i S_i}$$

q_i : charges en t/m^2

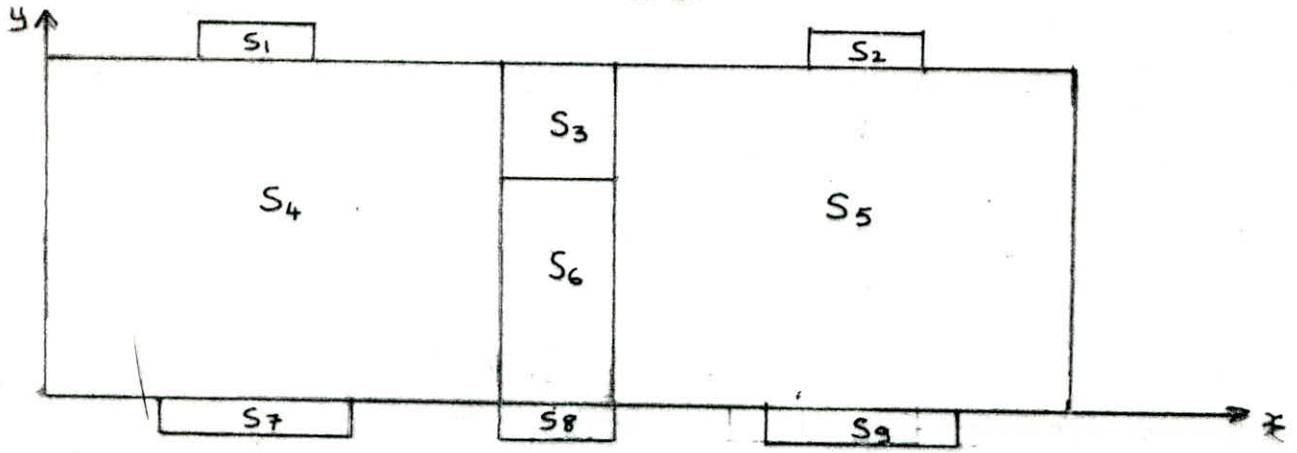
S_i : surface considérée

Y_i : distance entre l'axe x et le centre de charge de chaque surface considérée

X_i : distance entre l'axe y et le centre de charges de chaque surface considérée.

dans notre cas la charge est uniformément répartie alors on peut écrire:

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}, \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$



N°	S_i	X_i	Y_i	$\sum X_i S_i$	$\sum Y_i S_i$	$\sum S_i$	X_G	Y_G
1	4,29	7,75	9,95	4066	1365,42	295,71	13,80	4,61
2	4,29	19,75	9,95					
3	14,52	13,75	7,5					
4	116,4	6,25	4,85					
5	116,4	21,25	4,85					
6	19,14	13,75	2,9					
7	8,19	6,25	-0,65					
8	4,29	13,75	-0,65					
9	8,19	21,25	-0,65					

TORSION ACCIDENTELLE :-

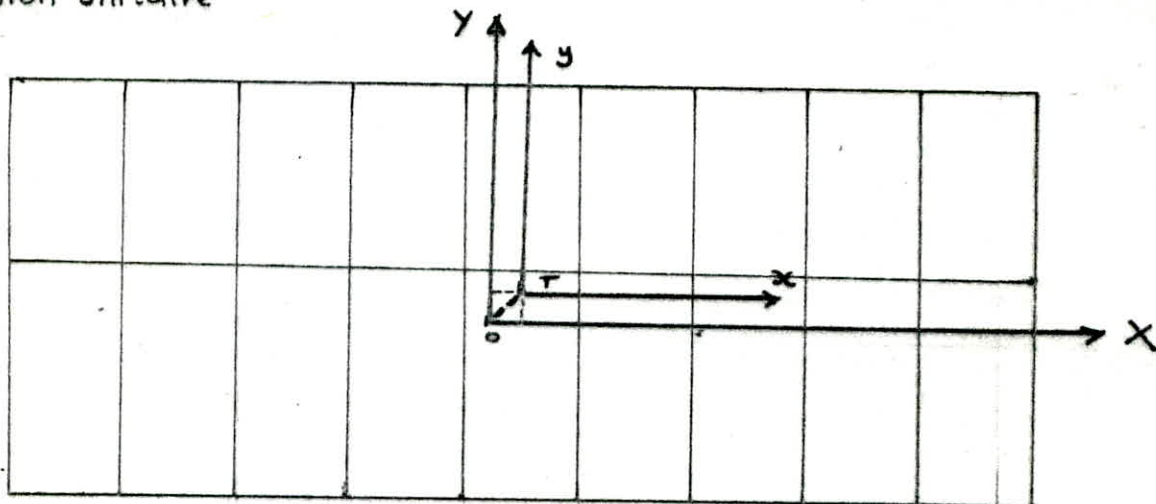
dimension du bâtiment :-

elle est de 5% de la plus grande

$$L = 27,4 \quad e = 5\% \cdot 27,4 = 1,37 \text{ m}$$

$$e = 5,08 - 4,61 = 0,47 \text{ m} < 5\% L = 1,37 \text{ m}$$

- Détermination des force horizontales dues à la Torsion accidentelle
on déterminera en premier lieu les forces horizontales dues à un moment de torsion unitaire



$$F_{Tx} = K \cdot I_x \cdot y \text{ suivant } x ; \quad F_{Ty} = K \cdot I_y \cdot x \text{ suivant } y$$

K : coefficient de proportionnalité de niveau.

I_x : moment d'inertie du poteau considéré (par rapport à l'axe passant par son centre de gravité)

x, y coordonnées du poteau considéré par rapport le repère (x, y)

- calcul des coefficient de proportionnalité K unitaire
on calculera les K pour un moment de torsion unitaire par rapport au point T

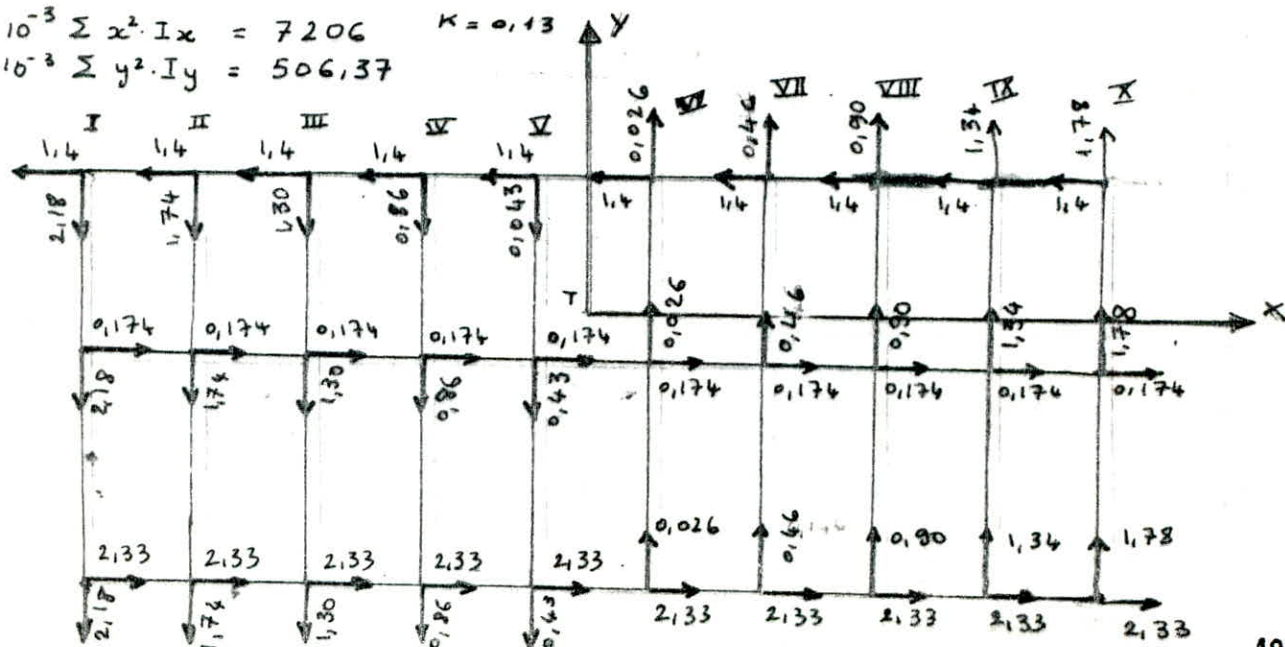
$$K = \frac{1 \text{ t.m}}{\sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2}$$

on a trois fil du poteau A, B, C

	x	y	x ²	y ²	I _x · 10 ⁻³	I _y · 10 ⁻³	Δx ² · I _x · 10 ⁻³	y ² · I _y · 10 ⁻³
A I	-14,92	3,47	222,300	12	3,125	1,125	695,62	13,5
A II	-11,92	3,47	142,08	12	3,125	1,125	443	13,5
A III	-8,92	3,47	79,56	12	3,125	1,125	248,62	13,5
A IV	-5,92	3,47	35	12	3,125	1,125	109,37	13,5
A V	-2,92	3,47	8,52	12	3,125	1,125	26,62	13,5
A VI	0,18	3,47	0,032	12	3,125	1,125	0,1	13,5
A VII	3,18	3,47	10,11	12	3,125	1,125	31,60	13,5
A VIII	6,18	3,47	38,2	12	3,125	1,125	119,37	13,5
A IX	9,18	3,47	84,27	12	3,125	1,125	263,34	13,5
A X	12,18	3,47	148,35	12	3,125	1,125	463,60	13,5
B I	-14,92	-0,43	222,60	0,184	3,125	1,125	695,62	0,207
B II	-11,92	-0,43	142	0,184	3,125	1,125	443,75	0,207
B III	-8,92	-0,43	79,56	0,184	3,125	1,125	248,62	0,207
B IV	-5,92	-0,43	35	0,184	3,125	1,125	109,37	0,207
B V	-2,92	-0,43	8,52	0,184	3,125	1,125	26,62	0,207
B VI	0,18	-0,43	0,032	0,184	3,125	1,125	0,1	0,207
B VII	3,18	-0,43	10,11	0,184	3,125	1,125	31,60	0,207
B VIII	6,18	-0,43	38,2	0,184	3,125	1,125	119,37	0,207
B IX	9,18	-0,43	84,27	0,184	3,125	1,125	263,34	0,207
B X	12,18	-0,43	148,33	0,184	3,125	1,125	463,6	0,207
C I	-14,92	-5,73	222,60	32,83	3,125	1,125	695,62	36,93
C II	-11,92	-5,73	142	32,83	3,125	1,125	443,75	36,93
C III	-8,92	-5,73	79,56	32,83	3,125	1,125	248,62	36,93
C IV	-5,92	-5,73	35	32,83	3,125	1,125	109,37	36,93
C V	-2,92	-5,73	8,52	32,83	3,125	1,125	26,62	36,93
C VI	0,18	-5,73	0,032	32,83	3,125	1,125	0,1	36,93
C VII	3,18	-5,73	10,11	32,83	3,125	1,125	31,60	36,93
C VIII	6,18	-5,73	38,2	32,83	3,125	1,125	119,37	36,93
C IX	9,18	-5,73	84,27	32,83	3,125	1,125	263,34	36,93
C X	12,18	-5,73	148,33	32,83	3,125	1,125	463,62	36,93

$$10^{-3} \sum x^2 \cdot I_x = 7206 \quad K = 0,13$$

$$10^{-3} \sum y^2 \cdot I_y = 506,37$$



ETUDE AU RPA '81

le système de contreventement est assuré par une structure à nœuds rigides (structure autostable) qu'on étudie d'après le RPA 81.

- Calcul des forces sismique

supposons que toutes les forces sismiques sont propagé latéralement. les forces sismiques horizontales n'agissent pas simultanément dans les deux directions principales de la structure suivant la formule de l'article 3.3.1 du RPA 81.

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$$

V = force horizontale totale.

La force verticale \rightarrow à terminer

A = coefficient d'accélération des zones :- représente l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure et des niveau de risque.

il dépend du groupe d'usages et de la zone sismique.

- groupe d'usage : 2
- zone sismique : II } du tableau $\rightarrow A = 0,15$

D = facteur d'amplification dynamique moyen :- il est fonction de la période de la structure du nature du sol et de l'amortissement de la structure

on a un bâtiment autostable alors il est capable de reprendre à 100 % les forces horizontales.

$$H = 16,30$$

$$L = 27,40$$

dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique.

sol meuble

$$T = \frac{0,09 \times 16,30}{\sqrt{27,40}} = 0,28$$

$$T_x = 0,28$$

$$D = 2$$

dans l'autre sens

$$H = 16,30$$

$$L = 11,50$$

$$T = \frac{0,09 \times 16,30}{\sqrt{11,5}} = 0,43$$

$$T_y = 0,43$$

$$D = 2$$

B : facteur de comportement de la structure.

$B = \frac{1}{4}$: structure autostable constitué uniquement de poteaux et poutres capables de reprendre la totalité des efforts.

Q: facteur de qualité du système de contreventement d'une structure est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système de ses symétries en plan et de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

pend de l'observation ou non P_q : c'est la pénalité qui du critère de qualité q

sens transversal $Q = 1 + (0,1 + 0 + 0 + 0 + 0,1 + 0,1) = 1,3.$

sens longitudinal $Q = 1 + (0 + 0,1 + 0 + 0 + 0,1 + 0,1) = 1,3.$

$$V = 0,15 \times 2 \times \frac{1}{4} \times 1,1 \cdot W$$

$\frac{1}{2}$ pd. poteau.

$$W = 250,855 + (348,1624) \times 3 + 349,86 + 2,86 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 2,5 \cdot 30 + 10 (0,3 \cdot 0,5 \cdot 9,7) + 27 [0,35 - 0,3 \cdot 3] = 1684,35$$

P. de poutre R.D.C

$$V = 0,15 \cdot 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,1 \cdot 1684,35 = 164,23 t.$$

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad F_t = 0 \quad \text{car } T_x, T_y < 0,7 S.$$

L'effort horizontal total V doit être distribué sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_k = \frac{(V - F_t) \cdot w_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i}$$

F_k : effort horizontal au niveau k.

$w_{i,k}$: partie de w se trouvant au

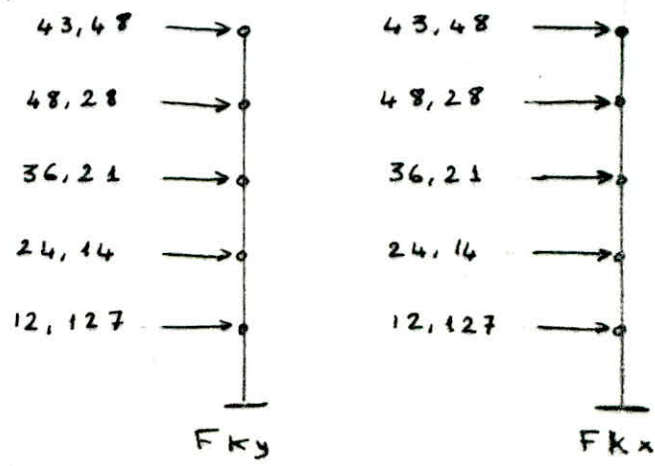
niveau considéré

NIV	$h_i = h_k$	$w_i = w_k$	$w_k \cdot h_k$	F_{kx}	F_{ky}
1	3,06	349,86	1070,57	12,127	12,127
2	6,12	348,16	2130,74	24,14	24,14
3	9,18	348,16	3196,12	36,21	36,21
4	12,24	348,16	4261,48	48,28	48,28
5	15,3	250,86	3838,16	43,48	43,48

$$V = 164,23$$

$$\sum w_i h_i = 14497,07$$

La modélisation sous forme de console.



- F_{kx} : effort horizontal au niveau k suivant le sens x

F_{ky} : effort horizontal au niveau k suivant le sens y

Effet du couple de TORSION UNITAIRE

l'effet du couple de torsion d'axe vertical passant par T se réduit à une rotation du plancher autour du point T. Le déplacement subi par la Tête du poteau de coordonnées (x; y) a pour Composantes -Ky et Kx.

Soit I : le moment d'inertie du poteau de coordonnées (x, y). les actions horizontales sont -K.I.y (suivant x) et K.I.x (suivant y).

un couple de torsion de 1 t.m appliqué en (T) développe dans l'ossature les efforts reportés sur la figure ci-dessus ($\times 10^3$).

par exemple : poteau A VII
 $K I_y x = 0,13 \cdot 1,125 \cdot 3,18 = 0,46$
 $K I_x y = 0,13 \cdot 3,125 \cdot 3,47 = 1,4$

Remarque:-

les forces représentées sur la figures ci-dessus sont pour un couple de torsion unitaire. on aura à considérer les moments de Torsion réels donnés par $M = F_H \cdot e$ donc pour avoir la force de torsion réelle il faudra multiplier les forces de torsion unitaire (représentées sur les figures ci-dessus) par le moment de torsion réel M.

Moments de Torsion réels

NIV	PS 69 + CTC		RPA 81	
	Couple de torsion (t.m)		Couple de torsion (t.m)	
	suivant x	suivant y	suivant x	suivant y
V	91,45	84,42	59,57	59,57
IV	103,16	93,32	66,14	66,14
III	78,58	73,67	49,60	49,60
II	54,05	49,11	33,07	33,07
I	34,5	29,60	16,61	16,61

$M = F_H \cdot e$
 $M = F_{kx} \cdot 1,37$

Forces horizontales dans les portiques.

1 - Longitudinale :-

on a 8 portique longitudinale on fera reprendre le $\frac{1}{3}$ de la force totale par chaque portique

2 - transversal :-

on a 10 portique transversal on fera reprendre le $\frac{1}{10}$ de la force totale par chaque portique.

Force horizontal dans les portique.

Niv	PS + Comp CTC		RPA 81	
	portique long sens x		portique long sens x	
	Force de niveau	Force de portique	Force de niveau	Force de portique
V	66,75	22,25	43,48	14,5
IV	75,34	25,113	48,28	16,09
III	57,36	19,12	36,21	12,07
II	39,45	13,15	24,14	8,05
I	25,2	8,4	12,127	4,04

Niv	PS + Comp CTC		RPA 81	
	portique transv sens y		portique transv sens y	
	Force de niveau	Force de Portique	Force de niveau	Force de portique
V	61,62	6,162	43,48	4,35
IV	68,12	6,812	48,28	4,83
III	53,78	5,38	36,21	3,62
II	35,85	3,59	24,14	2,42
I	21,61	2,16	12,127	1,2

explication :

Forces additionnelles dans les portiques suivant le.
PS 69 + Comp CTC

Niv Portique	V	IV	III	II	I
A	1,28	1,44	1,10	0,76	0,483
B	0,16	0,18	0,14	0,09	0,06
C	2,13	2,4	1,83	1,26	0,80
I	0,55	0,61	0,48	0,32	0,19
II	0,44	0,49	0,38	0,26	0,15
III	0,33	0,36	0,29	0,19	0,12
IV	0,22	0,24	0,19	0,13	0,076
V	0,1	0,12	0,09	0,06	0,04
VI	$6,58 \cdot 10^3$	$7,28 \cdot 10^3$	$5,75 \cdot 10^3$	$3,83 \cdot 10^3$	$2,31 \cdot 10^3$
VII	0,037	0,04	0,032	0,022	0,013
VIII	0,23	0,25	0,12	0,133	0,08
IX	0,34	0,37	0,30	0,20	0,12
X	0,45	0,50	0,39	0,26	0,16

Exemple de calcul portique A Niveau V et portique I niveau V
 $10 \times 1,4 \cdot 10^{-3} \cdot 91,45 = 1,28$
 $3 \times 2,18 \cdot 10^{-3} \cdot 84,42 = 0,55$

Forces additionnelles dans les portiques suivant le
RPA 81

Niv Portique	V	IV	III	II	I
A	0,84	0,93	0,69	0,47	0,23
B	0,104	0,12	0,086	0,055	0,029
C	1,39	1,54	1,15	0,77	0,38
I	0,38	0,44	0,33	0,22	0,11
II	0,31	0,34	0,26	0,18	0,086
III	0,23	0,26	0,19	0,13	0,068
IV	0,15	0,17	0,13	0,085	0,043
V	0,076	0,085	0,064	0,043	0,022
VI	$4,65 \cdot 10^3$	$5,16 \cdot 10^3$	$3,87 \cdot 10^3$	$2,58 \cdot 10^3$	$1,3 \cdot 10^3$
VII	0,026	0,029	0,022	0,014	$7,3 \cdot 10^3$
VIII	0,16	0,18	0,134	0,089	0,045
IX	0,24	0,24	0,20	0,13	0,07
X	0,32	0,32	0,26	0,18	0,09

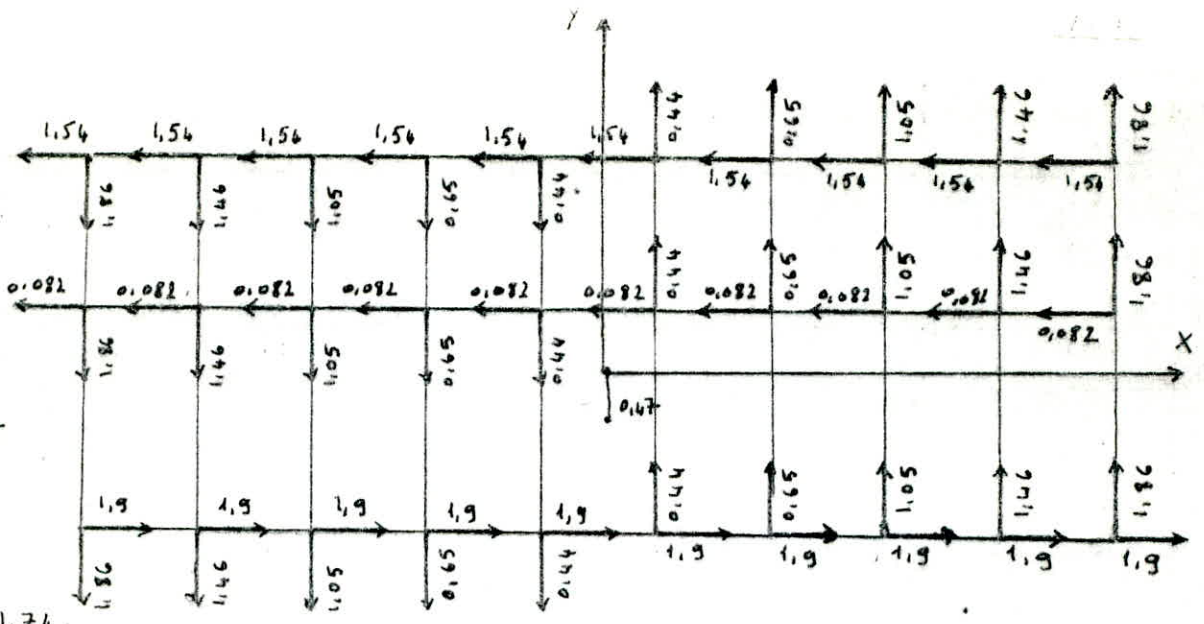
Exemple de calcul.

portique A Niveau V $10 \times 1,4 \cdot 10^{-3} \times 59,57 = 0,84$

portique I Niveau V $3 \times 2,18 \times 59,57 \cdot 10^{-3} = 0,38$

La force horizontale totale egale a la force de niveau plus la force additionnelle. on trouve que les portique symetriques ont a peu pres les même valeurs

$x \cdot 10^3 = 3,125$
 $y \cdot 10^3 = 1,125$
 $\sum x^2 \cdot I_x = 7534,5$
 $\sum y^2 \cdot I_y = 481,74$



$c = 0,12$

PS 69

NIV	Couple de torsion (t.m)	
	Suivant x	Suivant y
V	31,37	29,96
IV	35,39	32
III	26,96	25,27
II	18,54	16,85
	11,84	10,15

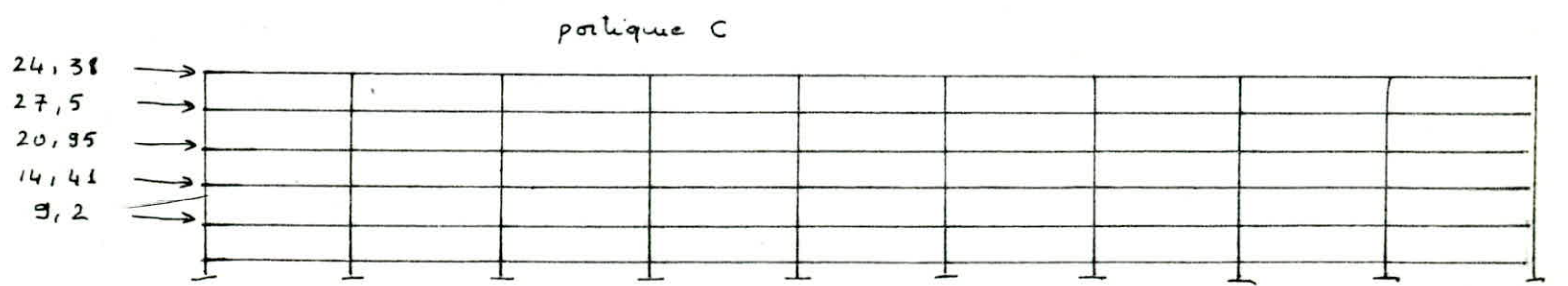
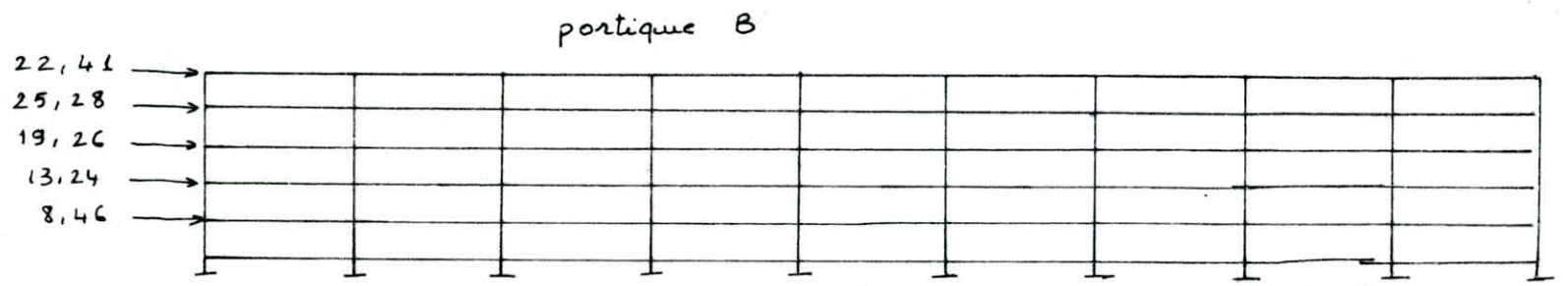
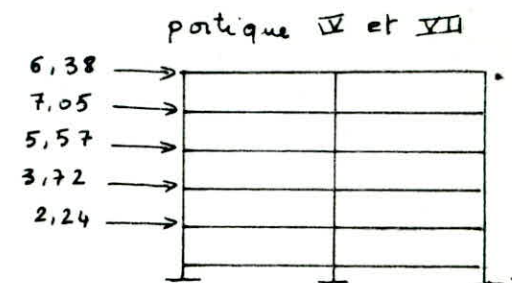
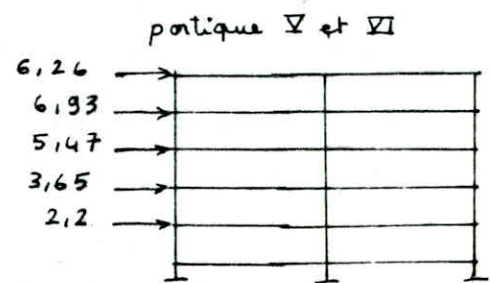
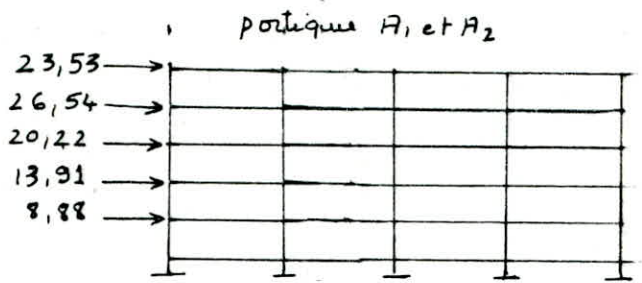
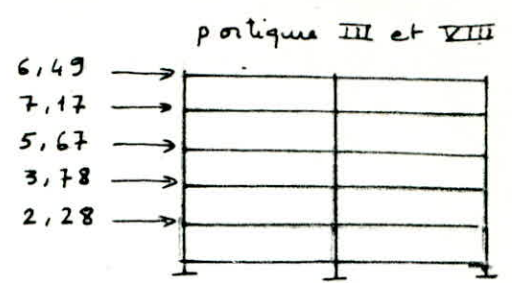
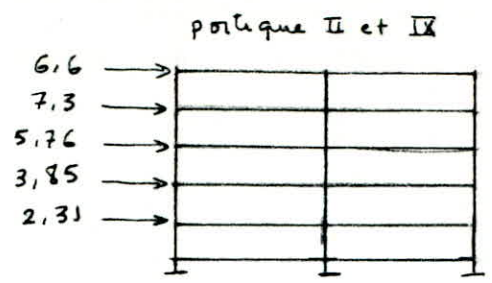
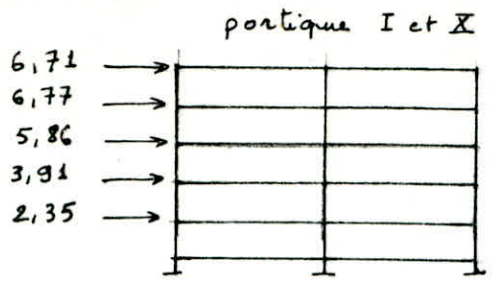
$M = F_H \cdot e$

