

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et
d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

Conception et Calcul d'un bâtiment

à usage d'habitation (C + 08)

Structure en portiques, contreventée par des Voiles en B.A

Implanté à Annaba en zone " IIa " selon le RPA.

Etudiant :

Grira Noureddine

Encadreur :

Dr : Meghezzi Larafi Ismail

Année universitaire : 2019 - 2020

Remerciements

Tout d'abord, je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné la force de mener à bien ce modeste travail ;

Je tiens à remercier notre enseignant Dr. Meghezzi L. Ismail autant qu'encadreur pour les orientations et les corrections durant mon travail. Ainsi qu'à tous ceux qui ont participé à l'élaboration de ce travail ;

Mes sincères remerciements à tous les professeurs qui ont contribué à notre formation ;

En fins, mes remerciements à mes Coéquipiers Mrs Raouf ramdane, fouzi Khaldi, Nabil et Yacine pour leurs participation et accompagnement tout le long de ce projet.

Merci à tous

Dédicaces

Je tiens à dédier ce travail

À l'âme mon père ;

À l'âme du docteur ghoggal azza qui nous à quitter récemment ;

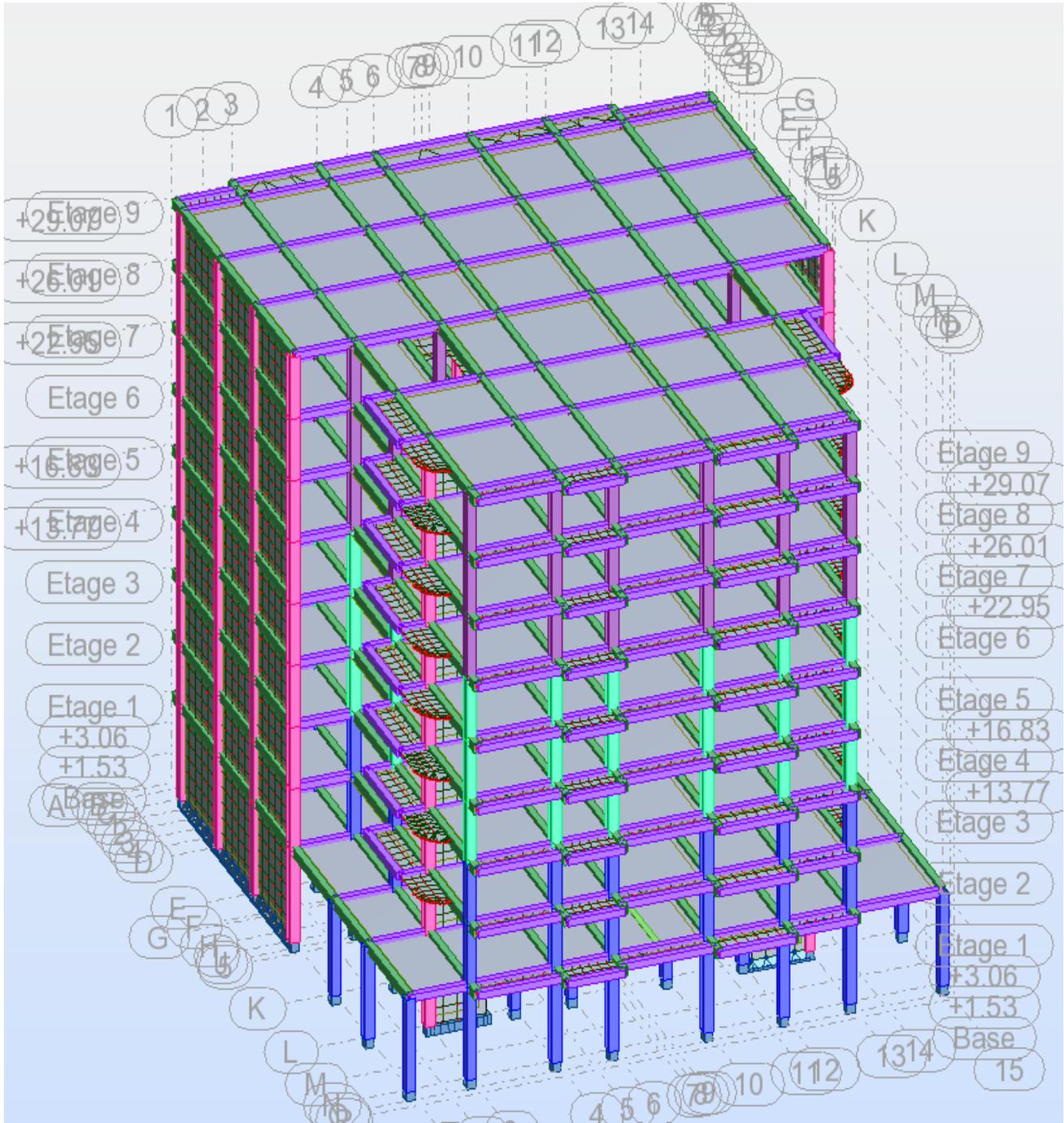
À la personne la plus chère à mon cœur, ma mère rabbi yahfadha (يحفظها) ;

À ma petite famille S, H, Dj & S ; que dieux me les conserve

À toute la promotion master 2 génie civil 2020.