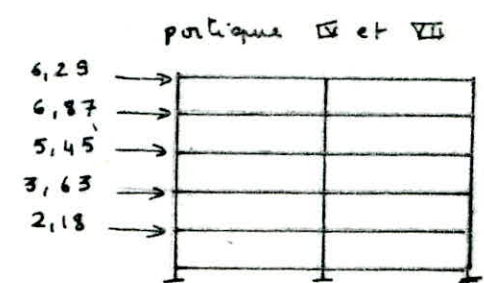
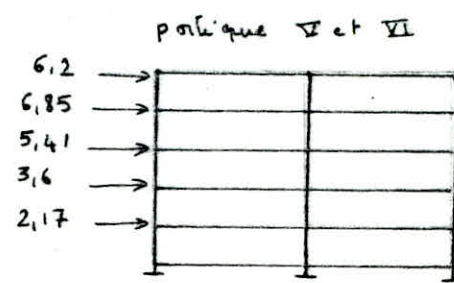
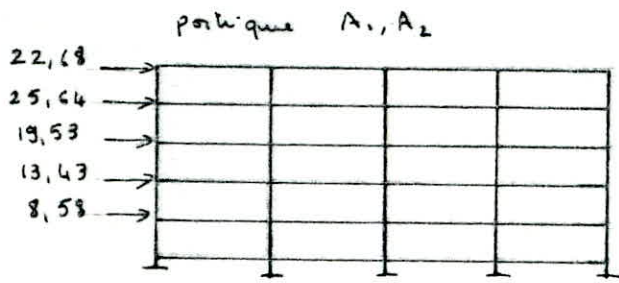
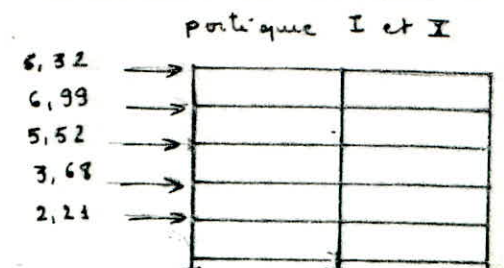
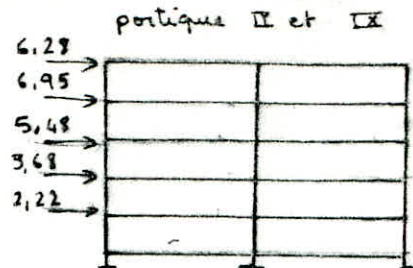
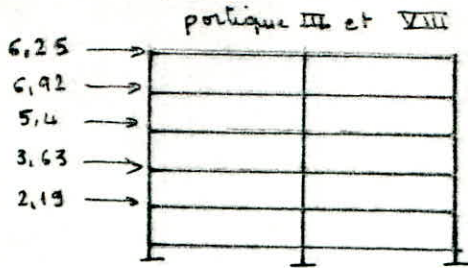
Force additionnelles dans les PORTIQUES

NIV	PORTIQUES							
	I	II	III	IV	V	A	B	C
V	0,161	0,126	0,091	0,056	0,038	0,483	0,025	0,596
IV	0,178	0,140	0,11	0,062	0,042	0,545	0,029	0,672
III	0,141	0,110	0,079	0,049	0,033	0,415	0,022	0,512
II	0,094	0,073	0,053	0,032	0,022	0,285	0,015	0,352
I	0,056	0,044	0,032	0,0198	0,013	0,182	0,01	0,225

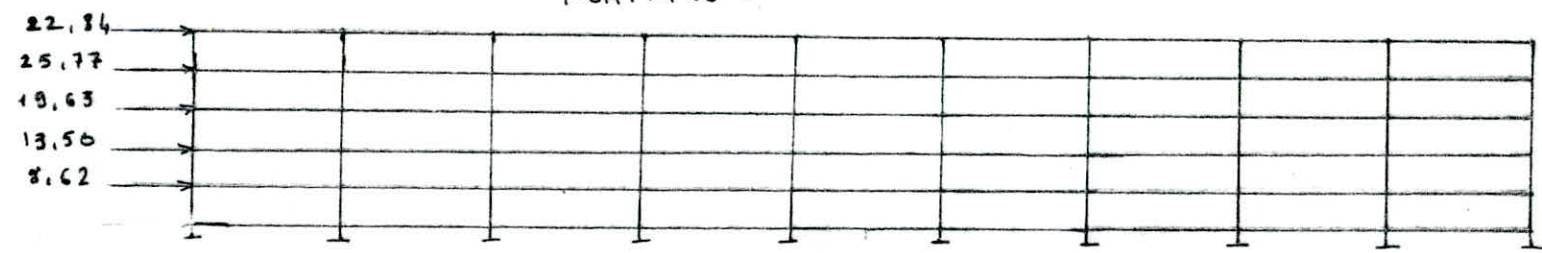
On maintient les valeurs maximale entre 2 portiques symétriques pour les force horizontal totale.

PS 69 + CTC

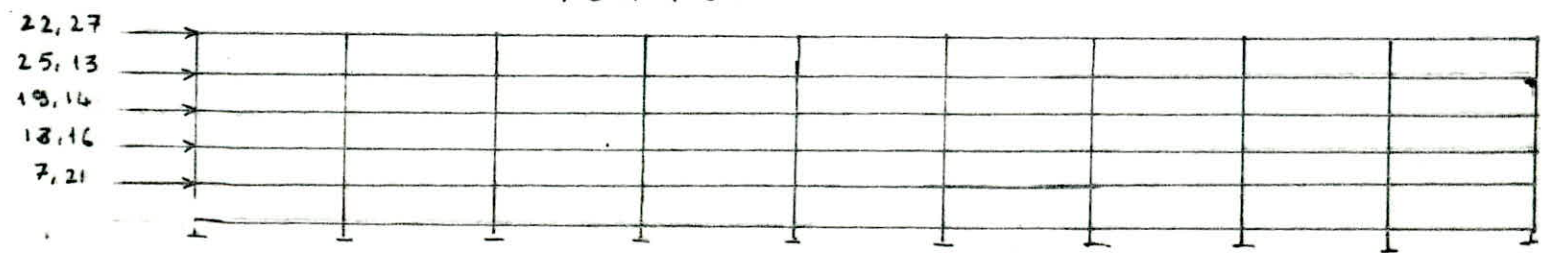




PORTIQUE C

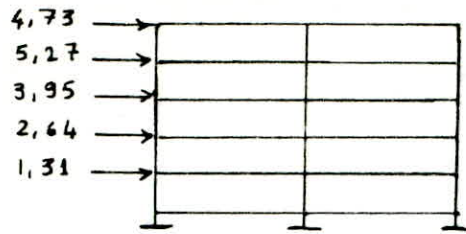


PORTIQUE B

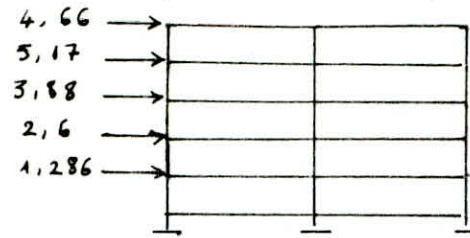


FORCE HORIZONTAL SUIVANT IC
PS 69

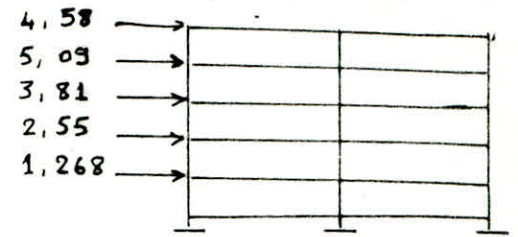
portique I et IX



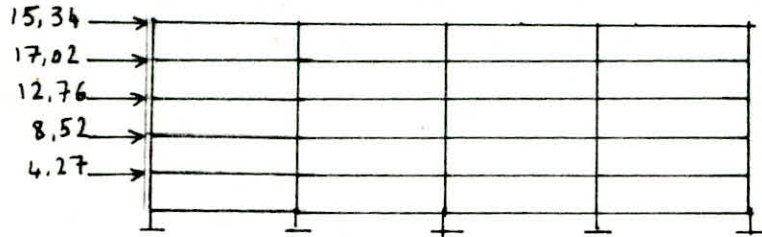
portique II et IX



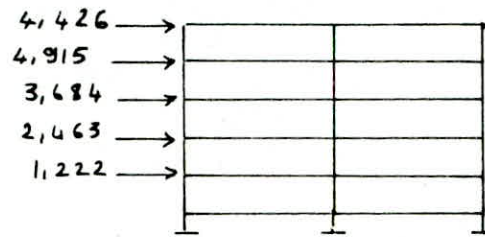
portique III et VIII



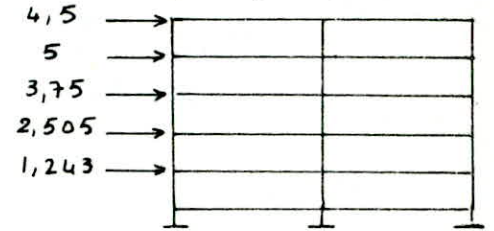
portique A₁ et A₂



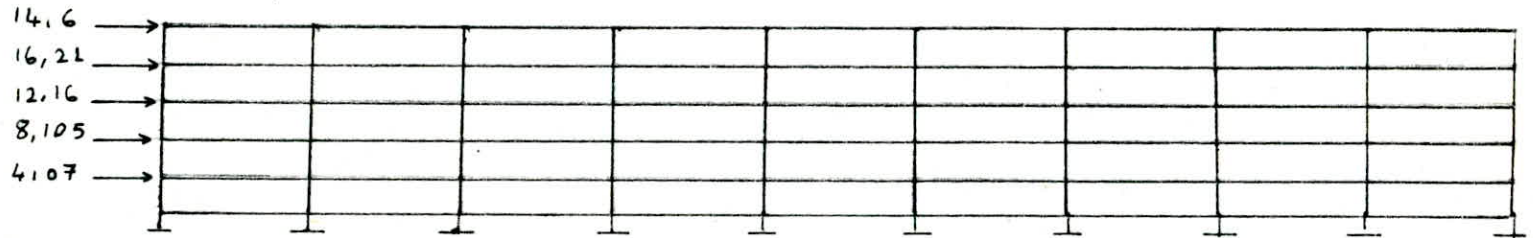
portique V et VI



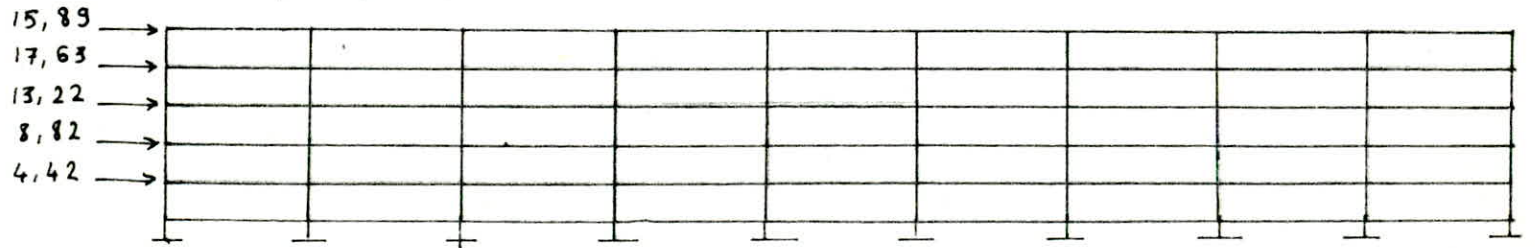
portique IV et VII



portique B



portique C



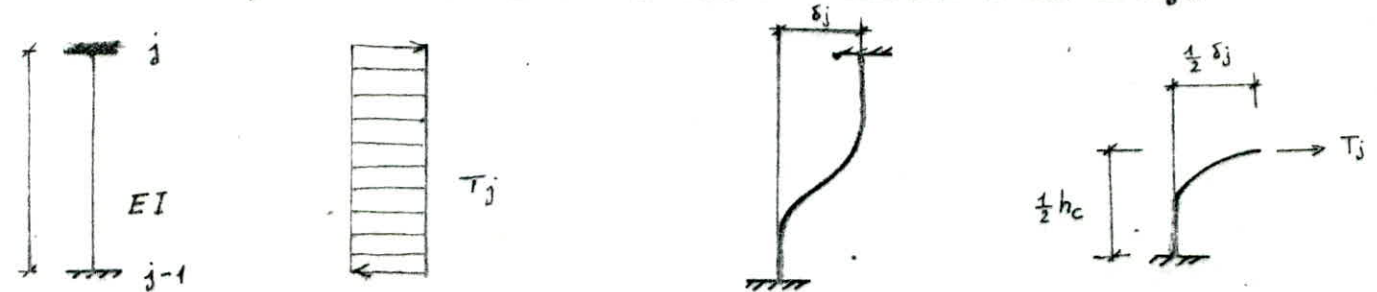
Force horizontale avec

RPA 81

CALCUL DES DEFORMATION HORIZONTALE

Nous allons effectuer la démonstration pour le cas d'un seul poteau mais les conclusions sont valables quelque soit le nombre de poteaux
Nous étudierons un poteau au niveau "j" dont la hauteur de calcul est h_c et le moment d'inertie I

on supposera que le poteau est parfaitement encasté aux extrémités on rappellera que l'effort tranchant de niveau, dans le cas de forces concentrées agissant au niveau des planchers, est constant sur la hauteur d'un étage.



l'effort tranchant T_j produit un déplacement δ_j des extrémités du poteaux
à mi hauteur, la courbure de la ligne élastique du poteau est nulle et donc $M=0$ la relation entre T_j et δ_j s'écrit alors comme pour une console sollicitée par une force concentrée à l'extrémité:

d'où
$$\frac{\delta_j}{2} = \frac{(\frac{1}{2} h_c)^3 \cdot T_j}{3EI} \quad \delta_j = \frac{T_j \cdot h_c^3}{12 \cdot EI}$$

T_j étant l'effort tranchant de niveau

avec $E = 21000 \sqrt{\sigma_c} = 21000 \sqrt{1,2 \cdot 270} = 378000 \text{ Kg/cm}^2$.

h_c : la hauteur de calcul = distance entre la face supérieure de la poutre inférieure et la face inférieure de la poutre supérieure plus $\frac{1}{2}$ de la dimension du poteau dans le plan du poteau.

$h_c = h_e + \frac{1}{2} h \text{ poteau}$

GENERALISATION

pour un niveau composé de n poteaux la formule devient

$$\delta_j = \frac{T_j \cdot h_c^3}{12 E \cdot \sum_{i=1}^n I_i}$$

on déterminera les déplacements des niveaux de notre bâtiment en Zone II puis on extrapolera nos résultats en zone I et III
les déplacements seront donc calculés pour les 3 Zones suivant les 3 règlements

Déplacements admissibles

- Regles PS 69 $\bar{\delta} = \frac{\sqrt{\alpha}}{1000} \cdot h$ Art 3.22
- Regles PS 69 + C.T.C $\bar{\delta} = \frac{2}{1000} \cdot h$ Complément C.T.C
- Regles R.P.A 81 $\bar{\delta} = 0,0075 \cdot h$ Art 3.3.7.1

N.B : $h =$ hauteur de l'étage = 3,06 m
tous les niveaux ayant même h_c

$$h_{cx} = 306 - 50 + \frac{1}{2} \cdot 30 = 271$$

$$h_{cy} = 306 - 35 + \frac{1}{2} \cdot 50 = 296$$

tous les poteaux 30×50 $I_x = 3,125 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$ $I_y = 1,125 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$

$$\Sigma I_x = 30 \cdot 3,125 \cdot 10^5 = 9375000 \text{ cm}^4$$

$$\Sigma I_y = 30 \cdot 1,125 \cdot 10^5 = 3375000 \text{ cm}^4$$

RPA 81

Niv	Tjx	Tjy	h _{cx}	h _{cy}	ΣI _x	ΣI _y	δ _{jx}	δ _{jy}	δ _{j need} = δ _j · $\frac{1}{2} B$						δ = 0,0075h
									δ _{jx}			δ _{jy}			
									Zone I	Zone II	Zone III	Zone I	Zone II	Zone III	
5	43,48	43,48	271	296	9375000	3375000	0,02	0,07	0,04	0,04	0,03	0,14	0,14	0,1	Zone I δ = 2,3
4	91,76	91,76	271	296	9375000	3375000	0,042	0,15	0,084	0,084	0,063	0,3	0,3	0,225	Zone II δ = 2,34
3	127,97	127,97	271	296	9375000	3375000	0,06	0,21	0,12	0,12	0,09	0,42	0,42	0,315	
2	152,11	152,11	271	296	9375000	3375000	0,071	0,25	0,142	0,142	0,1	0,5	0,5	0,375	Zone III δ = 2,36
1	164,23	164,23	351	376	9375000	3375000	0,167	0,57	0,32	0,32	0,24	1,14	1,14	0,855	

PS₆₉ + Complement du CTC

1	2	3	4	5	Niv
264	238,81	199,36	142	66,75	T_{jx}
241	219,37	183,52	129,74	61,62	T_{jy}
351	271	271	271	271	h_{cx}
376	296	296	296	296	h_{cy}
3375000	3375000	3375000	3375000	3375000	ΣI_x
3375000	3375000	3375000	3375000	3375000	ΣI_y
0,12	0,11	0,093	0,066	0,031	f_{jx}
0,183	0,37	0,31	0,22	0,1	f_{jy}
376	296	296	296	296	h_{cy}
0,06	0,055	0,046	0,033	0,015	Zone I $\alpha=0,5$
0,12	0,11	0,093	0,066	0,031	Zone II $\alpha=1$
0,18	0,165	0,139	0,01	0,046	Zone III $\alpha=1,5$
0,415	0,185	0,15	0,11	0,03	Zone I
0,83	0,37	0,31	0,22	0,1	Zone II
1,245	0,555	0,465	0,33	0,15	Zone III
	Zone III $S=0,1459$	Zone II $S=0,305$	Zone I $S=0,216$		$S = \frac{1}{1000}$

$S_{jx} = S_j \cdot \alpha$

PS 69

1	2	3	4	5	Niv
264	238,81	199,36	142	66,75	T_{jx}
241	219,37	183,52	129,74	61,62	T_{jy}
351	271	271	271	271	h_{cx}
376	296	296	296	296	h_{cy}
3375000	3375000	3375000	3375000	3375000	ΣI_x
3375000	3375000	3375000	3375000	3375000	ΣI_y
0,12	0,11	0,093	0,066	0,031	f_{jx}
0,183	0,37	0,31	0,22	0,1	f_{jy}
0,06	0,055	0,046	0,033	0,015	Zone I $\alpha=0,5$
0,12	0,11	0,093	0,066	0,031	Zone II $\alpha=1$
0,18	0,165	0,139	0,01	0,046	Zone III $\alpha=1,5$
0,415	0,185	0,15	0,11	0,03	Zone I
0,83	0,37	0,31	0,22	0,1	Zone II
1,245	0,555	0,465	0,33	0,15	Zone III
	Zone III $S=0,1459$	Zone II $S=0,305$	Zone I $S=0,216$		$S = \frac{1}{1000}$

$S_{jx} = S_j \cdot \alpha$

Niveau 5 :

- RPA → $T_{5x} = 43,48t$ $T_{5y} = 43,48t$
- PS 69 + CTC → $T_{5x} = 66,75t$ $T_{5y} = 61,62t$
- PS 69 → $T_{5x} = 66,75t$ $T_{5y} = 61,62t$

Niveau 4 :

- RPA 81 → $T_{4x} = 48,28t$ $T_{4y} = 48,28t$
- PS 69 + CTC → $T_{4x} = 75,30t$ $T_{4y} = 68,12$
- PS 69 → $T_{4x} = 75,30t$ $T_{4y} = 68,12$

Niveau 3 :

- RPA 81 → $T_{3x} = 36,21t$ $T_{3y} = 36,21t$
- PS 69 + CTC → $T_{3x} = 57,36t$ $T_{3y} = 53,78t$
- PS 69 → $T_{3x} = 57,36t$ $T_{3y} = 53,78t$

Niveau 2 :

- RPA 81 → $T_{2x} = 24,14t$ $T_{2y} = 24,14t$
- PS 69 + CTC → $T_{2x} = 39,45t$ $T_{2y} = 35,85t$
- PS 69 → $T_{2x} = 39,45t$ $T_{2y} = 35,85t$

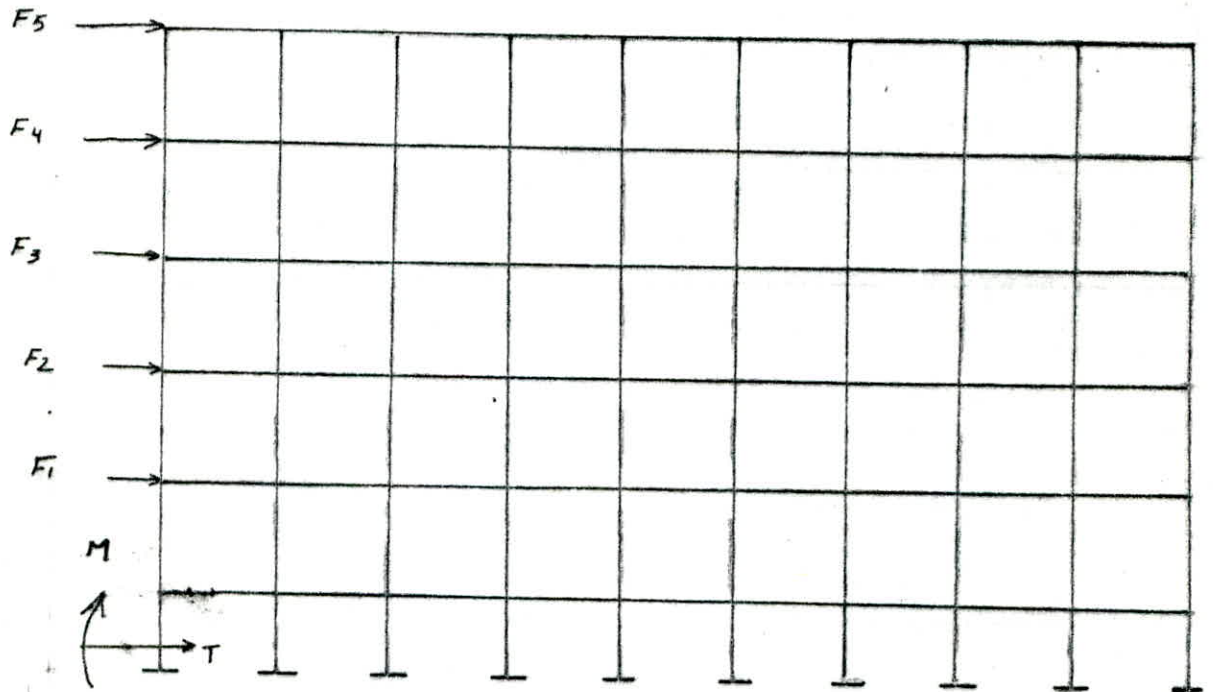
Niveau 1 :

- RPA 81 → $T_{1x} = 12,127t$ $T_{1y} = 12,127t$
- PS 69 + CTC → $T_{1x} = 25,2t$ $T_{1y} = 21,61t$
- PS 69 → $T_{1x} = 25,2t$ $T_{1y} = 21,61t$

COMPARAISON DES TROIS REGLES PARASISMIQUE

1) A partir des 3 regles, en fonction des 3 zones de sismicite', et ce pour le portique de rive (dont les elements sont les plus sollicite'); les Efforts (M, T) sont donnee dans le tableau qui suit

portique de rive C $T = \sum F_i$ $M = \sum F_i \cdot d_i$



	PS69+CTC		RPA81	
	T(t)	M(t.m)	T(t)	M(t.m)
zone I	48,22	558,8	31,8	376
zone II	96,44	1117,58	60	709,48
zone III	173,60	2011,65	99	1170,64

Vu les efforts obtenus, les règles PS+CTC sont nettement plus défavorable que ceux donnés par le RPA 81 de l'ordre :

- 24 % en zone I
- 38 % en zone II
- 40 % en zone III

2) A partir des 2 règles PS+CTC et RPA en fonction des zones 2 et 3 on évalue les sections minimales de béton pour les poteaux et les poutres

A) poteaux :-

La section minimale sera déterminée par la plus défavorable des sections données par les efforts horizontaux et les déplacements admissibles et ce pour le poteau le plus sollicité (poutique de rive C Niveau 1)

Méthode de calcul

a) pour les efforts horizontaux : suivant les restrictions exigées pour chacune des règles pour la résistance des poteaux aux efforts horizontaux.

Effort tranchant pour le poteau central :

$$T_p = \frac{I}{\sum I} \cdot T_T$$

I : Inertie du poteau

T_T : Effort horizontal sollicitant la file de poteaux

$\sum I$: Somme des inerties de la file de poteaux

on affectant toute fois le coefficient 0,8 aux moments d'Inertie des poteaux de rive (Art 5.312 de CCBA 68)

la file de poteau est composée de 10 poteau (30x50).

$$T_p = \frac{3,125}{(2 \cdot 0,8 + 8) \cdot 3,125} \cdot T_T = 0,1 T_T$$

TABLEAU DE RESULTATS

		Zone II	Zone III
	$T_t(t)$	$t_p(t)$	$t_p(t)$
	PS+CTC	96,44	17,36
	RPA	60	9,9

La contrainte tangente admissible est $\bar{\sigma}_b = 0,15 \sigma'_{28}$

$$\bar{\sigma}_b = 0,15 \times 270 = 40,5 \text{ Kg/cm}^2$$

à partir du coefficient ci dessus qui est admissible, la section minimale exigée est donnée par :

$$z_b = \frac{T}{b \cdot z} , \quad z = \frac{7}{9} h , \quad h = 0,6 b \quad \text{poteau rectangulaire}$$

$$z_b < \bar{z}_b \iff \frac{T}{b \cdot z} = \frac{8T}{7bh} = \frac{80T}{42b^2} \leq \bar{z}_b = 40,5$$

$$\Rightarrow b_{\min} = \sqrt{\frac{80T}{40,5 \times 42}}$$

Les résultats au tableau en (cm)

	PS 69+CTC	RPA
zone II	45x25	45x25
zone III	50x30	45x25

b) POUR Les déplacements admissible :-

admissible par niveau soit $\bar{\delta}_j$, le déplacement

$$\bar{\delta}_j = \frac{T h^3}{12 E \Sigma I} \Rightarrow \Sigma I = \frac{T h^3}{12 E \bar{\delta}_j}$$

ΣI des poteaux du niveau (Composé de 30 poteaux)

$$\Sigma I = \frac{409^3 \cdot T}{12 \cdot 378000 \cdot \bar{\delta}_j} = \frac{15 \cdot T}{\bar{\delta}_j}$$

	PS 69+CTC			RPA 81		
	T	$\bar{\delta}_j$	bxb	T	$\bar{\delta}_j$	bxb
zone II	264	0,61	40x40	164,23	2,3	25x25
zone III	475,2	0,61	50x50	270,1	2,3	30x30

B) POUTRES

la section minimal sera déterminée pour la poutre sollicitée par le moment de flexion maximum due aux efforts longitudinaux.

METHODES DE CALCUL

PS 69		
	T(t)	M(t.m)
Zone I	44,28	513,85
Zone II	88,02	1048,9
Zone III	133,7	1549,8

	T _t (t)	t _p (t)	t _p (t)
PS 69	88,02	8,60	13,37

PS 69	
Zone II	45 x 25
Zone III	45 x 30

$$b_{min} = \sqrt{\frac{80T}{40,5 \times 42}}$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{15T}{100 \delta_j}}$$

b) déplacement admissible :-

PS 69			
	T	$\bar{\delta}_d$	b x b
Zone II	271	0,305	40 x 50
Zone III	401,11	0,459	40 x 50

Poutres :-

la section minimale sera déterminée pour la poutre sollicitée par le moment de flexion maximum due aux efforts horizontaux.

Méthode de calcul :-

le moment résistante de la poutre.

$$M_r = k \cdot b \cdot h^2$$

avec $k = \frac{1}{2} \alpha \cdot \bar{\sigma}_b' (1 - \frac{\alpha}{2}) \times 1,5$

$$\alpha = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_b'}{15 \cdot \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = 0,423$$

$$k = 37,33$$

on fixe (b=30) et on détermine h

$$k b h^2 = M_r$$

	PS		RPA	
	M _r	h (cm)	M _r (t.m)	h (cm)
Zone II	104,89	95	70,95	80
Zone III	154,98	115	117	100

Comparaison des Coûts :-

elle se fera à l'aide des quantités de béton nécessaires déterminées précédemment pour chaque Règle (PS et RPA) en fonction des Zones (2 et 3)

Méthode de Calcul :

metre de béton (m³)

	PS		RPA	
	poutre	poteaux	poutres	poteaux
Zone II	69	110	58	34
Zone III	83	110	73	49

l'évaluation en % de la différence entre les 2 règles est donnée par :

$$\frac{V_{db} \times 3000 \text{ DA/m}^3}{STP \times 3500 \text{ DA/m}^2} = \%$$

V_{d.b} : Volume différentiel de béton.

3000 DA/m³, coût d'un m³ de Béton armé

3500 DA/m², coût estimé par m² de surface de plancher de l'ouvrage.

STP surface totales des planchers.

Résultats

	poteaux	Poutres	ossature
Zone II	4%	3.5%	8%
Zone III	3%	3%	6%

Conclusion :-

A travers ces résultats nous venons de démontrer que la règle RPA 81 est la plus économique.

ORGANIGRAMME DE CALCUL DES EFFORTS M.N.T

on a procédé par la méthode de l'organigramme. sié si dessous pour aboutir au efforts Normal et effort tranchant et moment flechissant qui seront donnée par l'ordinateur. et ci dessous un exemple d'organigramme pour le portique III sous les combinaison.

nécessaire au éléments

$G + 1,2 P$ } SP, CCBA
 $G + P + SI$ } CCBA BAEL
 $G + P - SI$ } SP2 CCBA 9,44
 $0,8 G + SI$ }
 $0,8 G - SI$ } RPA
 $G + P + 1,2 SI$ }
 $1,35 G + 1,5 P$ } BAEL
 $G + P$ }

les valeurs présent dans les tableaux ont été choisie pour les combinaison les plus défavorable accordé aux éléments de construction

18,62 (23)	29	(24)	30	(25)	35	(26)
6		12		18		
15,56 (19)	24	(20)	28	(21)	34	(22)
5		11		17		
12,5 (15)	23	(16)	27	(17)	33	(18)
4		10		16		
9,44 (11)	22	(12)	26	(13)	32	(14)
3		9		15		
6,38 (7)	21	(8)	25	(9)	31	(10)
2		8		14		
2,27 (4)	19	(5)	20	(6)		
(1)	1	(2)	7	(3)	13	
0,00		3,9		9,2		10,65

NUMBER of JOINT : 26
 NUMBER of MEMBER : 35
 NUMBER of SUPPORT : 3
 NUMBER of LOADING : 11

JOINT COORDINATE

1	0,00	0,00 S	4	0,00	2,27	7	0,00	6,38
2	3,9	0,00 S	5	3,9	2,27	8	3,9	6,38
3	9,2	0,00 S	6	9,2	2,27	9	9,2	6,38
						10	10,65	6,38

11	0,00	9,44	15	0,00	12,5	19	0,00	15,56
12	3,9	9,44	16	3,9	12,5	20	3,9	15,56
13	9,2	9,44	17	9,2	12,5	21	9,2	15,56
14	10,65	9,44	18	10,65	12,5	22	10,65	15,56
23	0,00	18,62						
24	3,9	18,62						
25	9,2	18,62						
26	10,65	18,62						

MEMBER INCIDENCE

1	1	4	7	2	5	13	3	6	19	4	5
2	4	7	8	5	8	14	6	9	20	5	6
3	7	11	9	8	12	15	9	13	21	7	8
4	11	15	10	12	16	16	13	17	22	11	12
5	15	19	11	16	20	17	17	21	23	15	16
6	19	23	12	20	24	18	21	25	24	19	20
25	8	9	27	16	17	29	23	24	31	9	10
26	12	13	28	20	21	30	24	25	32	13	14
33	17	18	34	21	22	35	25	26			

MEMBER PROPRIETIE PRISMATIQUE

1 THRU 35 AX = 0,15 IZ = 0,003125

CONSTANT E 3.450 000 ALL

TABULATE ALL

LOADING 1 charge permanente G
MEMBER LOAD

19 THRU 20	Force y UNIFORME	- 0,93		
25 THRU 28	Force y UNIFORME	- 2,43		
21 THRU 24	Force y UNIFORME	- 2,78	0,00	0,72
21 THRU 24	Force y UNIFORME	- 2,43	0,72	3,9
21 THRU 24	Force y CONCENT	- 1,49	2,2	
30	Force y UNIFORME	- 2,39		
29	Force y UNIFORME	- 2,75	0,00	0,72
29	Force y UNIFORME	- 2,39	0,72	3,9
29	Force y CONCENT	- 0,884	2,2	
31 THRU 34	Force y UNIFORME	- 3,74		
35	Force y UNIFORME	- 2,39		

LOADING 2 surcharge P

25 THRU 28	Force y UNIFORME	- 0,53		
21 THRU 28	Force y UNIFORME	- 0,53		
21 THRU 24	Force y CONCENT	- 0,15	2,2	
29 THRU 30	Force y UNIFORME	- 0,3		
29	Force y CONCENT	- 0,0865	2,2	

31 THRU 34 Force y UNIFORME - 1,05
 35 Force y UNIFORME - 0,3

LOADING 3 Force SISMIQUE SI

JOINT LOAD

7 THRU 9 Force x 0,423
 11 THRU 13 Force x 0,85
 15 THRU 17 Force x 1,27
 19 THRU 21 Force x 1,7
 23 THRU 25 Force x 1,53

LOADING 4 G+1,2P
 Combine 1 1,0 2 1,2

LOADING 5 G+P+SI
 Combine 1 1,0 2 1,0 3 1,0

LOADING 6 G+P-SI
 Combine 1 1,0 2 1,0 3 -1,0

LOADING 7 0,8G+SI
 Combine 1 0,8 3 1,0

LOADING 8 0,8G-SI
 Combine 1 0,8 3 -1,0

LOADING 9 G+P+1,2SI
 Combine 1 1,0 2 1,0 3 1,2

LOADING 10 1,35G+1,5P
 Combine 1 1,35 2 1,5

LOADING 11 G+P
 Combine 1 1,0 2 1,0

SOLVE
 LENGTH 4 Member 19 THRU 35
 END

SUPERPOSITION DES DIFFERENTES SOLLICITATION

Combinaison des charges suivant le CCBA 68

on appellera :-

- G : Sollicitation due à la charge permanente.
- P : Sollicitation due aux surcharges d'exploitation
- V : Sollicitation due aux surcharges climatiques.
- W : Sollicitation due aux surcharges climatiques extremes.
- T : Sollicitation due aux effets de la temperature et du retrait
- SI : Sollicitation due au seisme évaluée suivant les regles parasismique Algerienne.

on prend en compte les sollicitations totales ponderées suivantes :
du 1ere genre.

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

$$(S'_1) = (G) + (P) + (V)$$

du 2eme genre

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

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

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

γ_n : depend des surcharges d'exploitation, dans notre cas la solli-
- citation due aux effets de la temperature et au retrait n'est pas prise
en compte, de plus notre batiment, etant de hauteur faible d'ou la solli-
- citation developpée par les surcharges pesantes d'exploitation est pre-
- ponderante. devant celle du vent : la sollicitation totale ponderée du
1er genre à considerer est $G + 1,2 P$.

pour la sollicitation du 2eme genre on retiendra la sollicitation

$$(S''_2) = (G) + (P) + (SI)$$

ainsi que celle données par les regles RPA :

- $0,8 G \pm SI$ combinaison qui tient compte de la reduction
des charges verticales (à cause des effets de l'acce-
- leration verticales)

La valeur $\pm SI$, permet de prendre en compte la reversibilité des
charges sismiques creant des efforts de traction et de compression,
dans le cas des poteaux.

- $G + P + 1,2 SI$; combinaison à considerer pour les poteaux

En Resumé :-

	1 ^{ere} genre	2 ^{eme} genre.
calcul des elements structuraux des planchers	$G + 1,2 P$	$G + P + SI$
		$0,8 G \pm SI$
poteaux	$G + 1,2 P$	$0,8 G \pm SI$
		$G + P + 1,2 SI$

Combinaison des charges suivant le BAEL 80

on dit :

- on distingue : les charges permanentes
- les charges variables
- les charges accidentelles .

charges permanentes :

elles sont representé par G , ce sont celles dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps . elle comprennent

- le poids propre de la structure
- le poids des équipements fixes (cloisons et machines)

charges variables : représentés par p_i , ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps . en particulier les charges d'exploitation .

charges Accidentelles :- ce sont celles provenant de phénomènes se produisant rarement et avec une faible durée d'application . action fixées par les regles parasismiques pour déterminer , les sollicitations , auxquelles la construction est soumise , on utilise les combinaisons des charges définies ci-après avec les notation suivantes .

G_{max} : Ensemble des charges permanentes dont l'effet est défavorable pour la justification d'un element donné .

G_{min} : Ensemble des charges permanentes dont l'effet est favorable .

P_1 : action variable , dite de base .

P_i : autres actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$) . (Vent , neige , temperature etc ... , non prises en compte) .

Les Combinaison d'actions à envisager sont différentes pour les états - limites ultimes et les états - limite de service .

a) pour LES ETATS - LIMITES ULTIMES : on distingue la situation durables ou transitoires qui font intervenir seulement les actions permanentes ou variables et les situations accidentelles , qui prennent en compte

les actions accidentelles.

Situation durables ou transitoires :

Combinaison représentée symboliquement par

$$1,35 G_{max} + G_{min} + \gamma_R R + \sum \gamma_{P_i} P_i$$

$\gamma_{P_i} = 1,5$ (P_i l'action de base étant la surcharge d'exploitation)

Le coefficient γ_{P_i} dépend de la nature des actions d'accompagnement considérées en fonction de la nature de l'action de base.

Pour cette situation, nous retiendrons que les combinaisons données par l'action de base P_i (surcharge d'exploitation), sans aucune autre action d'accompagnement

les combinaisons à retenir $1,35 G + 1,5 P$
 $G + 1,5 P$

Situation accidentelles :-

les combinaisons d'action à considérer est représentée

Symboliquement par

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \sum \gamma_{A_i} \cdot P_i$$

F_A : Action accidentelles (Action sismique SI)

$P_i = P$ surcharge d'exploitation ($\gamma_{A_i} = 1$).

d'où la combinaison : $G + P + SI$

b) pour les états - Limites DE SERVICE

combinaison représentée symboliquement par:

$$G + P + \sum \psi_{0i} \cdot P_i, G + P$$

En résumé :

G : Action des charges permanentes.

P : Action des charges d'exploitation.

SI : Action sismique

Dans les cas de planchers soumis uniquement aux actions des charges permanentes et des charges d'Exploitation. Les seules combinaisons à considérer vis à vis des états limites ultimes et des états de service sont

en pratique (1) et (3) sont	Combinaisons	E.L.U	E.L.S
	(1)	$1,35 G + 1,5 P$	$G + P$
	(2)	$G + 1,5 P$	
	(3)	$G + P + SI$	

CALCUL DES POUTRELLE

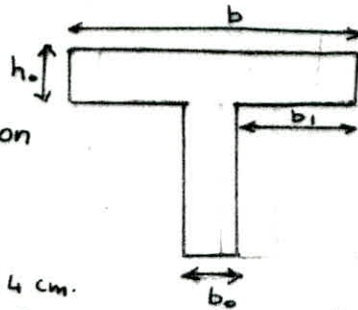
Notre projet comporte 5 plancher, un plancher terrasse et 4 plancher courant. Tous les planchers sont des planchers à corps creux (16+4) réalisés. Les poutrelles utilisées sont préfabriquées sur chantier, elles possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton des poutres et des dalles de compression.

elles sont disposées dans le sens longitudinal ^{de l'édifice} et considérées comme simplement appuyées avant le coulage de la table de compression. elle supportera son poids propre, l'hourdis et la surcharge due à l'ouvrier qui pose l'hourdis, après coulage, la poutrelle travaillera comme poutre continue.

Détermination de la largeur de la table de compression:-

on assimile la poutrelle à une poutre en T avec $b_0 = 12 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$. "on se réfère à l'article 23.3 du CCBA68 et Art 4.1.3 BAEL 80"

L_0 = distance entre 2 poutrelles voisines.
 L = portée entre deux appuis.
 h_0 = épaisseur de la table de compression



- ① $b_1 \leq \frac{L_0}{2}$
- ② $b_1 \leq \frac{L}{10}$
- ③ $6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$

ces conditions se traduisent par:-

- 1- $b_1 \leq 32$
- 2- $b_1 \leq 27$
- 3- $24 \leq b_1 \leq 32$

sachant que:

$$L_0 = 64 \text{ cm.}$$

$$L = 2,70 \text{ m.}$$

on choisira $b_1 = 26 \text{ cm}$.

$$\text{d'où } b = 2b_1 + b_0 = 26 \times 2 + 12 = 64 \text{ cm}$$

$$b = 64 \text{ cm}$$

CALCUL DES EFFORTS:

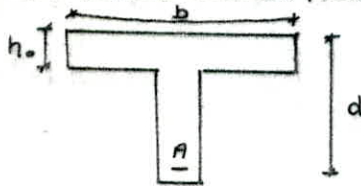
pour déterminer les efforts dans les poutrelles nous appliquerons la méthode forfaitaire Art CCBA68 et Art B 6.2.21 BAEL 80 avec tous les conditions de cette méthode sont vérifiées.

d'après tableau du charbon on calcule les moments en travées et aux appuis (exercice page 64)

- les efforts tranchants sont majorés de 15% pour les poutres à deux travées Art 554 du CCBA68 et Art B.6.2.11 du BAEL 80.
- les efforts tranchants sont majorés de 10% pour les poutres au plus de deux travées.

METHODE DE CALCUL DE POUTRELLE suivant le BAEL 80

on calcule la poutrelle en flexion simple comme section en T d'après la méthode de Pierre Charon sous la combinaison:-



$$1,35 G + 1,5 P$$

1- si $M \leq \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ seule une partie ou la totalité de la table est comprimée et la section en T est à calculer comme une section rectangulaire - aire de largeur b et de hauteur utile d.

Méthode :-

on calcule $\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$ d'où $\alpha, \beta, 1000 \epsilon_s$ et σ_s d'après le tableau du charon.

si $\mu < \mu_e$: la section sera armée uniquement par des armatures tendues
 μ_e : dépend du type d'acier utilisé

$$\text{donc } A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \begin{matrix} M \text{ en N.m} \\ b, d \text{ en cm} \end{matrix}$$

si $\mu > \mu_e$: la section sera armée par des armatures tendues et des armatures comprimées.

Méthode :-

$$\text{on calcule } \begin{matrix} M_{f1} = \mu_e \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2 \\ M_{f2} = M - M_{f1} \end{matrix} \quad A' = \frac{M_{f2}}{(d - \delta' \cdot d) \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$A = \frac{M_{f1}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + A' \cdot \frac{\sigma_s'}{\sigma_s}$$

M, M_{f1}, M_{f2} en N.m ; A, A' en cm^2
 b et d en cm. ; μ_e, β donnée par tableau du charon.
 $\bar{\sigma}_b, \bar{\sigma}_s, \sigma_s'$ en MPa

2- si $M > \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$: une partie de la nervure est comprimée et la section en T est à calculer comme suivant

* si $\mu < \mu_e$ $A' = 0$.

Méthode de charon :

$$\text{on calcule : } M_n = M - \bar{\sigma}_b (b - b_0) \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

β et $1000 \epsilon_s$ (d'où σ_s) d'après le tableau.

$$\mu = \frac{M_n}{\bar{\sigma}_b \cdot b_0 \cdot d^2}$$

M et M_n en N.m.
 b, b_0, h_0, d en cm.
 $\bar{\sigma}_b, \bar{\sigma}_s$ en MPa

$$A = \frac{M_n}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\bar{\sigma}_b (b - b_0) h_0}{\sigma_s}$$

A en cm^2 .

si $\mu > \mu_e$

Si $\mu > \mu_e$ $A' \neq 0$

Méthode de Charon:

$$\text{on calcul } M f_1 = \mu f \bar{\sigma}_b \cdot b_0 \cdot d^2 + \bar{\sigma}_b (b - b_0) h_0 (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M f_2 = M - M f_1 \quad \text{avec} \quad M f_2 < 40\% M$$

$$A' = \frac{M f_2}{(d - \delta' d) \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$A = \frac{\mu f \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b_0 \cdot d + \bar{\sigma}_b (b - b_0) h_0}{\bar{\sigma}_b} + A' \cdot \frac{\bar{\sigma}_s'}{\bar{\sigma}_s}$$

$M, M f_1, M f_2$ en N.m , b, b_0, h_0, d en cm. $\bar{\sigma}_b, \bar{\sigma}_s, \bar{\sigma}_s'$ en MPa.
 A, A' en cm^2 .

poutrelle terrasse G+1,2P							
travée	Mt	M calculé	A	Appuis	Ma	Ma calculé	A
0-1	0,81 Mo	0,461	0,96	0 et 8	0,20 Mo	0,114	0,239
1-2	0,705 Mo	0,401	0,83	1 et 7	0,50 Mo	0,285	0,617
2-3	0,75 Mo	0,427	0,9	2 et 6	0,4 Mo	0,228	0,5
3-4	0,705 Mo	0,401	0,83	3 et 5	0,4 Mo	0,228	0,5
4-5	0,705 Mo	0,401	0,83	4	0,5 Mo	0,285	0,617
5-6	0,75 Mo	0,427	0,9				
6-7	0,705 Mo	0,401	0,83				
7-8	0,81 Mo	0,461	0,96				
poutrelle étage courant G+1,2P							
0-1	0,81 Mo	0,412	0,856	0 et 8	0,20 Mo	0,1	0,203
1-2	0,705 Mo	0,358	0,74	1 et 7	0,5 Mo	0,254	0,523
2-3	0,75 Mo	0,381	0,791	2 et 6	0,4 Mo	0,203	0,416
3-4	0,705 Mo	0,358	0,74	3 et 5	0,4 Mo	0,203	0,416
4-5	0,705 Mo	0,358	0,74	4	0,5 Mo	0,254	0,523
5-6	0,75 Mo	0,381	0,791				
6-7	0,705 Mo	0,358	0,74				
7-8	0,81 Mo	0,412	0,856				
poutrelle Balcon étage courant.							
0-1	0,8 Mo	0,528	1,10	0 et 2	0,2 Mo	0,132	0,278
1-2	0,8 Mo	0,528	1,10	1	0,65 Mo	0,429	0,946
poutrelle Balcon terrasse.							
0-1	0,8 Mo	0,456	0,95	0 et 2	0,2 Mo	0,114	0,231
1-2	0,8 Mo	0,456	0,95	1	0,65	0,37	0,767

(21)

CALCUL de Poutrelle en BAEL 80 SOUS Comb 1,35G+1,5 p

Poutrelle terrasse Comb 1,35G+1,5 P

travée	Mt	Mt cal	A	Appuis	Ma	Ma cal	A
0-1	0,81 Mo	0,614	0,99	0 et 8	0,2 Mo	0,15	0,240
1-2	0,705 Mo	0,53	0,853	1 et 7	0,5 Mo	0,38	0,61
2-3	0,75 Mo	0,57	0,918	2 et 6	0,4 Mo	0,30	0,48
3-4	0,705 Mo	0,53	0,853	3 et 5	0,4 Mo	0,30	0,48
4-5	0,705 Mo	0,53	0,853	4	0,5 Mo	0,38	0,61
5-6	0,75 Mo	0,57	0,918				
6-7	0,705 Mo	0,53	0,853				
7-8	0,81 Mo	0,614	0,99				
poutrelle etage courant Comb 1,35G+1,5 P							
0-1	0,81 Mo	0,54	0,869	0 et 8	0,2 Mo	0,134	0,214
1-2	0,705 Mo	0,473	0,761	1 et 7	0,5 Mo	0,335	0,538
2-3	0,75 Mo	0,503	0,809	2 et 6	0,4 Mo	0,268	0,429
3-4	0,705 Mo	0,473	0,761	3 et 5	0,4 Mo	0,268	0,429
4-5	0,705 Mo	0,473	0,761	4	0,5 Mo	0,335	0,538
5-6	0,75 Mo	0,503	0,809				
6-7	0,705 Mo	0,473	0,761				
7-8	0,81 Mo	0,54	0,869				
poutrelle Balcon etage courant							
0-1	0,8 Mo	0,69	1,114	0 et 2	0,2 Mo	0,17	0,272
1-2	0,8 Mo	0,69	1,114	1	0,65 Mo	0,56	0,944
poutrelle Balcon terrasse							
0-1	0,8 Mo	0,606	0,977	0 et 2	0,2 Mo	0,151	0,241
1-2	0,8 Mo	0,606	0,977	1	0,65 Mo	0,492	0,792

Verification au regle CCBAG8

Cas des poutrelle à deux travées :-

le cas le plus defavorable

est le cas de poutrelle etage courant

$$T_0 = \frac{q \ell}{2} = \frac{0,587 \cdot 3}{2} = 0,88$$

$$T = 1,15 T_0 = 0,88 \cdot 1,15 = 1,01 t$$

Verification des contraintes :-

Sur appuis $A = 1,53 \text{ cm}^2$

$$w = \frac{100 A}{bh} = \frac{100 \times 1,53}{18 \times 12} = 0,708$$

d'après tableau du charon :

$$K = 25,9 \quad \epsilon = 0,8777$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{0,492 \cdot 10^5}{1,53 \cdot 0,8777 \cdot 18} = 2035,42 < 2800$$

Verification à l'adhérence.

CCBAG8 art 29.

on doit verifier $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

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

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{1,14 \cdot 10^3}{\pi \cdot 11,4 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18} = 14,58 < 17,7$$

Verifié

Armature transversale :-

$$T_{max} = 1,01 t$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{1,01 \cdot 10^3}{12 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18} = 5,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 108 \Rightarrow \bar{\sigma}_{b_0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}_{b_0}$$

$$\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_0}}) \cdot \bar{\sigma}_b = (4,5 - \frac{108}{69}) \cdot 5,9 = 17,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 5,34 < 17,31 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte des Aciers Transversales :-

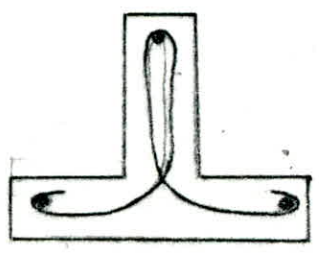
$$\tau_{at} = f_a \cdot \tau_{en}$$

$$f_a = (1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}) = 1 - \frac{5,34}{9 \cdot 5,9} = 0,899$$

$$\tau_{at} = 0,899 \times 2400 = 2127,45 \text{ kg/cm}^2$$

Espacement admissible :-

$$t = \max \begin{cases} 0,2 h = 0,2 \times 18 = 3,6 \\ h(1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 12,48 \end{cases}$$



on prend 1 étrier $\phi 8$ $A_t = 1 \text{ cm}^2$.

$$t \leq \frac{A_t \cdot Z \cdot \sigma_{at}}{\tau_{\max}} = \frac{1 \cdot 7 \cdot 18 \cdot 2127,45}{8 \cdot 1,01 \cdot 10^3} = 33$$

on prendra un écartement $t = 11 \text{ cm}$ pour toutes les poutrelles
le 1er cours d'armature est à une distance $\frac{t}{2}$ de l'appui

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{25,9} = 108 < 137$$

en travée : $A = 1,57$ $w = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \times 1,57}{64,18} = 0,1362$

$$k = 67 \quad E = 0,9390$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{0,66 \cdot 10^5}{1,57 \times 0,9390 \times 18} = 2487,17 \text{ kg/cm}^2 < 2800$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{67} = 41,79 < 137. \text{ Donc les contraintes sont vérifiées}$$

Condition de non fragilité :-

- en travée : $A \geq 0,69 \times b \times h \times \frac{\sigma'_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 64 \times 18 \times \frac{5,9}{4200}$

$$A \geq 1,116 \text{ condition vérifiée}$$

- sur appuis : $A \geq 0,69 \times b \times h \times \frac{\sigma'_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 12 \times 18 \times \frac{5,9}{4200}$

$$A \geq 0,2 \text{ condition vérifiée}$$

Vérification à la fissuration :-

- en travée : $k = 1,5 \cdot 10^6$, $\eta = 1,6$, $\theta = 10$

$$w_f = \frac{A}{2bd} = \frac{1,57}{2 \times 12 \times 2} = 0,0327$$

$$\sigma_s = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{w_f}{1 + 10w_f} = 5914 \text{ kg/cm}^2$$

- sur appuis : $k = 1,5 \cdot 10^6$, $\eta = 1,6$, $\phi = 12$

$$w_f = \frac{A}{2bd} = \frac{1,53}{2 \times 12 \times 2} = 0,0318$$

$$\sigma_s = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{w_f}{1 + 10w_f} = 4136,13$$

Vérification à la flèche: $\sigma_a < \max(\sigma_1, \sigma_2)$ pas de risque de fissuration

Art 53.4 CCBA68 : on peut se dispenser de la vérification si les conditions suivantes sont vérifiées

(1) $\frac{h_f}{l} \geq \frac{M_E}{15 M_0} = \frac{0,528}{15 \cdot 0,66} = 0,0533$ vérifiée

(2) $\frac{h_f}{l} \geq \frac{1}{22,5} \cdot \frac{20}{300} \geq \frac{1}{22,5}$ vérifiée. les 3 conditions sont vérifiées

(3) $\frac{A}{bh} \leq \frac{36}{\sigma_{en}} \cdot \frac{1,57}{12 \cdot 18} \leq \frac{36}{4200}$ vérifiée

Verification suivant le BAEL 80:

le cas le plus defavorable poutrelle Balcon etage courant

Verification de la Contrainte tangentielle :

$$T_0 = \frac{0,765}{2} = 1,147 t$$

$$V_u = 1,15 T_0 = 1,15 \cdot 1,147 = 1,32 t = 13200 N.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{13200}{120 \times 180} = 0,61 MPa.$$

La fissuration est peu nuisible $f_{ct,eq} = 25 MPa.$

$$\tau_u \leq \min [0,13 f_{ct,eq}, 4 MPa] = \min [0,130 \times 25, 4] = \min [3,25, 4] = 3,25$$

donc $\tau_u = 0,61 < 3,25$ Verifiee.

Verification de l'effort tranchant au voisinage de l'appui:

- Appuis intermediaire :-

$$V_u + \frac{M_u}{0,9 d} = 13200 - \frac{5600}{0,9 \times 0,18} = -21367 < 0$$

les armature longitudinal inferieures ne sont soumises a aucun effort de traction

Espacement minimal et section minimal des armature d'axe :-

$$s_t \leq \min [0,9 d, 40 cm] = \min [0,9 \times 18, 40 cm] = \min [16,2, 40 cm] = 16,2.$$

$$A_t = 2 \phi 8 = 1 cm^2.$$

la fissuration est tres prejudiciable: $f_e = 400 MPa.$

$$s_t \leq \frac{0,8 f_e \cdot A_t}{b \cdot \tau_u} = \frac{0,8 \times 400 \times 1}{12 \times 0,61} = 43$$

$$s_t = 16 cm$$

condition de non fragilite' :-

$$A_s \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d.$$

-au appuis :-

$$A_s \geq 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 18 \cdot 12 = 0,260 \quad \text{verifiee pour tous les appuis}$$

en travée :

$$A_s \geq 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 64 \cdot 18 = 1,39 \quad \text{verifiee pour tous les travée}$$

poutrelle etage courant G+P

travée	M_E	M_E Calculé en t.m	Appuis	M_a	$M_{a,cal}$	∇_{bt}	∇_{ba}
0-1	0,81 Mo	0,388	0 et 8	0,2 Mo	0,096	2,18	0,54
1-2	0,705 Mo	0,338	1 et 7	0,5 Mo	0,24	1,90	1,35
2-3	0,75 Mo	0,36	2 et 6	0,4 Mo	0,192	2,02	1,08
3-4	0,705 Mo	0,338	3 et 5	0,4 Mo	0,192	1,90	1,08
4-5	0,705 Mo	0,338	4	0,5 Mo	0,24	1,90	1,35
5-6	0,75 Mo	0,36				2,02	
6-7	0,705 Mo	0,338				1,90	
7-8	0,81 Mo	0,388				2,18	
poutrelle Balcon etage courant G+P							
0-1	0,8 Mo	0,487	0 et 2	0,2 Mo	0,121	2,74	0,68
1-2	0,8 Mo	0,487	1	0,65 Mo	0,393	2,74	2,22
poutrelle Balcon terrasse G+P							
0-1	0,8 Mo	0,444	0 et 2	0,2 Mo	0,111	2,49	0,62
1-2	0,8 Mo	0,444	1	0,65 Mo	0,360	2,49	2,03

poutrelle etage courant :

$G = 0,497 \text{ t/m}^2$ $P = 0,175 \text{ t/m}^2$
 $q = 1,35G + 1,5P = 1,35 \times 0,497 + 1,5 \times 0,175 = 0,933 \text{ t/m}^2$ etat limite ultime
 $q = G + P = 0,497 + 0,175 = 0,672 \text{ t/m}^2$ - - - - - etat limite de service
 $M_{u_0} = 0,671 \text{ t.m}$, $M_{s_0} = 0,48$ M_{u_0} : mom \grave{e} nt moit etat ultime
 M_{s_0} : mom \grave{e} nt moit etat service

Poutrelle terrasse :

$G = 0,671 \text{ t/m}^2$, $P = 0,1 \text{ t/m}^2$
 $q = 1,35G + 1,5P = 1,35 \cdot 0,671 + 1,5 \cdot 0,1 = 1,05 \text{ t/m}^2$
 $q = G + P = 0,671 + 0,1 = 0,771 \text{ t/m}^2$
 $M_{u_0} = 0,75$ $M_{s_0} = 0,555$

poutrelle Balcon terrasse :

$G = 0,671 \text{ t/m}^2$, $P = 0,1 \text{ t/m}^2$
 $q = 1,35G + 1,5P = 1,35 \cdot 0,671 + 1,5 \cdot 0,1 = 1,05$
 $q = G + P = 0,671 + 0,1 = 0,771$
 $M_{u_0} = 0,75$ $M_{s_0} = 0,555$

poutrelle Balcon etage courant :

$G = 0,497 \text{ t/m}^2$, $P = 0,35 \text{ t/m}^2$
 $q = 1,35G + 1,5P = 1,35 \cdot 0,497 + 1,5 \cdot 0,35 = 1,19$
 $q = G + P = 0,497 + 0,35 = 0,847$
 $M_{u_0} = 0,85$ $M_{s_0} = 0,609$

Etat limite de compression du beton

de f Afin d'eviter la formation de fissures paralleles a la direction des contraintes de compression, la contrainte maximale de compression du beton sous l'effet des sollicitations de calcul relatives aux etats limites de service, est limitee a $0,6 f_{cj}$ soit pratiquement, a $0,6 f_{c28}$ (Art A.4.5.2).

Determination des contraintes

on peut calculer pour les etats limites de service, les contraintes dans une section pour laquelle les armatures ont ete determinees lors de calculs aux etats limites ultimes. par contre, elles ne permettent pas, si les contraintes obtenues sont superieures aux contraintes limites de determiner les nouvelles valeurs des armatures.

Section rectangulaire sans armature comprimees

d'apres methode (3)

- ode charon :-

on connait b, d, A et M , on veut determiner σ_b et σ_s :

on calcule $\rho_s = \frac{100 A}{b d}$ d'apres le tableau 3 il donne sur la ligne courbes - pendant a ρ_s , apres interpolation si necessaire, les valeurs de β_1 et de k_1 d'ou $\sigma_s = \frac{M}{A \beta_1 d}$ avec $M = M_{ser}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

M en N.m b et d en cm A en cm^2 σ_b et σ_s en MPa

Section rectangulaire avec armature comprimee :-

on connait

b, d, A, A' et M on veut determiner σ_b, σ_s' et σ_s

$$D = \frac{15}{b} (A' + A) \quad E = \frac{30}{b} (A' d' + A d)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A' (y_1 - d')^2 + 15 A (d - y_1)^2$$

$$K = \frac{M}{I} \quad \sigma_b = K y_1, \quad \sigma_s' = 15 K (y_1 - d') \quad \sigma_s = 15 K (d - y_1)$$

Section en T sans armatures comprimees :-

on connait $b, b_0, d,$

h_0, A et M on veut determiner σ_b et σ_s il est necessaire de savoir si l'axe neutre se trouve dans la table ou dans la nervure pour cela on calculera l'expression H

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0)$$

si $H \geq 0$ l'axe neutre se trouve dans la table et au point de vue calcul, la section en T est assimilable a une section rectangulaire, qu'on a deja parle.

- si $H < 0$ l'axe neutre se trouve dans la nervure et on utilisera la méthode suivant:

on calcul $D = \frac{(b-b_0)h_0 + 15A}{b_0}$

$$E = \frac{(b-b_0) \cdot h_0^2 + 30Ad}{b_0}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$I = \frac{b y_1^3 - (b-b_0)(y_1-h_0)^3}{3} + 15A(d-y_1)^2 \quad K = \frac{M}{I}, \quad \sigma_b = K y_1$$

$$\sigma_s = 15 K (d - y_1)$$

Contrainte maximale du beton comprimé :-

Dans tous les cas ou la section étudiée comporte une partie comprimée on doit vérifier que sous la sollicitation de service la plus défavorable, la contrainte maximale du beton comprimé

$$\sigma_b \leq 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte des armatures tendues :-

on considerera une fissuration peu nuisible, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .

VERIFICATION de CONTRAINTES de SERVICE A L'ETAT LIMITE DE SERVICE SOUS G+P

Poutrelle Terrasse

Travée	Mt	Mt calculé E.m	Appuis	Ma	Ma Cal	σ_{bt}	σ_{ba}
0-1	0,81 Mo	0,449	0 et 8	0,2 Mo	0,111	2,52	0,62
1-2	0,705 Mo	0,391	1 et 7	0,5 Mo	0,277	2,2	1,56
2-3	0,75 Mo	0,416	2 et 6	0,4 Mo	0,222	2,34	1,25
3-4	0,705 Mo	0,391	3 et 5	0,4 Mo	0,222	2,2	1,25
4-5	0,705 Mo	0,391	4	0,5 Mo	0,277	2,2	1,56
5-6	0,75 Mo	0,416				2,34	
6-7	0,705 Mo	0,391				2,2	
7-8	0,81 Mo	0,449				2,52	

FERRAILLAGE DES POUTRES

42

Conformément à l'article A 15 du CCBA 68, il ne sera pas fait état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres, les poutres seront donc ferrillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable - entre les sollicitations du premier genre (SP_1): $G+1,2 P$ et les sollicitations du deuxième genre (SP_2)... La plus défavorable avec les conditions suivantes:

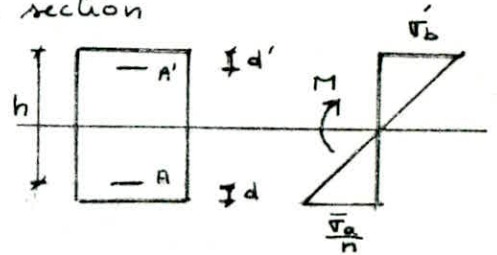
- Si $\max [1,5 M(SP_1); M(SP_2)] = 1,5 M(SP_1)$; on calcul la section sous SP_1
- Si $\max [1,5 M(SP_1); M(SP_2)] = M(SP_2)$; on calcul la section sous SP_2

- Calcul des armature longitudinales :-

A fin d'obtenir la valeur minimale pour la section des armature on prendra $\sigma_a = \bar{\sigma}_a$

on calcul $\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$ tableau \rightarrow K et ϵ .

$\Rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$



- Si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}_b$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, la section des armature tendues est donnée par:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h}$$

- si $\sigma'_b > \bar{\sigma}_b$ il est nécessaire de prévoir des armature comprimées on calcul alors

$$K_1 = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_a}{n \cdot \bar{\sigma}'_b} \quad ; \quad K_2 = \frac{15(h-d')}{\frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}_a} (h+d')}$$

par conséquent si $K_1 \geq K_2$ on prend K_1 tableau \rightarrow α, μ', ϵ

et $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b$ on aura $M_1 = \mu' \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2$ $M_2 = M - M_1$

$$y = \alpha h \rightarrow \sigma'_a = \frac{15}{y} (y - d') \cdot \bar{\sigma}'_b$$

La section des armatures comprimées sera : $A' = \frac{M_2}{(h-d') \cdot \bar{\sigma}'_a}$

La section des armatures tendue sera : $A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} + \frac{M_2}{(h-d') \cdot \bar{\sigma}_a}$

Si $K_1 < K_2$ on prend K_2 et $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K_2}$ tableau \rightarrow μ', ϵ avec $\sigma_a = K \bar{\sigma}'_b$

La section des armatures comprimés sera $A' = \frac{M_2}{(h-d') \cdot \bar{\sigma}'_a}$

La section des armatures tendues sera $A = A' + \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h}$

Moments dans les poteaux III et VIII sous SP_1 et SP_2

		travée			Appuis							
		1-2	2-3	3-4	1		2		3		4	
VI	MSP_1	2,47	3,82	-1,62		-2,86		-4,93		-6,73	0	
	MSP_2	2,7 -0,14	3,84 -0,17	-1,60	0,26	-5,05		-7,44		-9,4	0	0
V	MSP_1	2,81	3,70	-2,83		-4,20		-5		-9,13	0	
	MSP_2	3,77 -2,23	4,53 -3,01	-2,83	2,9	-9,80	2,17	-10,15		-14,58	0	0
IV	MSP_1	2,82	3,77	-2,95		-3,76		-5,18		-8,85	0	
	MSP_2	6,02 -4,05	5,71 -4,64	-2,83	7,07	-13,26	4,66	-13,64	0,17	-17,25	0	
III	MSP_1	2,79	3,74	-2,95		-3,63		-5,35		-8,70	0	
	MSP_2	7,67 -5,60	6,61 -5,57	-2,83	10,27	-16,25	6,64	-19,38	2,6	-19,38	0	0
II	MSP_1	2,85	3,77	-2,95		-3,27		-5,82		-8,17	0	
	MSP_2	9,74 -7,26	7,67 -6,86	-2,83	13,95	-19,34	9	-19,83	5,71	-21,47	0	0
I	MSP_1	0,58	1,24	-		-1,09		-1,83		-2,3	-	-
	MSP_2	7,04 -6,65	5,96 -5,30	-	12,23	-14,16	10,57	-13,13	8,44	-12,82	-	-

on donne au tableau le moment le plus défavorable pour les sollicitations les plus défavorables données par les combinaisons suivant le RPA 81 et le CCBA 68.

$$\begin{array}{l}
 G + 1,2 P \quad \text{CCBA 68} \quad 1^{\text{e}} \text{ genre } SP_1 \\
 \left. \begin{array}{l}
 a) G + P \pm SI \\
 b) 0,8 G + SI
 \end{array} \right\} \quad 2^{\text{e}} \text{ genre } SP_2
 \end{array}$$

- a) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis.
 b) donne le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis.

on trouve parfois d'après les résultats de l'ordinateur des moments en travée sous SP_2 et à une distance $\frac{l}{4}$ des appuis qui sont plus grand que le moment en travée sous SP_1 ou c'est la portée du poteau.

PORTIQUE de l'axe P₁, P₂

N°	I		II		III		IV		V		VI		
	MSP ₂	MSP ₁	MSP ₂	MSP ₁	MSP ₂	MSP ₁	MSP ₂	MSP ₁	MSP ₂	MSP ₁	MSP ₂	MSP ₁	
1-2	10,653 -10,01	0,6369	12,678 -12,136	0,7409	9,4087 -9,023	0,7215	7,2805 -5,1347	0,7234	4,386 -4,055	0,729	1,728 -1,667	0,3107	haie
2-3	8,0618 -7,786	0,551	9,613 -9,352	0,6254	7,8134 -7,515	0,6373	6,1571 -5,856	0,6395	4,1307 -3,8415	0,6424	1,868 -1,687	0,2584	
3-4	8,0482 -7,767	0,5474	9,695 -9,24	0,796	7,190 -7,481	0,7965	6,254 -5,8207	0,8035	4,23 -3,804	0,8010	1,99 -1,62	0,4606	
4-5	10,643 -10,152	0,6410	12,662 -12,21	0,724	9,3847 -9,083	0,7121	7,2507 -7	0,7133	4,3521 -4,1152	0,7223	1,702 -1,695	0,2923	
4	18,798		22,334		16,437		12,3303		6,8805		2,534		
1	-20,421	-0,904	-24,36	-1,482	-18,705	-1,288	-14,68	-1,336	-9,2597	-1,3512	-3,628	-0,6234	A puis
2	15,9306		18,842		14,335		11,0065		6,9124		3,0875		
3	-18,1903	-1,135	-21,204	-1,282	-16,59	-1,286	-13,3	-1,2921	-9,2094	-1,3073	-3,87	-0,4531	
4	14,83		17,3761		14,1877		10,853		6,6867		2,64		
5	-16,798	-1,093	-20,264	-1,458	-16,751	-1,4696	-13,403	-1,465	-9,241	-1,4644	-3,847	-0,6948	
1	16,1713		19,1008		14,596		10,854		6,492		2,9913		
2	-18,165	-1,118	-21,22	-1,4501	-16,74	-1,437	-13,408	-1,427	-9,332	-1,434	-3,996	-0,58	
3	18,597		22,06		16,108		7,2507		6,515		2,357		
4	-20,44	-0,922	-24,38	-1,166	-18,74	-1,33	-14,418	-1,387	-9,320	-1,4134	-3,663	-0,6592	

Les résultats de ce tableau sont d'après les combinaisons au paramètre

Niv	haute	M ⁺ en l. m	μ		σ		E		K		σ _b		A cal		A adopté		
VI	0-1	1,73	-1,67	0,01387	0,0144	0,1576	0,161	0,9478	0,946	80	78,6	52,5	53,43	1,01	0,9	3T12	3T12
	1-2	1,87	-1,67	0,01391	0,0144	0,158	0,145	0,9471	0,946	79,2	78,6	53	53,43	1,05	0,9	3T12	3T12
	2-3	1,99	1,6	0,01426	0,0117	0,1594	0,1610	0,9465	0,9517	78,8	88,5	52,9	47,45	1,1	0,85	3T12	3T12
	3-4	1,70	-1,70	0,01432	0,0143	0,1510	0,2013	0,9464	0,9464	78,8	78,8	53	53	1	1	3T12	3T12
V	0-1	4,38	-4,05	0,025	0,0238	0,2091	0,2013	0,937	0,933	56,8	59,5	73,94	70,58	2,49	2,29	2T16	2T16
	1-2	4,13	-3,84	0,0243	0,03368	0,2034	0,2366	0,9332	0,9211	56,9	48,4	73,81	57	2,33	2,12	2T16	2T16
	2-3	4,23	-3,80	0,0251	0,03368	0,212	0,2366	0,938	0,9211	54,1	48,4	77,63	57	2,35	2,1	2T16	2T16
	3-4	4,35	-4,11	0,0246	0,024	0,2089	0,2021	0,931	0,9335	57,1	58,2	73,55	72,16	2,47	2,3	2T16	2T16
IV	0-1	7,28	-5,13	0,0427	0,032	0,2622	0,232	0,9126	0,9234	42,2	51	99,52	82,35	4,22	3,40	2T16	2T16
	1-2	6,16	-5,85	0,0361	0,0341	0,2431	0,24	0,923	0,910	48	46,6	87,5	90,12	3,55	3,42	2T16	2T16
	2-3	6,25	-5,82	0,027	0,033	0,2491	0,2381	0,918	0,934	46,1	45,8	91,10	91,7	3,60	3,40	2T16	2T16
	3-4	7,25	-7	0,0427	0,0415	0,2622	0,2595	0,9126	0,9135	42,2	42,8	99,52	98,13	4,20	4,04	2T16	2T16
III	0-1	9,41	-9,02	0,0553	0,0541	0,2941	0,2932	0,9020	0,9034	36	38,1	116,66	110,23	5,52	5,4	3T16	3T16
	1-2	7,81	-7,51	0,0481	0,047	0,2757	0,2741	0,908	0,919	39,2	40,4	106,9	103,96	4,47	4,34	3T14	3T14
	2-3	7,9	-7,48	0,0464	0,0451	0,273	0,269	0,9091	0,910	40	42	105	100	4,59	4,34	3T14	3T14
	3-4	9,08	-9,38	0,0481	0,0549	0,2899	0,2936	0,9125	0,9029	39	36,8	107,7	114,13	5,43	5,48	3T16	3T16
II	0-1	12,68	-12,13	0,0745	0,0736	0,3341	0,3331	0,8886	0,891	29,9	31	140,4	135,5	7,55	7,45	4T16	4T16
	1-2	9,16	-9,35	0,0510	0,0549	0,2891	0,293	0,911	0,9023	38	36,2	110,52	116,02	5,30	5,48	3T16	3T16
	2-3	9,69	-9,23	0,0569	0,0516	0,2976	0,2898	0,9008	0,9021	35,4	36	118,64	116,66	5,69	5,40	3T16	3T16
	3-4	12,66	-12,21	0,0744	0,0731	0,334	0,332	0,8881	0,8860	30	31	140	135,4	7,55	7,36	4T16	4T16
I	0-1	10,65	-10,01	0,063	0,061	0,3106	0,301	0,8965	0,8985	35,3	35	126,12	120	6,28	6,01	3T16	3T16
	1-2	8,06	-7,78	0,0473	0,0456	0,2747	0,271	0,9084	0,9120	39,6	41,1	105,4	102,18	4,69	4,40	3T14	2T16
	2-3	8,04	-7,76	0,0471	0,0455	0,2746	0,27	0,9087	0,9119	39,9	41,15	105,26	102,1	4,67	4,39	3T14	3T14
	3-4	10,64	-10,15	0,063	0,061	0,3106	0,301	0,8965	0,8985	35,3	35	126,12	120	6,27	6,01	3T16	3T16

PORTIQUE A₁, A₂

VI	0	2,53	-3,63	0,024	0,033	0,2031	0,2335	0,9326	0,923	59	48,6	71,18	86,4	1146	2,13	3T12	3T12
	1	3,1	-3,87	0,0175	0,0337	0,1738	0,2375	0,9467	0,919	70,1	47,2	59,9	88,98	1,77	2,2	3T12	3T12
	2	2,63	-3,8	0,023	0,0336	0,204	0,2352	0,929	0,922	56,2	48,6	74,73	86,41	1,5	2,15	3T12	3T12
	3	2,9	-3,99	0,017	0,0234	0,1724	0,200	0,943	0,933	72	60	58,33	70	1,1	2,26	3T12	3T12
	4	2,35	-3,66	0,018	0,0318	0,1641	0,2320	0,943	0,923	64,1	50,2	65,52	80,45	1,35	2,14	3T12	3T12
V	0	6,98	-9,26	0,0404	0,0541	0,256	0,292	0,915	0,9034	43,6	37,4	96,3	112,3	3,97	5,4	3T16	4T16
	1	6,91	-9,21	0,0412	0,0516	0,2564	0,29	0,9131	0,9021	42,8	36	98,13	116,7	4	5,33	3T16	4T16
	2	6,68	-9,24	0,047	0,054	0,253	0,292	0,9142	0,9039	43,1	37,2	97,44	112,9	3,8	5,38	3T16	4T16
	3	6,49	-9,33	0,0331	0,055	0,252	0,293	0,9154	0,9023	42,2	36,2	99,52	116,02	3,83	5,47	3T16	4T16
	4	6,51	-9,32	0,0334	0,033	0,253	0,252	0,9176	0,915	42,15	42,1	99,73	99,76	3,86	5,42	3T16	4T16
IV	0	12,33	-14,68	0,0729	0,0863	0,3312	0,3555	0,8871	0,8815	32,1	27,2	130,84	154,41	7,84	8,81	4T16	4T16
	1	11	-13,27	0,0646	0,076	0,3145	0,343	0,8952	0,887	32,7	30	128,44	140	6,5	8	3T16	4T16
	2	10,85	-13,41	0,0641	0,0788	0,3117	0,3417	0,8941	0,8861	32,7	28,9	128,44	145,32	6,47	8	3T16	4T16
	3	10,85	-13,41	0,0641	0,0788	0,3117	0,3417	0,8941	0,8861	32,7	28,9	128,44	145,32	6,47	8	3T16	4T16
	4	7,25	-14,42	0,0427	0,0848	0,2622	0,3521	0,9126	0,8839	42,2	28,1	99,52	149,46	4,2	8,74	2T16	4T16
III	0	16,43	-18,7	0,0968	0,1101	0,3721	0,3926	0,8744	0,8696	24,2	23,6	173,55	177,96	10,01	11,36	5T16	5T16
	1	14,33	-16,59	0,0971	0,0971	0,3721	0,3734	0,8771	0,8761	23,8	26,1	176,47	160,9	8,6	10	3T16+2T16	5T16
	2	14,18	-16,75	0,0855	0,0984	0,3538	0,375	0,8821	0,875	27,4	25	153,28	168	8,6	10,12	3T16+2T16	5T16
	3	14,59	-16,73	0,0857	0,0981	0,3546	0,3747	0,8818	0,8756	27,3	25,2	153,84	166,66	8,75	10,10	3T16+2T16	5T16
	4	16,1	-18,74	0,0948	0,1101	0,3691	0,3927	0,8771	0,8691	26	23,2	161,53	181,03	9,92	11,40	5T16	6T16
II	0	22,33	-24,36	0,1131		0,4202	0,4237	0,8599	0,859	20,7	20,43	202,89	205,5	13,73	14,96	4T16+2T20	5T20
	1	18,84	-21,2	0,1107	0,1247	0,3937	0,4121	0,869	0,863	23,1	21,4	181,81	196,26	12,47	13	6T16	4T16+2T20
	2	17,37	-20,26	0,112	0,1156	0,3807	0,3991	0,873	0,8641	24,32	22,2	172	189,18	10,89	12,8	6T16	6T16
	3	19,11	-21,22	0,0791	0,1247	0,3391	0,4121	0,886	0,8626	29	21,4	144,82	196,26	11,68	13,01	6T16	4T16+2T20
	4	22,06	-24,37	0,11281		0,4121	0,4237	0,869	0,859	21,2	20,43	198,11	205,5	13,7	14,96	4T16+2T20	5T20
I	0	18,8	-20,44	0,1105	0,120	0,393	0,4065	0,869	0,8645	23,2	21,9	181,03	191,78	11,44	12,50	6T16	6T16
	1	15,93	-18,19	0,0941	0,0982	0,3691	0,3894	0,877	0,8786	26,3	24,9	159,69	168,67	9,65	11,03	5T16	6T16
	2	14,83	-16,8	0,0871	0,0987	0,3563	0,3762	0,881	0,8741	27,1	21,2	154,98	198,11	8,90	9,90	6T16	5T16
	3	16,17	-18,16	0,095	0,098	0,3695	0,3887	0,877	0,8781	25,6	24,8	164,06	167,64	9,75	11,01	5T16	6T16
	4	18,6	-20,43	0,0989	0,12	0,3910	0,4065	0,869	0,8645	23,7	21,9	177,21	191,78	11,35	12,50	6T16	6T16

PORTIQUE A₁, A₂

portique III

NIV OPP		MOMENTS en t. m.		μ		α		E		K		F _b		A calculé		A adopté	
VI	0		-5,05		0,0296		0,2222		0,926		52		80,76		2,88		3T12
	1		-4,93		0,0434		0,2641		0,912		41,8		66,98		4,29		2T16+1T12
	2		-6,73		0,0593		0,3030		0,9		34,5		81,15		5,94		3T16
V	0	2,9	-9,8	0,0170	0,0580	0,1734	0,301	0,9422	0,910	71,5	36	58,7	116,6	1,62	5,80	3T12	3T16
	1	2,17	-10,15		0,0596		0,3036		0,8988		34,4		122,1		5,97		3T16
	2		-14,58		0,0596		0,3538		0,8821		27,4		153,28		8,73		3T16+3T12
IV	0	7,07	-13,26	0,0415	0,076	0,2595	0,343	0,9135	0,887	42,8	30	98,13	140	4,09	7,95	2T14+1T12	4T16
	1	4,66	-13,64	0,0274	0,080	0,2158	0,344	0,9281	0,8853	54,5	28,6	77	146,8	2,65	8,15	3T12	4T16
	2		-17,25		0,102		0,3807		0,8731		24,4		172,13		10,45		5T16
III	0	10,27	-16,25	0,0596	0,0955	0,3036	0,3704	0,899	0,8765	34,4	25,5	122,1	164,7	5,97	9,80	3T16	6T16
	1	6,64	-19,39	0,039	0,1139	0,2525	0,3979	0,9158	0,8674	44,6	22,7	94,59	185	3,83	11,82	2T12+1T14	6T16
	2	2,6	-19,38	0,0156	0,1139	0,1691	0,3979	0,9442	0,8674	74	22,7	56	185		11,82		6T16
II	0	13,95	-19,34	0,082	0,1121	0,348	0,3956	0,884	0,8686	28,1	23	149,46	182,6	8,35	11,82	3T16+2T12	6T16
	1		-19,93		0,1139		0,3979		0,8674		22,7		185		11,82	3T12	6T16
	2	5,71	-21,47	0,0335	0,1262	0,2358	0,4144	0,9214	0,8619	48,6	21,2	86,41	198	3,27	13,34	3T12	3T20+3T14
I	0	12,23	-14,16	0,077	0,0855	0,3468	0,3538	0,891	0,8821	30	27,4	140	153,28	7,70	8,49	4T14	3T16+2T12
	1	10,57	-13,13	0,0932	0,082	0,3668	0,348	0,878	0,884	25,9	28,1	162,16	149,46	6,37	8,35	3T14+1T16	3T16+2T12
	2	8,44	-12,82	0,0496	0,079	0,2809	0,3464	0,9064	0,892	38,4	30	109,37	140	4,92	7,81	2T16+1T12	4T16

Efforts Tranchants dans les poutres du portique III et VIII sous la sollicitation SP_1 et SP_2

on prend la sollicitation la plus défavorable entre les combinaisons du 2ème genre et la sollicitation du 1er genre

$$G + P \pm SI$$

$$0,8G + SI$$

$$G + 1,2P$$

		travée 1-2		travée 2-3		travée 3-4	
		Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td
VI	TSP ₁	5,63	6,34	6,95	7,62	3,98	0
V	TSP ₂	5,63	6,34	7,82	8,68	3,9	0
V	TSP ₁	6,80	7,09	7,34	8,90	7,25	0
	TSP ₂	9,37	10,20	9,18	11,11	6,94	0
IV	TSP ₁	6,57	7,30	7,42	8,82	7,25	0
	TSP ₂	11,05	12,68	10,30	12,29	6,94	0
III	TSP ₁	6,50	7,38	7,48	8,76	7,25	0
	TSP ₂	12,53	14,62	11,2	13,21	6,94	0
II	TSP ₁	6,33	7,54	7,70	8,56	7,25	0
	TSP ₂	13,98	16,70	12,24	14,06	6,94	0
I	TSP ₁	1,76	1,86	11,30	14,95		
	TSP ₂	8,15	8,25	2,40	2,53		

Niv	Appuis	Tmax	σ'_{bmax}	\bar{z}_b	z_b	$A_t (cm^2)$	t	\bar{t}	t adopté
VI	3	8,68	116	28,14	7,34	2,01	21,88	33	20
V	3	11,11	153,3	25,11	9,40	2,01	17,1	29,80	17
IV	2	12,68	146,8	25,64	10,73	2,01	14,97	27,65	14
III	2	14,62	185	22,54	12,37	2,01	12,99	25	12
II	2	16,70	185	22,54	14,13	2,01	11,37	22	11
I	2	8,25	149	25,46	6,98	2,01	23,02	33,7	20

PORTIQUE A₁, A₂

		travée 1-2		travée 2-3		travée 3-4		travée 4-5	
		Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td
VI	TSP ₁	1,124	0,881	-0,976	1,03	-1,502	1,426	-0,870	1,136
	TSP ₂	-2,863	2,621	-3,160	3,215	-3,680	3,604	-2,610	2,87
V	TSP ₁	-2,66	2,432	-2,573	2,519	-3,01	2,993	-2,395	2,69
	TSP ₂	-7,572	7,346	-9,209	-9,009	-8,214	8,194	-7,309	7,60
IV	TSP ₁	-2,646	2,446	-2,561	2,531	-3,013	2,987	-2,418	2,67
	TSP ₂	-10,95	10,758	-10,528	10,5	-10,967	10,942	-10,731	10,98
III	TSP ₁	-2,613	2,479	-2,555	2,537	-3,011	2,989	-2,459	2,635
	TSP ₂	-13,543	13,410	-12,741	12,723	-13,184	13,162	-13,39	13,56
II	TSP ₁	-2,532	2,559	-2,544	2,547	-3	2,997	-1,2045	-1,166
	TSP ₂	-16,929	16,956	-15	15	-15,444	15,438	-16,955	16,930
I	TSP ₁	-2,13	2,28	-2,227	2,183	-2,197	1,111	-2,266	2,144
	TSP ₂	-14,322	14,473	-12,622	12,579	-12,592	12,609	-14,459	14,33

portique de rive A₁, A₂

NIV	appui	T _{max}	σ _b ' _{max}	z _b	z _b	A _t (cm ²)	t	f	t adoptée
VI	3	3,68	68	32,04	3,11	2,01	51,61	44	25
V	2	9,20	112	28,47	7,78	2,01	20,64	32	20
IV	5	10,95	154	25,06	9,26	2,01	17,34	30	17
III	5	13,56	181	22,86	11,55	2,01	14	26,32	14
II	5	16,95	196	21,64	14,34	2,01	11,2	21	11
I	4	14,45	178	23,10	12,23	2,01	13,14	25	13

FERRAILLAGE DES POUTRE

I - suivant le CCBA68: les poutres sont sollicitées en flexion simple pour le calcul des armatures on utilisera la méthode de pierre charron.

DIFFERENTES VERIFICATION

1) Condition de non fragilité

2) pourcentage min et max exigé $A \geq \frac{b \cdot h}{100}$ par le RPA 81

pourcentage min $\begin{cases} \rightarrow 0,3\% & \text{acier à haute adhérence.} \\ \rightarrow 0,5\% & \text{acier lisses} \end{cases}$

pourcentage max $\rightarrow 2,5\%$

3) Vérification de la flèche :-

Calcul de flèche :-

Le calcul de la flèche ne sera pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_E}{M_0}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$A \leq b h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}}$$

4) Conditions aux appuis

Acier : $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{Z}$

Béton $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0}$ (Poutre d'about)

équivalent à $e \geq \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}}$

5) Vérification à la fissuration

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

$$K = 1,5 \cdot 10^6$$

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

$$\eta = 1,6$$

$$\sigma_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2); \frac{2}{3} \sigma_{en}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2 b d} \quad \phi_{max} \text{ (mm)}$$

6) Condition du non entrainement

$$\bar{c}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } \psi_d = 1,5$$

$$Z_d = \frac{T}{n p Z}$$

n: nombre des barres dans un lit.

p: périmètre adhérent des barres.

7) Verification des contraintes

$$\bar{w} = \frac{100A}{bh} \quad (\text{tables charron}) \quad \varepsilon, k.$$

d'où $\sigma_a = \frac{M}{E \cdot h \cdot A} \quad \sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k}$

8) Armatures transversales

$$\tau_b = \frac{T}{bz}$$

$$\bar{z}_b = (4,5 - \bar{\sigma}_b' \max / \bar{\sigma}_{b0}') \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{si} \quad \bar{\sigma}_{b0}' \leq \bar{\sigma}_b' \max \leq 2 \bar{\sigma}_{b0}'$$

$$\bar{z}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si} \quad \bar{\sigma}_b' \max < \bar{\sigma}_{b0}'$$

espacement $t = \frac{At \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_a}{T} ; \quad \bar{\sigma}_{at} = \max \left[\left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_{en}; \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} \right]$

Zone nodale $\bar{t} \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm} \right)$

Zone centrale $\bar{t} \leq \frac{h}{2}$

Verification de la section du poutre

on prend le portique III de sens transversal

1) $A \geq \frac{1500}{1000} = 1,5 \text{ cm}^2$ condition de non fragilité - Largement vérifiée

2) $4,5 \leq A \leq 37,5$ pourcentage des aciers vérifiée

3) verification de la flèche

$$\frac{ht}{l} = \frac{50}{480} = 0,104 > \frac{1}{16} = 0,0625.$$

$$A = 13,34 \text{ cm}^2 < \frac{b \cdot h \cdot 43}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{1500 \cdot 43}{4200} = 15,35 \text{ cm}^2.$$

4) Condition aux appuis:-

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{2} \quad M \text{ pris avec son signe.}$$

sous $SP_2 \quad T_{\max} = 16,70$

$$M = 19,83 \Rightarrow 3,39 \times 4200 \geq 16,7 - \frac{19,83}{7/8 \cdot 0,45} =$$

la condition est vérifiée pour tous les appuis.

$$\geq -32,52 \quad \text{vérifiée}$$

Verification de la teneur de béton.

$$\sigma_b' = \frac{2T}{cb_0} \leq \bar{\sigma}_{b0}'$$

Vérifiée pour tous les appuis

6) Verification de non entrainement :

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} \quad T_{max} = 16,70 t \quad p = \pi \phi = \pi \cdot 1,6 = 5,03.$$

$$6T16 \Rightarrow n = 6 \text{ barres.}$$

$$\tau_d = \frac{16,70 \cdot 10^3}{6 \cdot 5,03 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45} = 14,053 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 240 \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 8,35 = 25,05.$$

$$\tau_{d1} = 14,05 < \bar{\tau}_d = 25,02 \quad \text{verifie}$$

La condition $\tau_d < \bar{\tau}_d$ est verifiee pour tous les appuis.

7) Verification des contraintes :-

on doit avoir $\sigma_a = \frac{M}{A E \cdot h} \leq \bar{\sigma}_a$ $w = \frac{100 A}{b h} \xrightarrow{\text{tableau}} E \cdot k.$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} \leq \bar{\sigma}_b' \quad \text{toutes les contraintes verifiees les conditions.}$$

8) calcul de l'effort tranchant :-

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{16,70 \cdot 10^3}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45} = 14,13 \text{ kg/cm}^2 \quad T_{max} = 16,70 t \text{ (SP}_2\text{)}$$

sous $SP_2 \quad \sigma_b' = 149,46 \text{ kg/cm}^2$
 sous $SP_1 \quad \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \times 1,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2 \quad 2 \bar{\sigma}'_{b_0} = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

alors $\bar{\sigma}'_{b_0} < \sigma_b' \leq 2 \bar{\sigma}'_{b_0}$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \cdot \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{149,46}{102,75}\right) \cdot 8,35 = 25,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 14,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 25,43 \text{ kg/cm}^2.$$

9) calcul des armatures transversales :-

$$\bar{\tau}_{at} = 2400 \quad \text{on prend un cadre + 1 etrier T8} \quad T_{max} = 16,70 t \text{ sous } SP_2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\tau}_{at} \cdot z}{T} = \frac{2,01 \cdot 2400 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45}{16,70 \cdot 10^3} = 11,37$$

$$t < \max \left[h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right); 0,2 h \right] = \max \left[45 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 14,13}{8,35}\right); 0,2 \cdot 45 \right]$$

$$t < \max [22,15, 9] = 22,15$$

on prend $t = 11 \text{ cm.}$

on adoptera un espacement

$$\bar{t} \leq \min \left(\frac{50}{4}, 12 \cdot 1,6, 30 \right) = 12,5$$

Zone nodale $t = 12 \text{ cm.}$

Zone courante $\bar{t} \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} \quad t = 25 \text{ cm}$

portique A₁, A₂ Longitudinale :-

1°) condition de non fragilité - vérifiée.

2°) pourcentage des aciers - vérifiée.

3°) - vérification de la flèche.

$$j\ell \text{ suffit de vérifier que } A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} = 30 \cdot 50 \cdot \frac{43}{4120} = 15,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 7,55 \text{ (en travée)} < 15,65 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

4°) Condition aux appuis - vérifiée pour tous les appuis.

5°) Vérification à la non fissuration

6°) Vérification de non entraînement.

$$C_{ed} < \bar{C}_{ed} \text{ vérifier pour tous les appuis.}$$

7°) Vérifications des contraintes :-

toutes les sections adoptées donnent des contraintes (σ'_b , σ_a) qui sont inférieures aux contraintes admissibles.

8°) Vérification de l'effort tranchant

$$T_{max} = 16,95 \text{ t (SP}_2) \rightarrow z_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{16,95 \cdot 10^3}{30 \times \frac{7}{8}} = 14,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{z}_b = (4,5 - \sigma'_b \text{ max} / \bar{\sigma}'_{b0}) \cdot \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_b \text{ max} = 196 \text{ kg/cm}^2 \text{ donc } \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{z}_b = (4,5 - 196 / 102,75) \cdot 8,35 = 21,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$z_b = 14,34 < 21,64 \text{ vérifiée.}$$

9°) Armature transversales :-

$$T_{max} = 16,95 \text{ t} \quad z_b = 14,34 \quad \bar{\sigma}_a \text{ t} = 2400$$

$$\rightarrow (1 \text{ cadre} + \text{étrier}) T_8 \quad A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_a \cdot z}{T} = \frac{2,01 \cdot 2400 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45}{16,95 \cdot 10^3} = 11,2$$

$$t < \max \left[45 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 14,34}{8,35} \right); 0,2 \cdot 45 \right] = \max [21,8, 9] = 21$$

on prend $t = 11 \text{ cm}$.

on adoptera un espacement $\bar{t} \leq \min \left(\frac{50}{4}, 12 \cdot 1,6, 30 \right) = 12,5$.

Zone nodale $t = 12 \text{ cm}$.

Zone courante $t = 25 \text{ cm}$.

CALCUL D'UNE POUTRE suivant le BAEL 80.

Hypothèse et données pour le calcul :

les hypothèses sont celles utilisées en RDM dans la théorie des poutres.

Etat - Limites de service :-

- hypothèse de base : conservation des sections planes, absence de glissement entre acier et béton non prise en compte du béton fendu ; loi de Hooke $\sigma = E_s \epsilon$.
- Etat limite de compression du béton : la contrainte de compression du béton en service σ_{bc} est limitée à $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$.
- Etat - limite d'ouverture des fissures, la contrainte de traction de l'acier du service σ_s n'est limitée qu'en cas de fissuration préjudiciable.

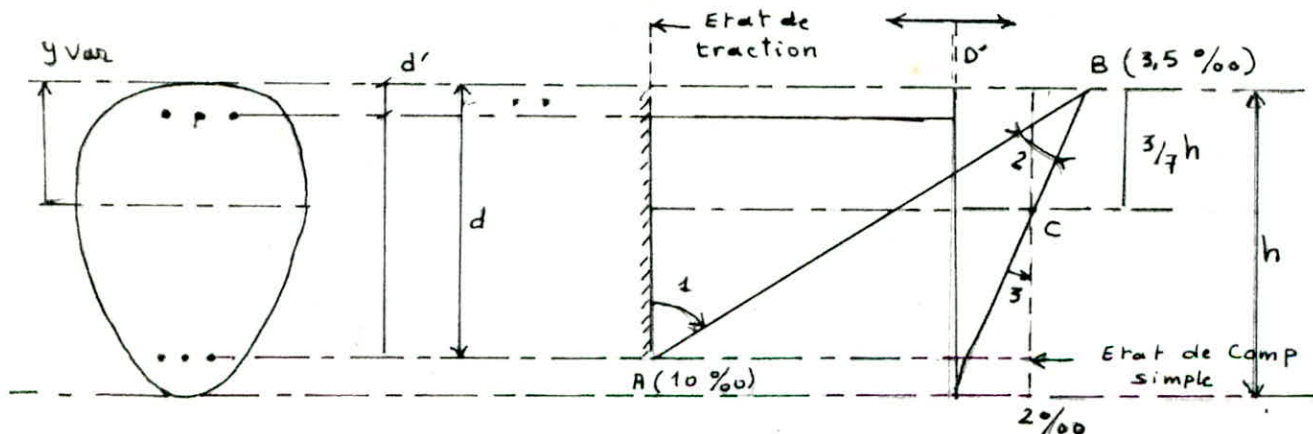
Etat Limites Ultimes de (services) sous sollicitation Normales (M et N)

- hypothèse de base : conservation des section planes ; absence de glissement entre acier et béton, non prise en compte du béton tendu.
- Déformations relatives Limites :
 - de l'acier le plus tendu : $10 \cdot 10^{-3}$
 - Du Béton comprimé par flexion : $3,5 \cdot 10^{-3}$
 - du Béton comprimé par compression simple : $2 \cdot 10^{-3}$

- Règles des trois pivots :

pour dimensionner à l'état limite - ultime on admet que le diagramme des déformation passe par l'un des 3 pivots A, B et C définies - ci après :

- pivot A : correspond à la flexion simple ou composée ou la traction simple
- pivot B : Domaine de flexion
- pivot C : correspond à une section entièrement comprimée.



procédure de calcul :-

- conformément à l'article F.2.4.8 du BAEL, on ne fait pas état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres.
- les poutres seront ferrillées en flexion simple, sous la plus défavorable des combinaisons à l'état limite ultime en tenant compte des combinaisons du RPA.

$$G + P + SI$$

$$0,8G \pm SI$$

$$1,35G + 1,5P$$

- les armatures longitudinales sont déterminées suivant la méthode du pierce charron qu'on a déjà expliqué dans le calcul des poutrelles.

- Remarque: on a trouvé dans la plupart du cas que le moment en travée à une distance $\frac{l}{4}$, sous les actions sismiques sont plus grand que le moment en travée sous les combinaison: $1,35G + 1,5P$ alors on ferraille la section en travée sous SP_2
voir le tableau précédent du moment sous SP_2 pour les poutres sous la combinaison du RPA

choix de pivot

d'après la méthode de pierce charron on choisit le pivot d'après les règles suivantes:-

- on calcule $\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$ on en déduit α, β du tableau

- si $\alpha \leq 0,2593$ nous sommes dans le domaine 1 et le diagramme de déformation passe par le pivot A, donc $\epsilon_s = 10\%$

- si $0,2593 \leq \alpha \leq 1$, nous sommes dans le domaine 2 et le diagramme des déformations passe par le point B et le raccourcissement du béton de la fibre extrême sera $\epsilon_b = 3,5\%$

choix d'acier :-

les armatures sont en Acier Fe E 40 type 1.
sous les combinaisons du RPA on a:

$$Y_s = 1 \quad \gamma_b = 1,15 \quad \bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

sous les combinaisons du $1,35G + 1,5P$ on a

Moment dans les portiques III et VIII $Y_s = 1,15 \quad \gamma_b = 1,5 \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$

Niv	M (Comb)	travée			Appuis			
		1-2	2-3	3-4	1	2	3	4
VI	M(1,35G+1,5P)	3,30	5,1	-2,17	-3,82	-6,60	-9	0
	M(G+P)	2,42	3,73	-1,60	-2,80	-4,84	-6,57	0
V	M(1,35G+1,5P)	3,75	4,91	-3,92	-5,60	-6,64	-12,14	0
	M(G+P)	2,72	3,57	-2,83	-4,09	-4,82	-8,82	0
IV	M(1,35G+1,5P)	3,75	5,01	-3,92	-5,02	-6,83	-11,76	0
	M(G+P)	2,73	3,64	-2,83	-3,66	-5	-8,54	0
III	M(1,35G+1,5P)	3,72	4,98	-3,92	-4,85	-7,12	-11,56	0
	M(G+P)	2,71	3,62	-2,83	-3,54	-5,17	-8,40	0
II	M(1,35G+1,5P)	3,80	5,01	-3,91	-4,37	-7,74	-10,85	0
	M(G+P)	2,76	3,64	-2,83	-3,13	-5,62	-7,88	0
I	M(1,35G+1,5P)	0,79	1,68		-1,46	-2,48	-2,96	0
	M(G+P)	0,58	1,24		-1,08	-1,85	-2,15	0

M(1,35G + 1,5P)									
travée					appuis				
	1-2	2-3	3-4	4-5	1	2	3	4	5
VI	0,41	0,34	0,62	0,39	-0,84	-0,61	-0,93	-0,78	-0,88
V	0,98	0,86	1,07	0,97	-1,82	-1,76	-1,97	-1,92	-1,90
IV	0,97	0,96	1,08	0,96	-1,80	-1,74	1,97	-1,92	-1,87
III	0,97	0,86	1,07	0,96	-1,73	-1,73	-1,97	-1,93	-1,78
II	0,99	0,84	1,07	0,97	-1,54	-1,72	-1,96	-1,95	-1,57
I	0,86	0,74	0,76	0,86	-1,22	-1,53	-1,47	-1,51	-1,24
M(G + P)									
VI	0,31	0,25	0,45	0,29	-0,62	-0,45	-0,69	-0,57	-0,65
V	0,72	0,63	0,79	0,71	-1,34	-1,23	-1,45	-1,42	-1,40
IV	0,72	0,63	0,80	0,71	-1,33	-1,28	-1,45	-1,41	-1,37
III	0,71	0,63	0,78	0,71	-1,28	-1,27	-1,45	-1,42	-1,06
II	0,73	0,62	0,79	0,72	-1,14	-1,27	-1,44	-1,44	-1,16
I	0,63	0,56	0,55	0,64	-0,9	-1,13	-1,09	-1,12	-0,92

NIV	travée	Moment en Kgf.m		μ		α		β		Pivot		A (Calcul)	
VI	0-1	33		0,0293		0,0368		0,9855		A		1,86	
	1-2	51		0,0453		0,0575		0,077		A		2,90	
	2-3		21,7		0,0193		0,0239		0,9905		A		1,21
V	0-1	37,7	-22,3	0,0335	0,0198	0,04455	0,0252	0,9825	0,990	A	A	2,15	1,251
	1-2	49,1	-30,1	0,0436	0,0267	0,0562	0,03425	0,978	0,9865	A	A	2,79	1,69
	2-3		-39,2		0,0348		0,04455		0,9825		A		2,21
IV	0-1	60,2	-40,8	0,0535	0,036	0,0694	0,0459	0,972	0,982	A	A	3,44	2,29
	1-2	57,1	-44,4	0,0508	0,0395	0,0654	0,0510	0,9735	0,98	A	A	3,25	2,51
	2-3		-39,2		0,0348		0,04455		0,9825		A		2,21
III	0-1	76,7	-56	0,0682	0,0498	0,0881	0,0641	0,965	0,974	A	A	4,41	3,19
	1-2	66,1	-55,7	0,0588	0,0495	0,07605	0,0641	0,9695	0,974	A	A	3,78	3,17
	2-3		-39,2		0,0348		0,04455		0,9825		A		2,21
II	0-1	97,4	-72,6	0,0866	0,0645	0,1126	0,0828	0,955	0,967	A	A	5,66	4,17
	1-2	76,7	-68,6	0,0682	0,061	0,0881	0,0774	0,965	0,969	A	A	4,41	3,93
	2-3		-39,2		0,0348		0,04455		0,9825		A		2,21
I	0-1	70,4	-66,5	0,0626	0,0591	0,0801	0,0774	0,968	0,969	A	A	4,04	3,81
	1-2	59,6	-53	0,0530	0,0471	0,068	0,0602	0,9725	0,975	A	A	3,46	3,02

PORTIQUE III

		Charge en KN.m		μ			A		Pivot		A (calculée)		
VI	0	50,5		0,0449		0,05755		0,977	A		2,87		
	1	74,4		0,066		0,0854		0,966	A		4,27		
	2	9,40		0,0836		0,1099		0,956	A		5,46		
V	0	29	-98	0,0258	0,0871	0,033	0,114	0,987	0,954	A	A	1,65	5,70
	1	21,7	-101,5	0,0193	0,0903	0,02395	0,1181	0,9905	0,953	A	A	1,21	5,91
	2		-145,8		0,1297		0,1748		0,930		A		8,70
IV	0	70,7	-132,6	0,0629	0,1179	0,08145	0,1574	0,9675	0,937	A	A	4,06	7,86
	1	46,6	-136,4	0,0414	0,1213	0,0523	0,1617	0,9795	0,9355	A	A	2,64	8,16
	2		-172,5		0,1534		0,2101		0,916		A		9,70
III	0	102,7	-162,5	0,0913	0,1445	0,1209	0,1953	0,952	0,922	A	A	5,99	9,79
	1	66,4	-193,8	0,059	0,1724	0,0774	0,2376	0,969	0,905	A	A	3,80	11,89
	2		-193,8		0,1724		0,2376		0,905		A		11,89
II	0	139,5	-193,4	0,1241	0,1720	0,166	0,2376	0,934	0,905	A	A	8,29	11,87
	1		-198,3		0,1764	0,2438		0,902			A		12,21
	2	57,1	-214,7	0,0508	0,1910	0,0654	0,2658	0,9735	0,894	A	B	3,25	13,34
I	0	122,3	-141,6	0,1088	0,1259	0,1334	0,1689	0,9465	0,932	A	A	7,17	8,44
	1	105,7	-131,3	0,0940	0,1168	0,1236	0,1560	0,951	0,9375	A	A	6,17	7,78
	2	84,4	128,2	0,0750	0,1140	0,09755	0,0602	0,961	0,975	A	A	4,88	3,02

NIV	travée	M ^E en K.N.m		μ		α		β		Pivot		A calculée	
VI	0-1	17,3	-16,7	0,0153	0,0148	0,01885	0,01885	0,9925	0,992	A	A	0,968	0,93
	1-2	18,7	-16,7	0,0166	0,01485	0,0201	0,01885	0,992	0,9925	A	A	1,047	0,93
	2-3	19,9	-16	0,0177	0,0142	0,0227	0,0176	0,991	0,993	A	A	1,11	0,895
	3-4	17	-17	0,0151	0,0151	0,01885	0,01885	0,9925	0,9925	A	A	0,951	0,951
V	0-1	43,8	-40,5	0,0389	0,036	0,04975	0,0459	0,9805	0,982	A	A	2,48	2,29
	1-2	41,3	-38,4	0,0367	0,0341	0,0472	0,0432	0,9815	0,983	A	A	2,33	2,17
	2-3	42,3	-38	0,0376	0,0338	0,0485	0,0432	0,981	0,983	A	A	2,39	2,14
	3-4	43,5	-44	0,0391	0,0391	0,04975	0,04975	0,9805	0,9805	A	A	2,46	2,49
IV	0-1	72,8	-51,3	0,0647	0,0456	0,0841	0,0589	0,9665	0,976	A	A	4,18	2,92
	1-2	61,6	-58,5	0,0548	0,0496	0,0707	0,0641	0,9715	0,974	A	A	3,52	3,18
	2-3	62,5	-58,2	0,0556	0,05178	0,0721	0,0667	0,971	0,973	A	A	3,57	3,32
	3-4	72,5	-70	0,0645	0,0622	0,0828	0,0801	0,967	0,968	A	A	4,16	4,07
III	0-1	94,1	-90,2	0,0837	0,080	0,1099	0,1044	0,956	0,958	A	A	5,46	5,23
	1-2	78,1	-75,1	0,0696	0,0668	0,0907	0,0907	0,964	0,964	A	A	4,5	4,32
	2-3	79	-74,8	0,07	0,0665	0,0907	0,0856	0,964	0,966	A	A	4,55	4,30
	3-4	90,8	-93,8	0,08	0,083	0,1044	0,1085	0,958	0,9565	A	A	5,26	5,46
II	0-1	126,8	-121,3	0,1128	0,1079	0,1503	0,1431	0,9395	0,943	A	A	7,49	7,16
	1-2	91,6	-93,5	0,0815	0,0831	0,1071	0,1085	0,957	0,9565	A	A	5,31	5,43
	2-3	96,9	-92,3	0,0862	0,0821	0,1126	0,1071	0,955	0,957	A	A	5,63	5,35
	3-4	126,6	-122,1	0,1126	0,1086	0,1503	0,1431	0,9395	0,943	A	A	7,48	7,19
I	0-1	106,5	-100,1	0,0947	0,089	0,125	0,1181	0,950	0,953	A	A	6,22	5,83
	1-2	80,6	-77,8	0,0715	0,0692	0,0935	0,0907	0,963	0,964	A	A	4,65	4,48
	2-3	80,4	-77,6	0,0715	0,069	0,0921	0,0907	0,9635	0,964	A	A	4,63	4,47
	3-4	106,4	-101,5	0,0946	0,090	0,1236	0,1181	0,951	0,953	A	A	6,21	5,91

NIV	appus	M' en KN.m.	μ		α		β		PIVOT		A Calculée		
VI	0	25,3	-36,3	0,0225	0,032	0,0279	0,0406	0,989	0,984	A	A	1,42	2,05
	1	31	-38,7	0,0275	0,0344	0,0355	0,0432	0,986	0,983	A	A	1,74	2,18
	2	26,3	-38	0,0234	0,0338	0,0304	0,0432	0,988	0,983	A	A	1,47	2,14
	3	29	-39,9	0,0258	0,0355	0,033	0,0432	0,987	0,983	A	A	1,63	2,25
	4	25,3	-36,6	0,0225	0,0325	0,0279	0,0406	0,989	0,984	A	A	1,42	2,06
V	0	68,8	92,6	0,0612	0,0823	0,07875	0,1071	0,9685	0,957	A	A	3,94	5,37
	1	69,1	92,1	0,0614	0,0819	0,07875	0,1071	0,9685	0,957	A	A	3,96	5,34
	2	66,8	92,4	0,0594	0,0822	0,0774	0,1071	0,969	0,957	A	A	3,82	5,36
	3	64,9	93,3	0,0577	0,0830	0,0747	0,1085	0,970	0,9565	A	A	3,71	5,41
	4	65,1	93,2	0,0579	0,0829	0,0747	0,1085	0,970	0,9565	A	A	3,72	5,41
IV	0	123,3	-146,8	0,1097	0,1306	0,1460	0,1748	0,942	0,930	A	A	7,27	8,77
	1	110	-132,7	0,0978	0,1180	0,1291	0,1574	0,948	0,937	A	A	6,46	7,86
	2	108,5	-134,1	0,0965	0,1193	0,1264	0,1588	0,949	0,9365	A	A	6,35	7,95
	3	108,5	-134,1	0,0965	0,1193	0,1264	0,1588	0,949	0,9365	A	A	6,35	7,95
	4	72,5	-144,2	0,0645	0,1293	0,0828	0,1719	0,967	0,931	A	A	4,16	8,6
III	0	164,3	-187	0,1461	0,1663	0,1983	0,2284	0,921	0,909	A	A	9,91	11,42
	1	143,3	-165,9	0,1275	0,1476	0,1719	0,2013	0,931	0,919	A	A	8,55	10,02
	2	141,8	-167,5	0,1261	0,1490	0,1689	0,2041	0,932	0,918	A	A	8,45	10,13
	3	145,9	-167,3	0,1298	0,148	0,1748	0,2013	0,930	0,919	A	A	8,71	10,11
	4	161	-187,4	0,1432	0,1667	0,1938	0,2299	0,9225	0,908	A	A	9,69	11,46
II	0	223,3	-243,6	0,1980	0,2167	0,2785	0,3095	0,889	0,8765	B	B	13,95	15,44
	1	188,4	-212	0,1676	0,1886	0,2314	0,2658	0,907	0,894	A	B	11,53	13,17
	2	173,7	-202,6	0,1545	0,1802	0,2101	0,2500	0,916	0,900	A	A	10,53	12,50
	3	191,1	-212,2	0,1700	0,1888	0,2345	0,2658	0,906	0,894	A	B	11,71	13,18
	4	220,6	-243,7	0,1962	0,2168	0,2753	0,3095	0,89	0,8765	B	B	13,77	15,44
I	0	188	-204,4	0,1672	0,1819	0,2299	0,2531	0,908	0,899	A	A	11,50	12,63
	1	159,3	-181,9	0,1417	0,1618	0,1923	0,2223	0,923	0,911	A	A	9,58	11,09
	2	148,3	-168	0,1319	0,1494	0,1776	0,2041	0,929	0,918	A	A	8,86	10,16
	3	161,7	-181,6	0,1438	0,1615	0,1953	0,2208	0,922	0,915	A	A	9,74	11,06
	4	186	-204,3	0,1654	0,1817	0,2284	0,2531	0,909	0,899	A	A	11,36	12,62

Verification et Resistance a l'effort tranchant :

V_u : valeur de l'effort tranchant pour l'etat - limite ultime.

b_0 : largeur de l'ame.

d : hauteur utile de la poutre.

f_e : limite d'elasticite des armatures

τ_a : contrainte tangente conventionnelle.

$$z_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

Verification du beton (ART A5 1.21):

fissuration peu nuisible $z_u \leq \bar{z}_u = 0,13 \times 25$

$$\bar{z}_u = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = \min(0,13 \cdot 25, 4 \text{ MPa}) = \min(3,25, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

determination des armatures d'ames droites

(ART A5, 232)

en toute section:

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \geq \frac{(z_u - 0,5k)}{0,8 f_e}$$

condition complementaire : (ART 5.1.22)

$$(7 \text{ à } 8 \text{ cm}) \leq s_t < \bar{s}_t = \min[0,9d, 40 \text{ cm}] = \min[0,9 \times 45, 40 \text{ cm}] = \min[40,5, 40] = 40,5 \text{ cm}$$

- efforts aux abouts des poutres :-

Appui Intermediaire : (A.5.1.3.2)

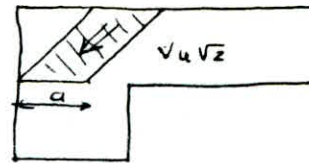
$$\frac{A f_c}{\gamma_s} \geq V_u + \frac{M_u}{0,9d}$$

- contrainte moyenne de compression de l'aire d'appui σ_{bc}^m

$$\sigma_{bc}^m \leq 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 21,67 \text{ MPa}$$

- Compression de la bielle :-

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \cdot a} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_t}$$



- Verification a la non fragilite

$$A \geq \frac{b_0 d}{1000}$$

- pourcentage des aciers longitudinaux (R.P.A 81) $0,3\% < A < 2,5\%$

poutre secondaire 30×50

poutre principale 30×50

$$4,5 < A < 37,5$$

- Verification de la fleche :-

la verification de la fleche n'est pas necessaire si ces trois conditions sont verifiees

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Appui simple d'about (A.5.1.3.1)

$$A \geq \frac{V_u + H}{f_c / \gamma_s}$$

H: Composante horizontale de la réaction d'appui si celle-ci est inclinée de par rapport à l'axe de la poutre.

Verification portique III

1^{er} Verification de la non fragilité:

$$A = \frac{b \cdot d}{1000} = \frac{30 \times 50}{1000} = 1,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Verifiée pour toutes les sections}$$

2^o pourcentage des aciers - (RPA 81).

$$0,3\% \leq A \leq 2,5\% \rightarrow 4,5 \leq A \leq 37,5$$

3^o Verification de la flèche

$$\frac{h_t}{l} = \frac{50}{480} = 0,104 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$M_t \text{ max} = 0,95 M_0$$

$$\frac{h_t}{l} = 0,104 > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = 0,095$$

$$A_{\text{max}} = 5,66 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{5,66}{30 \cdot 45} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 4,19 \cdot 10^{-3} < 0,010$$

Verifiée.

donc les trois conditions sont vérifiées alors le calcul de flèche n'est pas nécessaire

4^o) conditions aux appuis:

$$V_u^{\text{max}} = 16,7 \text{ t} = 167000 \text{ N}$$

$$M_u = 19,34 \text{ t} \cdot \text{m} = 193400 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$V_u + \frac{M_u}{0,9d} = 167000 - \frac{193400}{0,9 \cdot 0,45} < 0$$

donc aucune vérification n'est à effectuer pour la section des armatures si

$$|M_u| > 0,9d V_u \rightarrow \text{alors aucune vérification n'est à faire.}$$

pour les conditions d'appuis voir le tableau ci-après les conditions sont vérifiées pour tous les appuis.

- réaction d'appuis:

$$\sigma_{bc}^m = \frac{R_u}{e b_0} \leq \frac{1,3 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \cdot 25}{1,15} = 28,26 \text{ MPa}$$

R_u : réaction d'appuis maximal.

e : côté du poteau considéré

b_0 : largeur de la poutre = 0,30 m.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Niv	VI	V	IV	III	II	I
appuis	1 2 3	1 2 3	1 2 3	1 2 3	1 2 3	1 2 3
M _u (kN.m)	50,5 74,4 94	98 101,5 145,8	132,4 136,4 172,5	162,5 193,8 193,8	193,4 198,3 214,7	141,6 131,3 129,2
V _u (kN.m)	56,3 78,2 86,8	93,7 102 111,1	110,5 126,8 122,9	125,3 146,2 132,1	135,8 167 140,6	81,5 82,5 25,3
0,9dV _u	22,80 31,67 35,15	37,94 41,31 42,99	44,75 51,35 49,77	50,74 59,21 53,50	56,61 67,63 56,94	33 33,41 10,24

Niv	R _u (kN)	e (m)	σ _{bc}
VI	141,6	0,5	0,944
V	193,8	0,5	1,292
IV	229,8	0,5	1,532
III	258,2	0,5	1,72
II	289,4	0,5	1,92
I	106,5	0,5	0,706

La condition $\sigma_{bc} \leq 28,26 \text{ MPa}$ est vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant :-

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u = \min [0,13 f_{cj}, 4 \text{ MPa}] = 3,25 \text{ MPa}$$

$$V_{u \max} = 167000 \text{ N} \Rightarrow \tau_u = \frac{167000}{300 \cdot 500} = 1,113 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Vérifiée

On fait le calcul pour $V_u = 167 \text{ kN}$

choisissons un cadre + 1 étrier = $4 \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$ par nappe.

$$s_t \leq \frac{0,18 f_e A_t}{b_0 (\tau_u - 0,5)} = \frac{0,18 \cdot 400 \cdot 1,13}{30 (1,113 - 0,5)} = 19,66$$

avec

τ_u : contrainte tangente conventionnelle calculée avec V_u réduit

A_t : section d'un cours d'armatures

s_t : espacement de 2 cours successifs.

$k = 1$ en flexion simple et sans reprise de bétonnage.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right) = \max \left(\frac{1,113}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,55 \text{ MPa}$$

$\frac{1,13 \times 400}{}$

$$\frac{1,13 \times 400}{30 \times 15} = 1,004 > 0,55 \text{ Verifié}$$

nous avons alors $s_t = 15$

D'après le RPA 81 on doit avoir :

à l'appui : $s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30\text{cm}\right) = \frac{50}{4} = 12,5 \text{ cm.}$

en travée : $s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm.}$

Nous adopterons finalement $s_t = 12 \text{ cm}$ en zone nodale
 $s_t = 25 \text{ cm}$ en zone courante.

Etat limite de Compression du béton :-

les règles BAEL indiquent, dans les commentaires de l'article A.4.5.2 que l'on peut se dispenser de vérifier la contrainte maximal du béton pour les sections rectangulaires soumises à la flexion simple et dont les armatures sont de la classe FeE40, si la condition suivante est remplie :-

$$\alpha = \frac{\gamma}{\eta} \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$ (rapport du moment M_u pour l'état limite ultime,

-du moment M_{ser} pour l'état - limite de service).

par conséquent, en pratique pour les sections considérés, nous ~~calculerons~~

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b c b d^2} \text{ et nous lisons, sur le tableau du chanon}$$

la valeur de α correspondante à μ .

NIV	trouée						appuis					
	traoué	Ms	Mu	α	γ	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$		Ms	Mu	α	γ	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc2}{100}$
VI	0-1	2,42	3,30	0,0368	1,36	0,43	0	2,80	5,05	0,05755	1,80	0,65
	1-2	3,73	5,1	0,0575	1,36	0,43	1	4,84	7,44	0,0854	1,53	0,51
	2-3	1,60	2,17	0,0239	1,35	0,42	2	6,57	9,40	0,1099	1,43	0,46
V	0-1	2,72	3,77	0,0445	1,38	0,44	0	4,04	9,8	0,1114	2,39	0,945
	1-2	3,57	4,91	0,0562	1,37	0,43	1	4,82	10,15	0,1181	2,1	0,80
	2-3	2,83	3,92	0,0445	1,38	0,44	2	8,82	14,58	0,1748	1,65	0,57
IV	0-1	2,73	6,02	0,0694	2,20	0,85	0	3,66	13,26	0,1574	3,62	1,56
	1-2	3,64	5,71	0,0654	1,56	0,53	1	5	13,64	0,1617	2,728	1,114
	2-3	2,83	3,92	0,0445	1,38	0,44	2	8,54	17,25	0,2101	2,02	0,76
III	0-1	2,71	7,67	0,0881	2,83	1,165	0	3,54	16,25	0,1953	4,59	2,04
	1-2	3,62	6,61	0,07605	1,82	0,66	1	5,17	19,38	0,2376	3,74	1,62
	2-3	2,83	3,92	0,0445	1,38	0,44	2	8,40	19,38	0,2376	2,30	0,90
II	0-1	2,76	9,74	0,1126	3,52	1,51	0	3,19	19,34	0,2376	6,06	2,78
	1-2	3,64	7,67	0,0881	2,1	0,80	1	5,62	19,83	0,2438	3,52	1,51
	2-3	2,83	3,92	0,0445	1,38	0,44	2	7,88	21,47	0,2658	2,72	1,12
I	0-1	0,58	7,04	0,0901	12,13	5,81	0	1,08	14,16	0,1689	13,11	6,3
	1-2	1,24	5,96	0,068	4,80	2,15	1	1,85	13,13	0,1560	7,09	3,29
	2-3						2	2,19	12,82	0,1517	5,85	2,67

PORTIQUE A₁, A₂

1°) Verification à la non fragilité :-

$$A \geq \frac{b_0 \cdot d}{1000} = \frac{30 \times 50}{1000} = 1,5 \text{ cm}^2 \quad \text{verifié pour toutes les sections}$$

2°) Pourcentage des aciers (RPA 81) :-

$$0,3 \% \leq A \leq 2,5 \% \rightarrow 4,5 \leq A \leq 37,5$$

3°) Verification à la flèche :-

$$\frac{ht}{l} = \frac{50}{480} = 0,104 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$M_t \text{ max} = 0,95 M_0$$

$$\frac{ht}{l} = 0,104 > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = 0,095 \quad A_{\text{max}} = 7,49 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{7,49}{30 \cdot 45} = 5,54 \cdot 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 5,54 \cdot 10^{-3} < 0,010 \text{ vérifié}$$

donc les trois conditions sont vérifiées et le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

4°) condition aux appuis :-

$$V_u^{\text{max}} = 16,95 \text{ t} = 169500 \text{ N}$$

$$M_u = 13,17 \text{ t.m} = 131700 \text{ N.m}$$

$$V_u + \frac{M_u}{0,9d} = 169500 - \frac{131700}{0,9 \cdot 0,45} < 0$$

donc aucune verification n'est à effectuer pour la section des armatures. si $|M_u| > 0,9 d V_u \rightarrow$ aucune verification n'est à faire - voir le tableau ci dessous tous les condition aux appuis sont vérifié pour tous les appuis.

I	II	III	IV	V	VI
1 2 3 4 5	1 2 3 4 5	1 2 3 4 5	1 2 3 4 5	1 2 3 4 5	1 2 3 4 5
204,4 181,9 169 181,6 204,3	243,6 212 202,6 212,2 243,7	187 165,9 167,5 167,5 187,4	146,8 132,7 134,1 134,1 144,2	92,6 92,1 92,4 93,3 93,2	36,3 38,7 38 39,9 36,6
143,2 144,7 125,79 144,5 143,36	169,29 169,15 154,4 169,55 169,3	135,4 134,1 131,84 133,9 135,63	109,5 107,5 109,6 109,4 109,8	75,72 92,01 90,1 81,94 76	29,63 31,6 36,8 36 28,74
57,99 58,60 50,94 58,5 58,06	68,56 68,64 62,53 68,66 68,56	54,83 54,31 53,39 54,22 54,93	44,34 43,53 44,38 44,30 44,46	30,66 37,26 36,18 33,18 30,78	11,59 12,73 14,90 14,58 11,63

Reaction d'appuis.

$$\sigma_D = \frac{R_u}{e b_0} \leq \frac{1,3 \cdot f_{c28}}{\gamma_D} = \frac{1,3 \cdot 25}{1,15} = 28,26 \text{ MPa}$$

NIV	Ru (kN)	c (cm)	σ _{bc}
VI	68,95	0,30	0,766
V	172,14	0,30	1,91
IV	214,6	0,40	1,78
III	257,8	0,40	2,14
II	323,9	0,50	2,16
I	270,9	0,50	1,80

verification de l'effort tranchant :-

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min [0,13 f_{cj}, 1,4 \text{ MPa}] = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$V_u^{max} = 169560 \text{ N} \Rightarrow \tau_u = \frac{169560}{300 \cdot 500} = 1,13 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

verifiée.

on fait le calcul pour $V_u = 167 \text{ kN}$.

choisissons un cadre + 4 étriers = $4 \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$ par napp.

$$s_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 (\tau_u - 0,5)} = \frac{0,8 \cdot 400 \cdot 1,13}{30 (1,13 - 0,5)} = 19,13.$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right) = \max \left(\frac{1,13}{2}, 0,4 \right) = \max (0,565, 0,4) = 0,56.$$

$$\frac{1,13 \cdot 400}{30 \cdot 15} = 1,004 > 0,56 \text{ Verifiée.}$$

nous avons alors $s_t = 15$.

d'après le RPA 81 on doit avoir :-

à l'appui : $s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi, 30 \text{ cm} \right) = \frac{50}{4} = 12,5 \text{ cm.}$

en travée : $s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm.}$

Nous adopterons finalement : $s_t = 12 \text{ cm}$ en zone nodale.
 $s_t = 25 \text{ cm}$ en zone courante.

Ferraillage des poteaux

Suivant le CCBA 681-

les poteaux sont sollicités en flexion composée (M, N) sous la sollicitation du SP_1 et SP_2 , on armera avec la plus grande section d'acier calculée qd ne sera pas tenu compte du flambement car :-

$$\frac{l_c}{a} = \frac{306}{30} = 10,2 < 14,4$$

Méthode de calcul des armatures :-

on utilise la méthode classique de poutre charbon.

Dans notre cas on peut avoir 2 types de sollicitations :-

1°) Section entièrement comprimée.

2°) Section partiellement comprimée.

pour la méthode de calcul de ferraillage symétrique voir organigramme de calcul

- si on trouve des section d'acier moins que les ferraillages minimal du (RPA) on adoptera les ferraillages minimal du (RPA)

Combinaison de poteaux :-

- sollicitation du 1° genre courante: $G + 1,2 P$ (CCBA 68) SP_1 .

- sollicitation du 2° genre (d'après le RPA 81).

$$\left. \begin{array}{l} \text{a) } G + Q + 1,2 S I \\ \text{b) } 0,8 G \pm S I \end{array} \right\} SP_2$$

- la combinaison [a] donne un effort normal maximal et un moment correspondant (N_{max}, M_{cor}).

- la combinaison [b] donne un effort minimum et un moment correspondant (N_{min}, M_{cor}).

- on calcul l'effort normal max sous SP_2 avec le moment correspondant suivant x puis on ajoute l'effort normal sous $G+P$ suivant y, (même chose dans l'autre sens en remplaçant x par y).

- on calcul l'effort normal minimum sous SP_2 avec le moment correspondant suivant x puis on ajoute l'effort normal sous $G+P$ suivant y (même chose dans l'autre sens)

- on calcul l'effort normal max sous SP_1 avec le moment correspondant puis on ajoute l'effort normal sous SP_1 suivant y.

$$N_x \max (SP_2) + N_y (G+Q) \rightarrow M_x \text{ correp.}$$

$$N_x \min (SP_2) + N_y (G+Q) \rightarrow M_x \text{ correp.}$$

la même chose dans l'autre sens en remplaçant x par y.

$$N_x (SP_1) + N_y (SP_1) \rightarrow M_x \text{ correp.}$$

la même chose dans l'autre sens en remplaçant x par y.

Les résultats de ces combinaisons pour les deux portiques A1, A2 et III sont donne par des tableaux

Potencia	barras	SP1					SP2															
		N _x	N _y	N _T	M _x	M _y	N _{xmax}	N _y	N _T	M _x	N _{ymin}	N _x	N _T	M _y	N _{minx}	N _y	N _T	M _x	N _{miny}	N _x	N _T	M _y
I _A	6	-1,12	-3,55	-4,67	0,66	2,50	-2,6	-3,48	-6,08	3,5	-4,74	-1,11	-5,85	5,24	0,90	-3,48	-2,58	3,63	-1,48	-1,11	-2,6	0,54
	5	-3,79	-9,21	-13	0,63	2,02	-3,57	-9,03	-18,6	7,21	-13,75	-3,75	-17,5	8,11	3,78	-9,03	-5,25	6,14	-2,6	-3,75	-6,35	3,69
	4	-6,43	-14,77	-21,2	0,66	2	-14,93	-14,5	-34,41	9,25	-25	-6,4	-31,38	9,95	10,08	-14,48	-4,4	8,24	-1,67	-6,38	-8,05	5,24
	3	-9,06	-20,24	-29,28	0,67	1,28	-31,9	-19,8	-52,7	10,6	-38,12	-8,98	-47,1	11,31	19,02	-19,8	-0,78	9,6	0,93	-8,98	-8,05	6,45
	2	-11,57	-25,43	-37	0,69	1,36	-49,25	-24,9	-74,2	17,07	-52,95	-11,5	-64,45	15,41	31,49	-24,73	6,56	16,38	5,4	-11,5	-6,12	11,22
	1	-13,70	-28,47	-42,17	0,66	0,98	-63,15	-27,97	-91,12	13,42	-63,94	-13,62	-77,56	13,02	41,98	-27,97	14,01	13,05	9,6	-13,67	-4,02	10,13
II _A	6	-1,85	-11,66	-13,51	0,19	3,95	-1,84	-11,40	13,24	5,81	-12,64	-1,84	-14,48	7,29	-0,95	-11,4	-12,35	5,51	-7,04	-1,84	-8,9	0,95
	5	-6,86	-24,73	-31,59	0,14	2,63	-5,98	-24,02	-30	10,71	-27,8	-6,81	-34,61	8,12	4,48	-24,02	-19,54	10,54	-13,2	-6,81	-20,0	3,3
	4	-11,87	-37,71	-49,58	0,12	2,52	-11,3	-36,55	-47,89	17,13	-44,15	-11,78	-55,93	9,56	-8,67	-36,55	-45,22	14,29	-18,24	-11,8	-30,01	4,3
	3	-16,9	-50,62	-67,52	0,08	2,85	-17,2	-49,01	-66,21	20,9	-61,45	-16,78	-78,23	10,29	-12,6	-49,01	-61,61	17,54	22,4	-16,8	-37,2	5,07
	2	-22	-63,34	-85,34	0,03	1,55	-24,6	-61,29	-85,98	27,54	-79,6	-21,85	-101,45	14,09	-14,58	-61,29	-75,87	22,97	-25,5	-21,9	-97,4	7,54
	1	-26,52	-65,87	-92,39	0,01	0,77	-31,25	-63,31	-94,96	19,94	-86,74	-26,34	-113,1	12,12	-16,4	-63,8	-80,21	16,61	-23,7	-26,4	-50,1	7,22
III _A	6	-2,53	-11,61	-14,1	0,16	3,84	-2,5	-11,35	-13,8	7,43	-12,6	-2,5	-15,08	7,13	-1,09	-11,3	-13,3	6,21	-7,03	-2,5	-9,53	0,6
	5	-8,1	-27,8	-35,8	0,11	1,83	-8,0	-26,9	-34,9	17,0	-30,6	-8,0	-38,6	7,2	-6,1	-26,9	-33	10,83	-14,9	-8,0	-22,9	3,7
	4	-13,6	-43,84	-57,4	0,11	1,84	-13,5	-42,4	-55,8	17,3	-49,9	-13,5	-63,4	8,7	-10,31	-42,4	-52,7	14,6	-21,7	-13,5	-35,2	4,7
	3	-19,15	-59,85	-79	0,48	1,17	-19,0	-57,8	-76,8	20,6	-70	-19	-89,0	9,4	-14,53	-57,8	-72,3	17,34	-27,6	-19	-46,6	5,4
	2	-24,7	-75,7	-100,4	0,06	0,56	-24,5	-73,0	-97,5	26,9	-91	-24,5	-115,5	13,8	-18,7	-73	-91,7	22,5	-32,6	-24,5	-57	9,6
	1	-29	-78,2	-107,2	0	0,83	-29,9	-75,5	-104,4	19,6	-98,3	-28,9	-127	12,0	-22,3	-75,5	-97,8	16,3	-30,8	-28,9	-59,7	9,03
IV _A	6	-2,3	-9,97	-12,3	0,32	4,65	-2,8	-9,8	-12,6	7,11	-10,96	-2,3	-13,2	7,85	-1,3	-9,8	-11,0	5,42	-6,0	-2,3	-8,2	1,09
	5	-7,7	-23,07	-30,8	0,22	2,64	-8,5	-22,4	-30,9	12,9	-26,07	-7,61	-33,7	7,92	-5,06	-22,4	-27,5	10,5	-12,2	-7,6	-19,8	3,16
	4	-13,1	-36,07	-49,2	0,21	2,6	-13,45	-34,95	-48,4	17,5	-42,3	-12,97	-55,3	9,4	-9,53	-34,9	-44,5	14,2	-17,3	-13	-30,3	4,1
	3	-18,5	-49	-67,5	0,17	2,85	-17,96	-47,4	-65,4	19,9	-59,5	-18,4	-77,8	10,1	-13,7	-47,4	-61,1	17,6	-21,6	-18,4	-40,0	4,8
	2	-24,1	-61,7	-85,8	0,08	0,73	-21,14	-59,7	-80,8	27,6	-77,4	-23,9	-101,3	13,7	-16,0	-59,7	-75,7	23,0	-24,9	-23,9	-48,8	9,2
	1	-28,6	-64,24	-92,81	0,02	0,8	-25,43	-62,2	-98,2	16,6	-84,4	-28,4	-112,8	11,75	-17,8	-62,2	-80,0	16,6	-23,2	-28,4	-51,6	9,9
V _A	6	-1,14	-4,9	-6,0	0,69	3,46	-3,2	-4,8	-8,01	4,3	-6,0	-1,12	-7,08	6,0	0,9	-4,8	-3,9	2,51	2,41	-1,12	2,3	1,23
	5	-3,8	-12,2	-16,0	0,72	2,5	-11,8	-11,9	-23,7	8,7	-16,3	-3,8	-20,12	8,11	3,75	-11,9	-8,2	6,12	4,7	-3,8	0,9	3,13
	4	-6,5	-19,3	-25,8	0,68	2,51	-24,5	-18,8	-43,3	11,2	-29	-6,5	-35,12	9,9	10,03	-18,8	-8,8	8,23	5,03	-6,5	-1,43	4,54
	3	-9,1	-26,3	-35,4	0,68	2,5	-30,2	-25,6	-65,9	12,9	-42,7	-9,07	-51,8	11,16	18,96	-25,6	-6,7	9,6	3,8	-9,07	-5,3	5,77
	2	-11,7	-32,9	-44,6	0,49	1,6	-60,0	-32,1	-22,1	20,5	-58,3	-11,6	-69,9	14,32	31,4	-32,1	-0,7	16,4	0,73	-11,6	-10,9	10,5
	1	-13,8	-34,8	-48,6	0,47	0,49	-76,9	-34,02	-110,8	16,12	-67,6	-13,7	-81,3	11,9	11,94	-34,0	-7,9	13,03	-3,9	-13,7	-17,7	9,6

FERTILIZANTE

portique III

Potency	Barres	SP ₁					SP ₂															
		M _x	N _y	N _T	M _x	M _y	N _{max}	N _y	N _T	M _x	N _{max}	N _x	N _T	M _y	N _{min}	N _y	N _T	M _x	N _{y min}	N _x	N _T	M _y
III A	6	-2,53	-11,6	-14,14	0,16	3,84	-2,5	-11,4	-13,85	7,43	-12,6	-2,5	15,2	7,13	-1,9	-11,4	-13,3	6,21	-7,02	-2,5	-9,5	0,58
	5	-8,06	-27,8	-35,8	0,11	1,83	-8	-27	-34,9	13	-30,6	-8,0	-38,6	7,2	-6,1	-27	-33,1	10,8	-14,9	-8	-22,9	3,69
	4	-13,60	-43,8	-57,4	0,11	1,84	-13,5	-42,4	-55,8	17,3	-49,9	-13,5	-63,4	8,8	-10,3	-42,4	-52,7	14,6	-21,7	-13,5	-35,2	4,65
	3	-19,15	-59,85	-73	0,11	1,17	-19	-57,8	-74,9	20,6	-74,04	-19	89,0	9,4	-14,5	-57,8	-72,3	17,3	-27,6	-19	-46,6	5,4
	2	-24,7	-75,7	-100,4	0,06	0,56	-24,5	-73	-97,5	26,0	-91	-24,5	-115,5	13,8	-18,7	-73	-91,6	29,5	-32,6	-24,5	-57,1	9,4
	1	-29	-78,2	-107,2	0	0,83	-28,9	-75,5	-104,4	19,6	-98,12	-28,9	-127	12,02	-22,3	-75,5	-97,8	16,3	-30,8	-28,9	-59,7	9,03
III B	6	-2,4	-13,3	-15,7	0,02	0,52	-2,73	-13,01	-15,7	12,2	-13	-2,32	-15,3	4,7	-1,4	-19,01	14,4	10,15	4,7	-2,3	-7,0	2,6
	5	-7,2	-27,7	-35,0	0	0,12	-7,8	-27	-34,7	22,4	-27,8	-7,14	-34,9	9,23	-4,7	-27,0	-31,7	18,6	7,53	-7,1	-11,7	5,5
	4	-12,13	-42,5	-54,6	0	0,2	-12,7	-41,2	-53,9	30,0	-43,8	-12,0	-55,8	12,24	-8,3	-41,2	-49,4	25	10,3	-12	-22,3	7,6
	3	-17,0	-57,3	-74,3	0,01	0,2	-17,6	-55,6	-73,2	35,8	-60,9	-16,9	-77,7	14,9	-11,7	-55,6	-67,3	29,8	12,6	-16,8	-29,3	9,6
	2	-21,9	-72,6	-94,4	0,04	0,44	-22,1	-70,3	-92,4	48,5	-79,3	-21,6	-100,85	18,7	-15,6	-70,3	-85,8	40,4	12,6	-21,6	-37,2	8,7
	1	-24,4	-76,8	-101,2	0	0,63	-24,3	-74,5	-98,8	34,7	-86,7	-24,0	-110,7	14,6	-18,2	-74,5	-92,7	28,9	12,3	-24	-36,4	9,2
III C	6	-1,76	5,6	-7,4	4,3	2,86	-8,04	-5,51	13,5	11,53	-4,95	1,73	6,7	4,24	5,51	-5,51		12,01	-2,9	1,7		0,93
	5	-8,54	-12,4	-24	2,8	1,83	-122,9	-12,1	134,9	12,07	-12,2	8,43	20,6	6,15	89	-12,1		7,43	-4,6	8,4		3,73
	4	-14,12	-19	-33,1	0,06	1,93	-135,8	-18,5	154,3	10,87	-21,2	14,0	35,1	7,7	91	-18,5		9,4	-4,2	14		5,13
	3	-19,5	-25,5	-45	0,66	1,92	-124,9	-24,8	149,7	11,2	-31,7	19,3	50,4	8,84	73,6	-24,8		8,5	-2,2	19,3		6,3
	2	-24,9	-31,8	-56	0,86	1,5	-128,1	-30,9	159,02	22,7	-43,6	24,6	68,2	11,95	67,8	-30,9		17,7	1,47	24,6		11,2
	1	-29,1	-33,6	-62,7	0,78	0,62	-130	-32,7	162,7	19,2	-51,4	28,8	80,23	10,2	63,2	-32,7		14,8	2,06	29		12,03

```

1  PRT " FLEXION COMP SYMM" 78 → 136
10 VAC
20 SET F3
30 INP " LARG", B " HAUT", H, " ENRO", D, " MOMENT",
    M, " FORCE", N
40 INP " SIG28", C, " COEFF DE MAJORA", X
50 M = 1E5 * M : N = 1E3 * N : D = D / H.
55 IF N < 0 THEN 480
56 IF M < 0 THEN 480
60 IF N ≠ 0 THEN 80
70 N = 1E - 9
80 E = 6 * M / N / H
90 IF E / 3 ≥ 1 THEN 120
100 F = (.25 + E / 12) * C * X
110 GOTO 130
120 F = .5 * C * X
130 L = M / F / B / H / H : U = N / F / B / H
140 IF E < 1 THEN 360
150 P = 3 * D * (D - 1) + 6 * L + 1 / 6
160 Q = L - 1.5 * U * (1 - 2 * D) ↑ 2 + 2 * D * (D - 1) + 11 / 27
170 R = SQR ((Q / 2) ↑ 2 + (P / 3) ↑ 3)
180 S = -Q / 2 + R
190 IF S < 0 THEN 220
200 S = S ↑ (1/3)
210 GOTO 230
220 S = -S : S = S ↑ (1/3) : S = -S
230 T = -Q / 2 - R
240 IF T < 0 THEN 270
250 T = T ↑ (1/3)
260 GOTO 280
270 T = -T : T = T ↑ (1/3) : T = -T
280 Z = S + T + 2 / 3
290 A = (2 * N * Z - F * B * H * Z ↑ 2) / F / (60 * Z - 30)
292 IF (1 - D) < Z THEN 360
295 IF E * (1 + 15 * A / B / H) / (1 + 28.8 * A / B / H) ≤ 0 THEN 360
296 PRT " SECT PART COMPRIMEE "
297 IF A < 0 THEN 460
300 PRT A = A' ; A
310 PRT " SIG A TRAC = " ; 15 * F * (1 - Z - D) / Z
320 PRT " SIG A COMP = " ; 15 * F * (Z - D) / Z
330 PRT " AXE NEUT = " ; Z * H ; CSR17 ; " CM "
340 PRT " SIC BETON = " ; F
350 PRT " POURCEN = " ; 200 * A / B / H
355 GOTO 10
360 G = 0.27 * (1 - 2 * D) ↑ 2 / U
361 PRT " SECT TOTA COMPRIMEE "

```



```

370 I = 0.3 * (1/U - E) - 0.9 * (1 - 1/U) * (1 - 2 * D) ↑ 2
380 J = 1/U - E - 1
390 K = I ↑ 2 - 4 * G * J
400 IF K < 0 THEN 460
410 K = SQR K : A = (K - I) * B * H / 200 / G
415 IF (K - I) < 0 THEN 460
420 PRT "A = A' = " ; A
430 PRT "SIG A COMP < " ; 15 * F
440 PRT "SIG BETON = " ; F
445 PRT "POURCENT = " ; 200 * A / B / H
450 GOTO 10
460 PRT "A = A' = MINIMUM"
470 GOTO 10
480 PRT "M, N DOIVENT ETR ≥ 0"
490 GOTO 10

```

EFFORTS TRANCHANTS.

Po	Bo	I _A						II _A						III _A						IV _A									
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6				
		0,42	0,45	0,42	0,43	0,25	0,30	1,53	1,31	1,27	1,96	0,58	0,58	4,22	7,9	10,83	12,96	12,86	13,35	2,54	1,65	1,37	0,64	0,19	0,14	0,13	0,11	0,08	0,05
		1,70	4,03	5,88	6,60	9,15	8,16	3,74	7,7	10,76	15,25	13,17	13,85	4,22	7,9	10,83	12,96	12,86	13,35	4,04	7,92	10,96	13,4	2,1	4,9	6,75	7,46	9,6	9,79
		2,52	4,57	5,95	6,70	7,13	6,95	3,73	4,62	5,71	6,13	6,43	5,81	3,70	4,52	5,61	6	6,25	5,65	3,19	4,65	5,94	6,73	1,14	3,83	6,50	9,14	11,67	13,82

Po	Bo	I _A						II _B						III _B											
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6						
		0,1	0,07	0,07	0,07	0,02	0,002	1,72	1,19	1,20	1,21	0,48	0,32	0,1	0,07	0,07	0,07	0,02	0,002	0,28	0,07	0,07	0,07	0,04	0,1
		4,22	7,9	10,83	12,96	12,86	13,35	4,19	43,60	18,90	22,49	23,2	23,63	8,77	6,50	5,46	7,25	5,25	5,86	6,9	13,60	18,90	22,49	23,2	23,63
		3,46	4,07	5,2	5,53	6,2	5,78	2,55	5,53	7,62	9,57	8,72	9,16	2,16	3,45	4,58	5,25	5,86	5,83	2,55	5,53	7,62	9,57	8,72	9,16

PO	BT	(cm)	(cm)	V _a	V _a	neutroy	V _b	¹⁶ H	A adopte	A _x	A _x	V _a	V _a	A.N y	V _b	% (A)	A adopte
I _A	6	5,4	5,4	3458	215	8,02	97,5	0,719	3T16 = 6,03	2,69	2,69	4085	746	6,7	90	0,36	3T16 = 6,02
	5	6,3	6,3	3493	1456	9,41	142	0,842	3T16 = 6,03	5,56	5,56	3767	1381	9,44	135	0,74	3T16 = 6,02
	4	4,1	4,1	3666	1460	12,7	127,5	0,410	2T20 + 1T16 = 8,29	3,25	3,25	3559	1468	12,43	127	0,326	2T20 + 1T16 = 8,29
	3	4,0	4,0	3177	1706	14,9	142	0,402	2T20 + 1T16	2,08	2,08	3721	1869	14,36	157	0,209	2T20 + 1T16
	2	1,9	1,89	3833	1918	17,6	154	0,152	3T20 = 9,42	1,62	1,62	4196	2159	17,44	172	0,133	3T20 = 9,42
	1	Amin							3T20 = 9,42	Amin	A _{min}						
II _A	6	6,34	6,34	3663	1292	9,26	127,5	0,846	3T16 = 6,03	5,96	5,96	2968	1070,12	9,35	105	0,795	3T16 = 6,03
	5	4,6	4,6	3798	1777	10,65	169	0,616	3T16 = 6,03	7,8	7,8	4190	1922	10,41	180	1,02	4T16 = 8,04
	4	0,85	0,86	3773	1898	14,38	159	0,084	2T20 + 1T16	7,41	7,41	4020	2051	14,48	172	0,741	2T20 + 1T16
	3	Amin							2T20 + 1T16	8,2	8,2	4102	2458	15,74	202,5	0,82	2T20 + 1T16
	2	Amin							3T20	7,6	7,6	3672	2398	20,38	187	0,608	3T20
	1	Amin							3T20	1,8	1,8	3508	2392	20,83	186	0,149	3T20
III _A	6	6,07	6,07	3666	1292	9,25	127,5	0,81	3T16	6,57	6,57	3678	1291	9,23	127,5	0,877	3T16
	5	3,26	3,26	3678	1791	10,86	165	0,435	2T20	10,7	10,7	3606	2080	11,56	180	1,42	2T20 + 2T16
	4	Amin							2T20	7,61	7,61	3566,2	2088,6	15,56	172	0,762	2T20 + 2T16
	3	Amin							2T20	8,02	8,02	3606	2498	16,91	202,5	0,802	2T20 + 2T16
	2	Amin							2T20	5,6	5,6	3871	2596	20,7	202,5	0,448	2T20 + 2T16
	1	Amin							2T20	1,41	1,41	2618	2320	23,67	177	0,12	2T20 + 2T16
IV _A	6	7,32	7,32	3583	1301	9,39	127	0,977	2T20 + 1T16 = 8,29	5,96	5,96	3903	1266	8,87	127,5	0,796	3T16 = 6,03
	5	4,9	4,87	3534	1707	10,81	157,5	0,65	2T20	9,6	9,6	4147	2039	10,91	187,5	1,28	3T20
	4	0,76	0,76	3829	1888	14,23	159	0,076	3T20	7,74	7,74	3955	2057	14,63	172	0,775	3T20
	3	Amin							3T20	8,78	8,78	3562	2295	16,32	187	0,879	3T20
	2	Amin							3T20	7,64	7,64	3894	2384	19,7	187	0,612	3T20
	1	Amin							3T20	0,381	0,381	3614	2263	19,94	177	0,023	3T20
V _A	6	7,1	7,1	3004	966	8,84	97,5	0,947	2T20 + 1T16 = 8,29	3,53	3,53	3793	878	7,51	97,5	0,471	2T20
	5	5,69	5,69	4198	1533	9,41	150	0,76	2T20	7,55	7,55	3348	1527	10,52	142,5	1,008	2T20 + 1T16
	4	3,95	3,95	3380	1483	13,36	127	0,395	2T20 + 1T16	3,19	3,19	3459	1683	14,13	142	0,397	2T20 + 1T16
	3	2,68	2,68	3706	1870	14,4	157,5	0,268	2T20 + 1T16	2,2	2,2	4009	2220	15,11	184	0,22	2T20 + 1T16
	2	0,89	0,89	3333	1895	18,9	150	0,072	3T20	2,16	2,16	3906	2439	19,91	191	0,173	3T20
	1	Amin							3T20	Amin							

Porcan 6,5 section 30x50, 4,3 → 40x50, 2,1 50x50

4.3 30x50
2.1 50x50.

Poteau	barre	A _x	A _x '	S _a	S _a '	A.N y	S _b '	%(A)	A adopté	A _y	A _y '	S _a	S _a '	A.N	S _b '	%(A)	A' adopté
III A	6	6,57	6,57	3669	1292	9,25	127,5	0,877	4T16=8,04	6,07	6,07	3666	1292	9,25	127,5	0,81	3T16=6,03
	5	9,8	9,79	3906	2065	11,3	187,5	1,306	2T20+2T16=10,3	6,66	6,66	1997	1278	13,20	127,5	0,88	2T20+1T16=8,9
	4	6,9	6,9	3920	2163	15,1	180	0,686	2T20+1T16	Amin	Amin						2T20+1T16
	3	8,08	8,08	3605	2498	16,91	202,5	0,802	2T20+1T16	Amin	Amin						2T20+1T16
	2	4,98	4,98	3909	2594	20,55	202,5	0,399	3T20	Amin	Amin						3T20
	1	1,5	1,49	2618,9	2320	23,67	177	0,120	3T20	Amin	Amin						3T20
III B	6	10,4	10,4	4194	1733	10,02	165	1,58	2T20+2T16=14,3	3,09	3,09	3750	1083	8,38	112,5	0,412	2T20
	5	22,01	22,01	3575	2302	12,4	202,5	2,93	5T25	5,68	5,68	3898	1866	10,77	172	0,757	2T25
	4	16,38	16,38	4662	2461	15,82	202,5	1,638	5T25	2,73	2,73	4126	2043	14,25	172	0,273	2T25
	3	23,5	23,5	3258	2524	17,85	202,5	2,34	5T25	3,9	3,9	3055	2286	17,55	183	0,388	2T25
	2	21,5	21,5	3481,4	2621	21,9	202,5	1,718	5T25	1,04	1,04	2770	2301	22,96	176	0,083	2T25
	1	11,2	11,2	3568	2615	21,61	202,5	0,894	5T25	Amin	Amin						2T25
III C	6	10,01	10,01	4131	1640	9,82	157	1,34	2T16+2T20=10,3	3,46	3,46	4004	855	7,22	97	0,1463	2T20=6,28
	5	18,71	18,71	235	2129	24,6	161	2,49	4T25=14,63	3,86	3,86	3978	1357	9,10	135	0,51	2T25
	4	6,74	6,74	—	2053	—	136,9	0,674	4T25	1,66	1,66	3853	1445	12,27	127,5	0,166	2T25
	3	5,9	5,9	—	2085	—	139	0,59	4T25	2,116	2,116	1985	1480	12,52	119	0,247	2T25
	2	6,54	6,54	611	2193	37,4	158	0,524	4T25	Amin	Amin						2T25
	1	3,76	3,76	274	2074,5	41,85	148	0,301	4T25	Amin	Amin						2T25

toutes les sections sont partiellement comprimées sauf poteau III c barre 3 et 4 sont entièrement comprimées dans le sens X.

Suivant le BAEL 80

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, avec un effort de compression. En principe les sections soumises à un effort normal de compression doivent être vérifiées vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, les règles BAEL autorisent toutefois la procédure simplifiée (BAEL Art 4.3.5) définie ci-après :-

1) on rappelle tout d'abord que l'élanement d'un élément de longueur l est défini par.

$$\lambda = \frac{Kl}{i} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{rayon de giration}$$

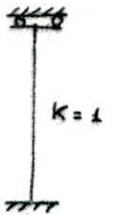
B : aire de la section du béton seul.

I : moment d'inertie de B par rapport à l'axe perpendiculaire au plan de flexion et passant par le centre de gravité de B , et K : coefficient de finissant la longueur de flambement

$Kl = K \cdot l$ en fonction des liaisons aux extrémités de l'élément

pour section rectangulaire on a

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{Kl}{h} \quad \text{ou} \quad \lambda = 3,46 \cdot \frac{Kl}{B}$$



2) Comme dans le plan de flexion

$$\lambda \leq \text{Max} [50, \min(67 e/h, 100)]$$

on effectuera le calcul suivant la direction la plus défavorable en tenant compte d'une excentricité additionnelle e de la force extérieure.

$$e_1 \geq \text{max} (2 \text{ cm}, Kl/250)$$

Les sollicitations seront majorées par les coefficients α_1 donnés par les formules

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{si} \quad \frac{e}{h} \leq 0,75$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,15 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \cdot \frac{h}{e} \quad \text{si} \quad \frac{e}{h} > 0,75$$

La deuxième valeur de α_1 étant toutefois limitée à $\alpha_1 = 1,4$.

$$N_u = N \cdot \alpha_1 \quad M_u = N \cdot \alpha_1 (e + e_1) = \alpha_1 (M + N \cdot e)$$

* Comme chaque poteau est soumis à un effort normal et des moments fléchissants, les poteaux seront calculés en flexion composée sous la sollicitation vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance (SP_1) et la plus défavorable des sollicitations vis-à-vis des états limite lors des actions accidentelles (SP_2), on armera avec la plus grande section d'acier calculée.

Combinaison des poteaux

- sollicitation du 1^{er} genre $1,35G + 1,5P$ BAEL 80 SP_1
- sollicitation du 2^{ème} genre $G + Q + SI$ action accidentel SP_2

$$N_x^{\text{max}} (SP_2) + N_y (G+Q) \rightarrow M_x \text{ corresp.}$$

$$N_x^{\text{min}} (SP_2) + N_y (G+Q) \rightarrow M_x \text{ corresp.}$$

même chose dans l'autre sens en remplaçant x par y .

Les résultats de ces combinaisons pour les deux poteaux A₁, A₂ et III sont donnés par des tableaux d'après l'ordinateur.

Méthode de calcul :-

on utilise la méthode du pierre chamon.

Section rectangulaire partiellement Comprimée

- L'effort normal étant un effort de compression, le centre de pression c se trouve à l'extérieur de la section.

- L'effort normal étant un effort de compression, le centre de pression c se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante est vérifiée :-

$$N(d-d') - MA \leq (0,337h - 0,81d') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}$$

MA = moment fictif égal au moment par rapport aux armatures tendues. dans ce cas on calcule les armatures sous l'effet de MA à la flexion simple :-

soit A_p et A_f armatures déterminées à la flexion simple sous MA , les armatures A et A' de la section réel auront pour valeurs. si N est un effort de compression :

$$A' = A_p \quad A = A_f - \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Section rectangulaire totalement Comprimée

- L'effort normal est un effort de compression.

- Le centre de pression c se trouve à l'intérieur de la section, on a la condition.

$$N(d-d') - MA > (0,337h - 0,81d') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A_1' = \frac{MA - (d - 0,5h) b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{(d - d') \sigma_2}$$

$$A_2' = \frac{N - 100 b h \sigma_{bc}}{100 \sigma_2} - A_1'$$

σ_2 : contrainte de l'acier pour $\epsilon_s = 2 \text{ ‰}$.

Portique A, Az

Potaux	barre	$N_{x,max}$	N_y	N_{tot}	M_x	$N_{y,max}$	N_x	N_{tot}	M_y
I A	6	-2,86	-3,48	-6,34	3,63	-4,53	-4,11	-5,64	4,78
	5	-10,43	-9,03	-19,46	7,37	-12,96	-3,75	-16,71	7,09
	4	-21,39	-14,48	-35,87	9,40	-23,15	-6,38	-29,53	8,62
	3	-34,93	-19,8	-54,73	10,74	-35,08	-8,98	-44,06	9,74
	2	-51,86	-24,93	-76,79	17,16	-48,28	-11,50	-59,78	13,01
	1	-66,18	-27,97	-94,15	13,46	-57,94	-13,62	-71,56	10,92
II A	6	-2,28	-11,40	-13,68	5,85	-12,43	-6,84	-14,27	6,71
	5	-7,58	-24,02	-31,58	10,75	-27,17	-6,81	-33,98	7,16
	4	-12,18	-36,55	-48,73	14,50	-42,89	-11,78	-54,67	8,38
	3	-17,12	-49,01	-66,13	17,40	-59,37	-16,78	-76,15	8,97
	2	-24,13	-61,29	-85,42	22,95	-76,55	-21,85	-98,40	11,98
	1	-30,43	-63,81	-94,24	16,62	-82,92	-26,36	-109,28	10,19
III A	6	-2,50	-11,35	-13,85	6,48	-12,38	-2,50	-14,88	6,57
	5	-7,99	-26,90	-34,89	11	-39,0	-8,0	-38,0	6,29
	4	-13,48	-42,36	-55,84	14,58	-48,62	-13,50	-62,12	7,58
	3	-18,98	-57,77	-76,75	17,37	-67,99	-18,99	-86,98	8,09
	2	-24,49	-72,98	-97,47	22,48	-88,03	-24,49	-112,52	11,75
	1	-28,87	-75,51	-104,38	16,30	-94,35	-28,87	-123,22	10,12
IV A	6	-2,71	-9,76	-12,47	5,98	-10,76	-2,27	-13,03	7,29
	5	-8,36	-22,40	-30,76	10,82	-25,46	-7,61	-33,07	6,98
	4	-13,37	-34,95	-48,32	14,58	-41,10	-12,97	-54,07	8,25
	3	-18,71	-47,42	-66,13	17,31	-57,64	-18,37	-76,01	8,79
	2	-26,16	-59,69	-85,85	22,93	-74,47	-23,88	-98,35	11,65
	1	-32,44	-62,23	-94,67	16,63	-80,73	-28,36	-109,09	9,88
V A	6	-2,87	-4,78	-7,65	3,66	-5,76	-1,12	-6,88	5,55
	5	-10,48	-11,81	-22,29	7,40	-15,58	-3,80	-19,38	7,16
	4	-21,46	-18,82	-40,28	9,42	-27,02	-6,46	-33,48	8,65
	3	-35,03	-25,64	-60,67	10,75	-39,87	-9,07	-48,94	9,70
	2	-51,96	-32,10	-84,06	17,17	-53,89	-11,60	-65,49	12,08
	1	-66,29	-34,02	-100,31	13,47	-61,59	-13,73	-75,72	9,99

Portique III

Potaux	barre	$N_{x,max}$	N_y	N_{tot}	M_x	$N_{y,max}$	N_x	N_{tot}	M_y
III A	6	-2,50	-11,35	-13,85	6,48	-12,38	-2,50	-14,88	6,57
	5	-7,90	-26,96	-34,86	11	-39,0	-8,0	-38,0	6,29
	4	-13,48	-42,36	-55,84	14,58	-48,62	-13,50	-62,12	7,58
	3	-18,98	-57,77	-76,75	17,37	-67,99	-18,99	-86,98	8,09
	2	-24,49	-72,98	-97,47	22,48	-88,03	-24,49	-112,52	11,75
	1	-28,87	-75,51	-104,38	16,30	-94,35	-28,87	-123,22	10,12
III B	6	-2,66	-13,01	-15,67	10,19	-13,01	-2,32	-15,33	4,83
	5	-7,68	-26,95	-34,63	18,64	-27,63	-7,14	-34,77	7,71
	4	-12,59	-41,18	-53,77	24,97	-43,40	-11,96	-55,36	10,19
	3	-17,49	-55,55	-73,04	29,83	-60,04	-16,77	-76,81	12,44
	2	-22,04	-70,26	-92,30	40,39	-77,78	-21,58	-99,34	15,63
	1	-24,21	-74,52	-98,73	28,89	-84,68	-24,04	-108,72	12,11
III C	6	-8,48	-5,51	-13,99	11,46	-6,52	-4,73	-8,25	5,05
	5	-103,73	-12,1	-115,83	10,34	-15,90	-8,43	-24,33	6,69
	4	-115,50	-18,47	-133,97	9,02	-26,95	-13,95	-40,90	8,30
	3	-107,28	-24,77	-132,05	9,40	-39,48	-19,26	-58,74	9,43
	2	-110,85	-30,91	-141,76	19,02	-53,47	-24,56	-78,03	12,05
	1	-113,82	-32,67	-146,49	16,10	-61,62	-28,80	-90,42	10,24

portique III

poteau	Barres	N [t]	M [t.m]	e (cm)	e' (cm)	$\frac{e}{e'}$	A	α_1	N _u	M _u	A = A' [cm ²]
III A	6	13,85	6,48	0,467	0,02	1,55	35,29	1,13	15,65	7,63	5,60
	5	34,89	11	0,31	0,02	1,033	35,29	1,19	41,75	14	10,70
	4	55,85	14,58	0,26	0,02	0,65	26,46	1,11	61,99	17,42	6,11
	3	76,75	17,87	0,22	0,02	0,55	26,46	1,11	85,52	20,98	7,46
	2	97,47	22,48	0,23	0,02	0,46	33,63	1,18	115	28,82	5,38
III B	6	15,67	10,19	0,65	0,02	2,1	35,29	1,09	17,84	11,44	9,8
	5	34,63	18,64	0,538	0,02	1,79	35,29	1,11	38,55	21,46	22,80
	4	53,77	24,97	0,464	0,02	1,16	26,46	1,17	63,19	31,4	20,26
	3	73	29,83	0,4	0,02	1	26,46	1,11	81,03	34,73	23,77
	2	92,3	40,39	0,437	0,02	0,874	33,63	1,21	111,68	51,10	25,39
III C	6	14	11,46	0,81	0,02	2,7	35,29	1,07	15,05	12,62	11,42
	5	115,83	10,34	0,089	0,02	0,25	35,29	1,20	139,38	15,18	Amin
	4	138,97	9,02	0,067	0,02	0,16	26,46	1,11	149,28	12,98	Amin
	3	182,05	9,40	0,07	0,02	0,17	26,46	1,11	147,1	13,36	Amin
	2	141,76	19,02	0,134	0,02	0,26	33,63	1,18	167,27	25,79	Amin.

Armature transversal (suivant les 2 Reglements) :-

les armature transversales dans les poteaux, servent à reprendre l'effort tranchant dû au sisme, à s'opposer au flambement des armatures longitudinales et permettent le positionnement de ces dernières.

Ecartement des armatures transversales RPA (Art 6.2.3.12).

- 1) Zone nodale : $h' = \max(\frac{h_2}{2}; b_1, h_1, 60cm)$ $t \leq \min(10\phi t, 15cm)$ $\phi_e = \min \phi_e$
- 2) Zone courante : $t' \leq 12 \phi_e$, ecartement $t = \frac{A_t \cdot h \cdot \sqrt{\sigma_c}}{1,25 T}$

Verification à l'effort tranchant :-

$$Z_b = \frac{T}{bZ} < \bar{Z}_b = 0,15 \sigma'_{28} = 40,5 \text{ Kg/cm}^2$$

- T: effort tranchant qui doit être égale
- T = 2 fois l'effort tranchant de calcul si l'élançement mécanique dans la direction considéré est supérieur ou égal à 15
- T = 3 fois l'effort tranchant si l'élançement mécanique dans la direction considéré est inférieur à 15.

portique III

poteau	section	λ	T(t)	$Z = \frac{7}{8}h$	Z_b	A_t	t(cm)	\bar{t} (RPA)	t adopté
III A	50x50	< 15	13,35	43,75	18,30	4 ϕ 8	8	t = 15cm t' = 19cm	t = 8cm
III B	50x50	< 15	23,63	43,75	32,40	6 ϕ 8	7	t = 15 t' = 19	t = 7cm
III c	50x50	< 15	13,32	43,75	18,26	4 ϕ 8	8	t = 15 t' = 19	t = 8cm

portique A1, A2

Poteau	Section	λ	T(t)	$Z = \frac{7}{8}h$	Z_b	A_t	t(cm)	\bar{t} (RPA)	t adopté
I A	50x50	< 15	9,15	43,75	12,54	4 ϕ 8	13	t = 15 t' = 19	t = 13cm
II A	50x50	< 15	13,85	43,75	18,99	4 ϕ 8	8	t = 15 t' = 19	t = 8cm
III A	50x50	< 15	13,35	43,75	18,30	4 ϕ 8	8	t = 15 t' = 19	t = 8cm
IV A	50x50	< 15	13,83	43,75	18,96	4 ϕ 8	8	t = 15 t' = 19	t = 8cm
V A	50x50	< 15	9,60	47,75	13,16	4 ϕ 8	13	t = 15 t' = 19	t = 13cm

FONDATIONS

- les elements de fondations ont pour objet de transmettre aux sols, les elements de la structure.
- le terrain destiné a la future construction ne presente à priori aucun risque d'instabilité.
- le dimensionnement de la fondation sera compatible avec la capacité portante admissible du sol donnée après reconnaissance et analyse du site d'implantation.

Capacité portante admissible donnée par les essais de laboratoires

la capacité portante est calculée a partir de la renseignements apportés par les essais penetrometre statique. son but est de mesurer la réaction qu'oppose le sol à l'enfoncement du cône. cette réaction est définie comme suit :-

$$R_p = \frac{4P}{d^2} \quad \text{ou : } p : \text{ la réaction}$$

d : diametre de la base du cone.

les resultats de ces essais sont donnés sous forme de graphiques (penetre-grammes) exprimant les resistances en fonction de la profondeur. d'après ces graphiques on trouve

$$R_{p \text{ min}} = 25 \text{ bars}$$

R_p : resistance de pointe minimal.

Calcul de la Contrainte admissible ou taux de travail.

d'après les essais au penetrometrie statique:

α = Coeff de reduction

$$q_{adm} = \frac{R_p}{\alpha}$$

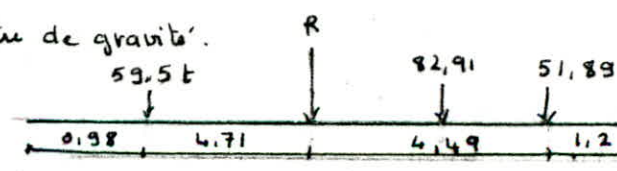
$\alpha = 15 \quad R_p = 25 \quad q_{adm} = \frac{25}{15} = 1,66$

avec un taux de travail de 1,5 bars les tassements seront acceptables pour ce present cas etudie'

predimensionnement sous la combinaison G+p du semelle continue sous poteaux

principe de calcul:

- determination de la position du centre de gravité.
- on centre la semelle.



$$R = 194,39 \text{ t} \quad x_c = \frac{82,91 \times 5,3 + 51,89 \times 9,7}{194,39} = 4,71$$

$L = 11,38 \quad \text{Ancrage} = 2,00 \text{ m} \quad \sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars} = 1,53 \text{ kg/cm}^2$

on neglige le poids du terre et du semelle et on calcul σ_{net}

$$\sigma_{net} = \sigma_{sol} - 0,002 h = 1,53 - 0,002 \cdot 200 = 1,13 \text{ kg/cm}^2 = 11,3 \text{ t/m}^2$$

$$S = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{194,39}{11,30} = 17,20 \text{ m}^2, \quad B \geq \frac{S}{L} = \frac{17,2}{11,38} = 1,51 \Rightarrow B = 2,00 \text{ m}.$$

$$ht \geq \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{200-50}{4} + 5 = 42,5 \quad ht = 45 \text{ cm}.$$

La hauteur de la poutre semelle est 80 cm.

Calcul du Semelle sous le CCBA 68 sous $S_{p1}(G+1,2P)$

R: Resultante

$$R = 60,3 + 84,11 + 52,47 = 196,88$$

$$q = \frac{196}{11,38} = 17,30 \text{ t/m}$$

travée 1-2 $M = 46 \text{ t.m}$
d'après methode du charbon.

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = \frac{46 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9351 \times 75}$$

$$A = 23,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 12,16 = 24,12$$

travée 2-3 $M = 16,45 \text{ t}$

$$A = \frac{16,45 \cdot 10^5}{2800 \times 0,96 \times 75} = 8,16 \text{ cm}^2$$

Verification a l'Effort tranchant

1 $T = 48,34 \text{ t}$ 2 cadre + letucier $\varnothing 8$

$$A_t = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$z_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{48,34 \cdot 10^3}{60 \cdot \frac{7}{8} \cdot 75} = 12,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sqrt{z_b}}{T} = \frac{3,01 \cdot \frac{7}{8} \cdot 75 \cdot 2800}{48,34 \cdot 10^3} = 11,44 \text{ cm}.$$

$$t = 11 \text{ cm}.$$

Appuis 1) $M = 8,3 \text{ t.m}$

$$A = 4,16$$

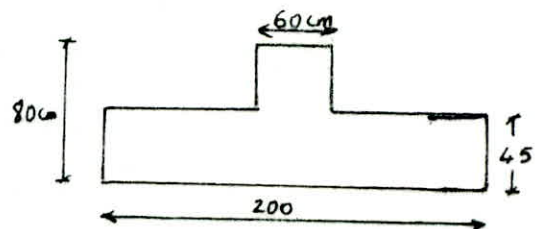
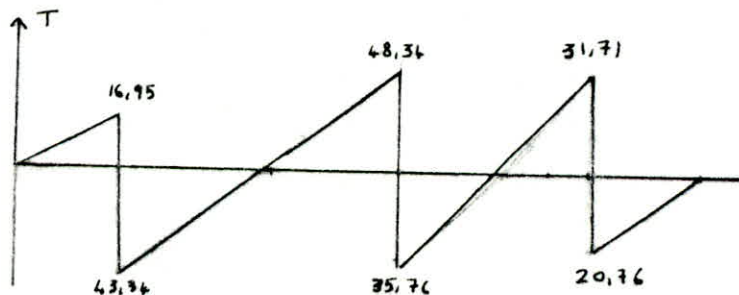
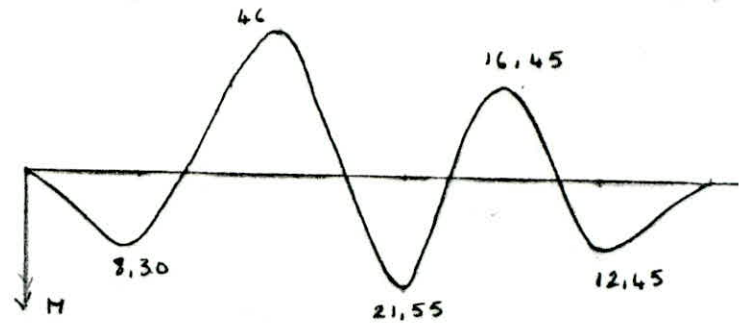
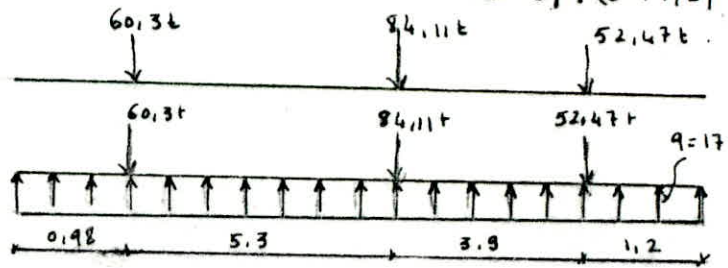
Appuis 2) $M = 21,55 \text{ t.m}$

$$A = 11,14 \quad 6T16 = 12,06$$

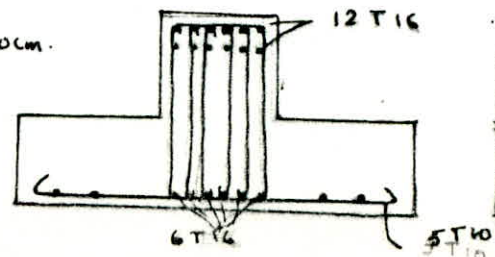
Appuis 3) $M = 12,45$

$$A = 6,31 \text{ cm}^2$$

Armature transversal :- on connait la contrainte dans le sol donc on peut determiner la charge exerce sur la console de largeur 1m

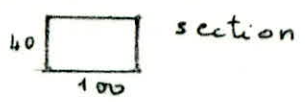


5T10 $e = 20 \text{ cm}$.



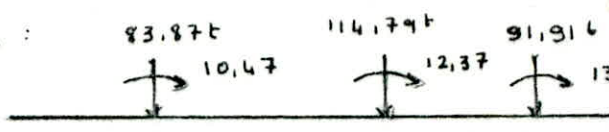


$$M = \frac{qL^2}{2} = \frac{8,65 \cdot 0,7^2}{2} = 2,119 \text{ t.m.}$$



$A = 2,132$ $A_{\text{adop}} = 5T10$ $e = 20 \text{ cm}$ e : espacement par metre lineaire

Verification de la contrainte sous SP_2 :



d'après le RPA 81 : on prend la plus defavorable des combinaison de charge sous SP_2 . La contrainte des sols de fondation ne presentant pas un ha risque sismique doit être prise egale à la contrainte admissible pour les charges verticales normales. majorée de :

30% sol meuble, 50% sol ferme.

dans notre cas 30%

$$x = \frac{114,79 \times 5,30 + 91,91 \times 9,2}{290,57} = 5 \text{ m.}$$

pois propre de la semelle = $B \times L \times h \times \gamma_w = 91,63 \text{ t.}$

$$e_0 = 5 - 4,71 = 0,29$$

$$M_t = 290,57 \times 0,29 + 10,47 + 12,37 + 13,02 = 120,1$$

$$e = \frac{M_t}{N_t} = \frac{120,125}{381,57} = 0,31$$

$$N_t = 290,57 + 91 = 381,57$$

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N_t}{B \times L} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{381,57 \cdot 10^3}{1138 \cdot 200} \left(1 + \frac{6 \cdot 31}{1138} \right) = 1,95$$

$$\sigma_2 = \frac{381,57 \cdot 10^3}{1138 \cdot 200} \left(1 - \frac{6 \cdot 31}{1138} \right) = 1,40$$

$\sigma_1, \sigma_2 < 1,5 \cdot 1,02 \cdot 1,3 = 2 \text{ kg/cm}^2$ est verifiee.

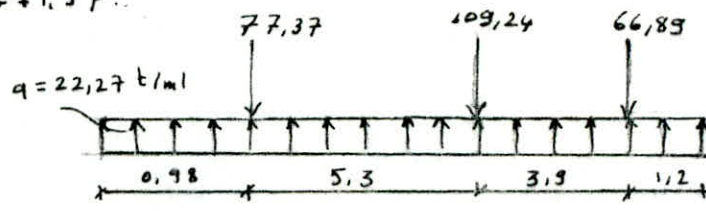
calcul du semelle sous le BAEL

Combinaison a considerer 1,35G + 1,5P.

on a le même predimensionnement que sous la comb G+P on calcule le ferrailage sous 1,35G + 1,5P.

$$R = 77,37 + 109,24 + 66,89 = 253,5 \text{ t}$$

$$q = \frac{R}{L} = \frac{253}{11,38} = 22,27 \text{ t/ml.}$$



Appuis 1

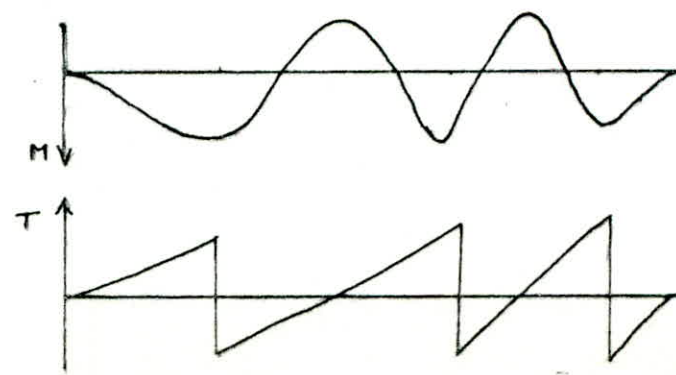
$$M = 108,9 \text{ KN.m.}$$

$$A = \frac{108900}{0,989 \cdot 75 \cdot 348} = 4,21 \text{ cm}^2$$

Appuis 2

$$M = 291 \text{ KN.m.}$$

d'après la methode du chavon - au BAEL 80 on calcul pour une section rectangulaire. α et α et β .



$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{291000}{14,2 \cdot 60 \cdot 75^2} = 0,06 \quad \alpha = 0,0776 \quad \beta = 0,969$$

$$A = \frac{M}{B d \bar{\sigma}_s} = \frac{291000}{0,969 \cdot 75 \cdot 348} = 11,50$$

A adoptée

A adopt = 6T16 = 12,06

Appuis : 3

$$M = 160 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \mu = \frac{160000}{14,2 \cdot 60 \cdot 75^2} = 0,033 \quad \alpha = 0,0432 \quad \beta = 0,983$$

$$A = \frac{160000}{0,983 \cdot 75 \cdot 348} = 6,23 \text{ cm}^2$$

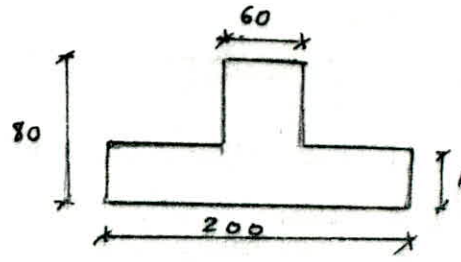
travée 2-3

$$M = 201 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \mu = \frac{201000}{14,2 \cdot 60 \cdot 75^2} = 0,0419 \quad \alpha = 0,0536 \quad \beta = 0,979$$

$$A = \frac{201000}{0,979 \cdot 75 \cdot 348} = 7,86 \text{ cm}^2$$

Acier FeE40 type 1 $\gamma_s = 1,15$

$f_c 28 = 25 \text{ MPa}$ $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$



travée 1-2

$M = 582,5 \text{ KN}\cdot\text{m}$ on prend section en T.

$$\text{on calcul: } \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 200 \times 40 \left(75 - \frac{40}{2} \right) = 6248000$$

$$M = 582500 < 6248000$$

donc l'axe neutre tombe dans la table, on calcul comme section en T

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{582500}{14,2 \cdot 200 \cdot 75^2} = 0,0364 < \mu_r = 0,392$$

tableau du charbon: $\alpha = 0,0459 \quad \beta = 0,982$

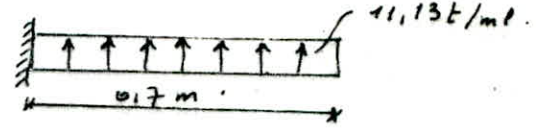
pivot A $\alpha < 0,2593$

$$A = \frac{M}{B \sigma_s d} = \frac{582500}{0,98 \cdot 75 \cdot 34,8} = 22,77 \text{ cm}^2$$

A adopt = 12T16

Armature transversale :-

$$M = \frac{q l^2}{2} = \frac{11,13 \cdot 0,7^2}{2} = 2,726$$



$$\mu = 0,0140 \quad \alpha = 0,0176 \quad \beta = 0,993 \quad A = 2,132 \text{ cm}^2$$

A adopté = 5T10 $e = 20 \text{ cm}$

Comparaison de deux reglements CCBA68 - BAEL 80

Methode de comparaison

on calcul la somme des sections d'acier dans un element de construction qu'on a deja calculé puis on la divise sur le nombre de sections pour trouver A_{moy}

$$A_{moy} = \frac{\sum A_i}{n}$$

Calcul des sections moyenne

poutrelle

Poutrelle	A moy (cm ²)		pourcentage
	CCBA68	BAEL 80	
terrasse	0,731	0,742	BAEL 1,48% plus que CCBA
etage courant	0,641	0,657	BAEL 2,43% plus que CCBA
Balcon etage courant	0,856	0,861	BAEL 0,58% plus que CCBA
Balcon terrass	0,724	0,746	BAEL 2,95% plus que CCBA

pour la poutrelle en general : le BAEL conduit à une consommation d'acier de 2% plus élevée que le CCBA68.

poutre

portique III

NIV	A moy (cm ²)		pourcentage
	CCBA68	BAEL 80	
VI	3,36	3,1	CCBA 7% plus que BAEL
V	4,30	4,15	CCBA 3,48% plus que BAEL
IV	5,05	5,16	BAEL 2,52 plus que CCBA
III	6,35	6,12	CCBA 3,62% plus que BAEL
II	6,95	6,9	CCBA 0,72% plus que BAEL
I	5,83	5,51	CCBA 5,48% plus que BAEL

en general le CCBA conduit à une consommation d'acier de 3% plus que le BAEL.

portique A₁, A₂

NIV	A moy (cm ²)		pourcentage
	CCBA68	BAEL 80	
VI	3,36	3,1	CCBA 7% plus que BAEL
V	4,30	4,15	CCBA 3,48% plus que BAEL
IV	5,03	5,16	BAEL 2,52 plus que CCBA
III	6,35	6,12	CCBA 3,62% plus que BAEL
II	6,95	6,9	CCBA 0,72% plus que BAEL
I	5,83	5,51	CCBA 5,48% plus que BAEL

le CCBA consomme 2% plus d'acier que le BAEL

poteau

portique A₁, A₂

		A moy (cm ²)		
NIV	BAEL	CCBA 68		pourcentage
IA	3,502	3,04		BAEL 8% plus que CCBA
IIA	7,36	7,39		BAEL = CCBA
IIIA	7,05	7,69		CCBA 8% plus que BAEL
IIIA	7,43	7,87		CCBA 5,6% plus que BAEL
IVA	3,048	3,72		CCBA 18% plus que BAEL

en general le CCBA consomme 4,58% plus que le BAEL

portique III

		A moy (cm ²)		
NIV	BAEL	CCBA		pourcentage
IIIA	7,05	7,25		CCBA 2,75% plus que BAEL
IIIB	20,40	18,75		BAEL 8% plus que CCBA
IIIC	11,42	10,01		BAEL 12% plus que CCBA

le BAEL consomme 7% en plus que le CCBA

Semelle

d'après le calcul de la section moyenne on a trouvé :

suivant CCBA :

$$A_{\text{moy}} = 17,28 \text{ cm}^2$$

suivant BAEL :

$$A_{\text{moy}} = 17,13$$

le CCBA et le BAEL consomment le même acier.

flexion simple :

les exposés qui précèdent montrent, malgré les simplifications que nous avons apportées au calcul des aciers, que les règles de BAEL sont d'un maniement beaucoup plus lourd que les règles CCBA 68 qui permettraient par simple division de donner les sections d'aciers nécessaires, ce qui permettrait par simple division de donner les sections d'aciers nécessaires, ce qui, sur un chantier, lorsqu'on a un besoin immédiat du résultat est très pratique.

flexion composée :-

il montre clairement que pour des poteaux très chargés, les BAEL conduisent à une économie d'armatures d'autant plus sensible que le poteau est plus gros et la forme allongée et ce pour un poteau intérieur. Pour les poteaux de façade ou d'angle, il est bien évident que la différence sera encore plus importante. Par contre, pour des poteaux faiblement chargés, la conclusion est inversée.

Conclusion :-

Il ressort de tout ce qui précède que, globalement, les deux règlements conduisent à la même consommation d'armature.

Accrotere

L'accrotere est assimilé à une console encastree dans le plancher terrasse. La section d'urgence est au niveau d'encastrement. on assimile notre accrotere à une section simple rectangulaire pour 1 bande de 1m.

hauteur = 60 cm largeur $b = 100$ cm epaisseur $e = 10$ cm.

on distingue les efforts suivants

$$G = 0,6 \cdot 0,1 \cdot 2,5 = 0,15 \text{ t/ml.}$$

$$P = 0,1 \text{ t/ml.}$$

P : surcharge due à l'application de la main courante notre console se calcule en flexion composee

Suivant CCBA

$$N = G = 0,15 \text{ t/ml} \times 1 = 0,15 \text{ t}$$

$$M = 1,2 \cdot 0,1 \cdot 0,6 = 0,072 \text{ t.m.}$$

on utilise la methode du pierre charon on trouve $A = 0,3 \text{ cm}^2$

Suivant BAEL

$$N = G = 1,35 \cdot 0,15 = 0,2$$

$$M = 1,5 \cdot 0,1 \cdot 0,6 = 0,09 \text{ t.m.}$$

on utilise la methode du pierre charon on trouve $A = 0,288 \text{ cm}^2$.

Escalier

Caracteristique:-

Marche : 30 cm.

contre marche : 17 cm.

Emmarchement : 110 cm.

paillasse : 15 cm.

L'escalier se compose d'une paillasse de 240 m de longueur et de 2 paliers.

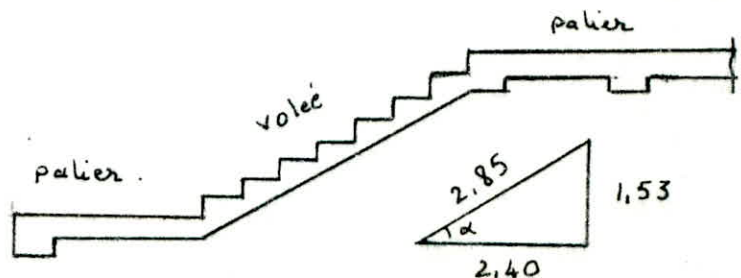
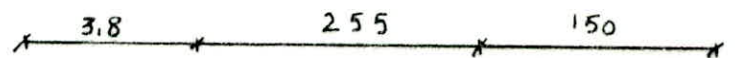
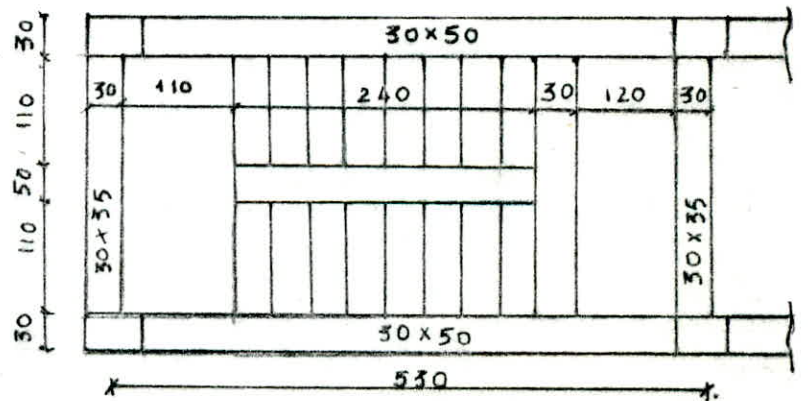
1 palier courant et 1 palier intermediaire. à chaque etage l'escalier aboutit à un palier d'arrivee qui est en même temps un palier de depart

les dimensions des marches et contremarches doivent verifiee la condition de Blondel.

$$g > h$$

$$0,5g \leq g + 2h \leq 0,64$$

ou $\left\{ \begin{array}{l} h: \text{hauteur du contremarche} \\ g: \text{largeur d'une marche.} \end{array} \right.$



$$\cos \alpha = \frac{2,40}{2,85} = 0,842$$

$$\alpha = 57,35^\circ$$

on a 8 marche avec $g = 30 \text{ cm}$.
 on a 9 contremarches avec $h = 17 \text{ cm}$ donc $\begin{cases} g = 30 \text{ cm} \wedge h = 17 \text{ cm} \\ 0,59 \leq 0,64 \leq 0,66 \end{cases}$ Verifié
 les marches n'intervient pas dans la resistance on les considere comme charges
 - uniformement reparties sur la paillese.
 - on calcul les charges et surcharges par metre de projection horizontale et par metre d'embranchement

le poids de la paillese ... $e = \frac{2500 \cdot e}{\cos \alpha} = 0,445 \text{ t/m}^2$.

le poids des marches de hauteur h ... $= \frac{2500 \cdot h}{2} = \frac{2500 \cdot 0,17}{2} = 212,5 \text{ daN/m}^2$

la surcharge ... $S = 1 \cdot 250 = 250 \text{ daN/m}^2$

a) volée :

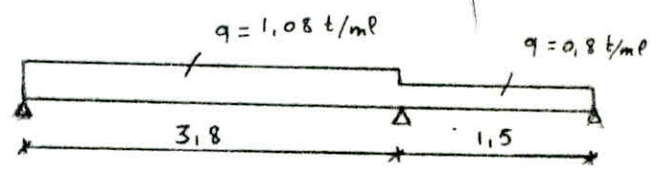
Surcharge = 250 daN/m^2
 paillese = 445 daN/m^2
 marche = $212,5 \text{ daN/m}^2$
 carrelage = 120 daN/m^2
 $P = 0,250 \text{ t/m}^2$
 $G = 0,752 \text{ t/m}^2$

b) paliers

Surcharge = 250 daN/m^2
 palier = $2500 \times 0,15 = 375 \text{ daN/m}^2$
 carrelage = 120 daN/m^2
 $P = 250 \text{ daN/m}^2$
 $G = 495 \text{ daN/m}^2$

CCBA 68

$q = G + 1,2P$



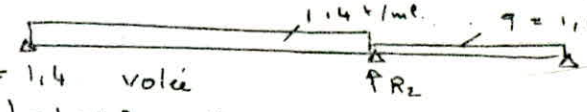
on a utiliser la methode de cross pour calculer l'effort tranchant et le Moment flechissant sur appuis

$M = 0,975$ d'apres Charron $A = 3,15 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 7T8 = 3,51$ Arm superieur en travée

$M = 1,49$ d'apres charron $A = 4,92 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 7T10 = 5,49$ Arm inferieur

BAEL 80

$1,35G + 1,5P$
 $1,35(0,752) + 1,5(0,25) = 1,4$ volée
 $1,35(0,495) + 1,5(0,25) = 1,043$ palier
 $q = 1,043$
 $q = 1,4 \text{ t/ml}$

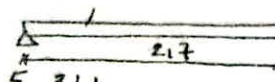


sur appuis

$M = 1,762$ d'apres charron $A = 4,42 \text{ cm}^2$

en travée $M = 1,722$ d'apres charron $A = 4,31 \text{ cm}^2$

$q = 5,344 \text{ t/ml}$



poutre palier :

$T_2 = R_2 = 5,084 \text{ t/ml}$

poids du poutre palier = $0,26 \text{ t/ml}$ } $q = 5,344$

$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{5,344 \cdot 2,7^2}{8} = 4,87$; $h_t = 35 \text{ cm} \rightarrow h = 32 \text{ cm}$

$M_0 = 4,87$ d'apres charron $A = 4,64 \text{ cm}^2$