Noureddine

VUE 3 DIMENSION DU BÂTIMENT



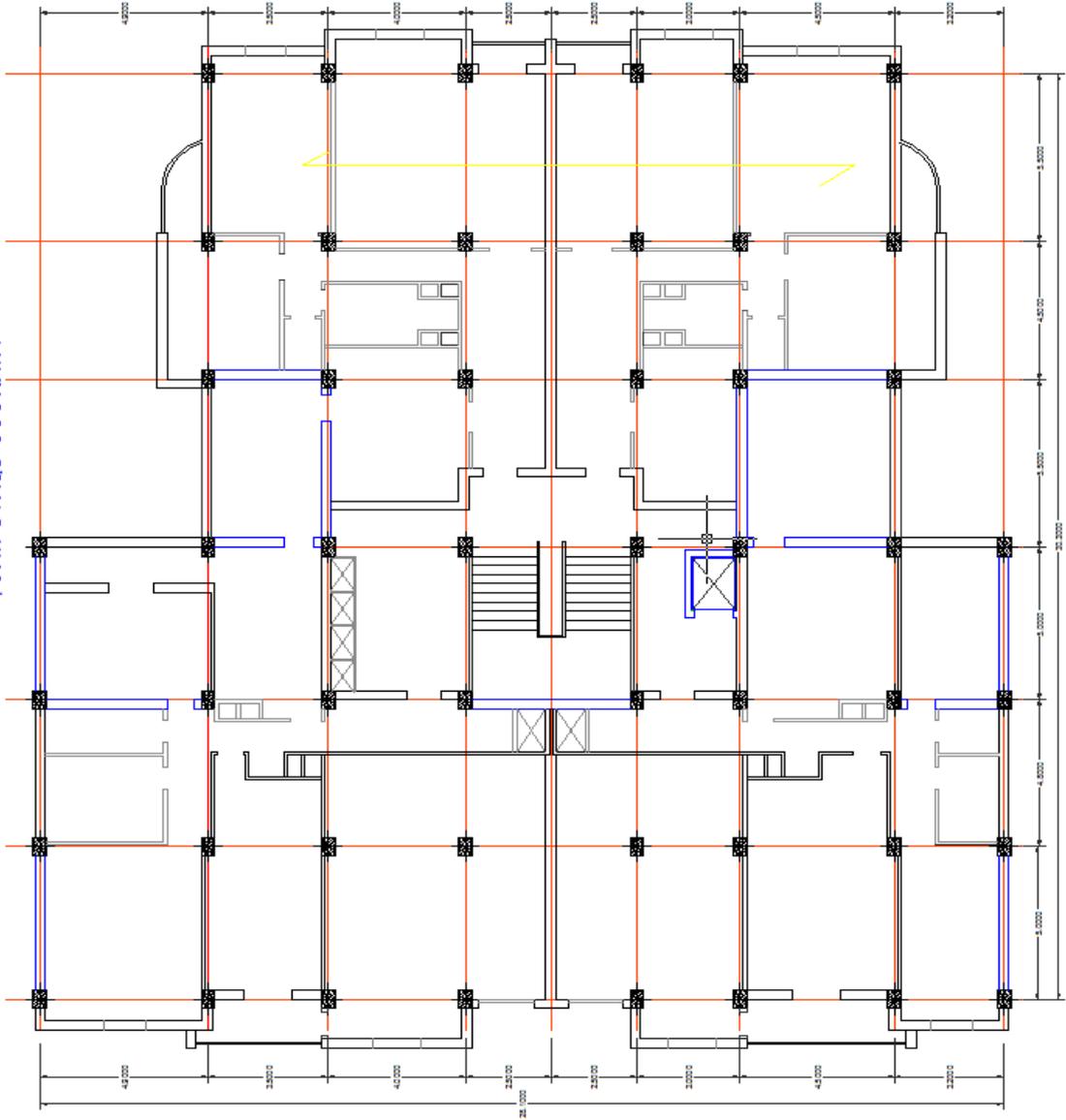
VUE EN PLAN ETAGES COURANTS

Encadreur : Mr MEGHEZZI LARAFI ISMAIL

MASTERE 2 GENIE CIVIL STRUCTURE
PROMOTION 2020

Etudiant : GRIDA NOUREDDINE
PROJET : Conception & calcul d'un bâtiment
à usage d'habitation en RDC + 8 Etage

PLAN ETAGE COURANT



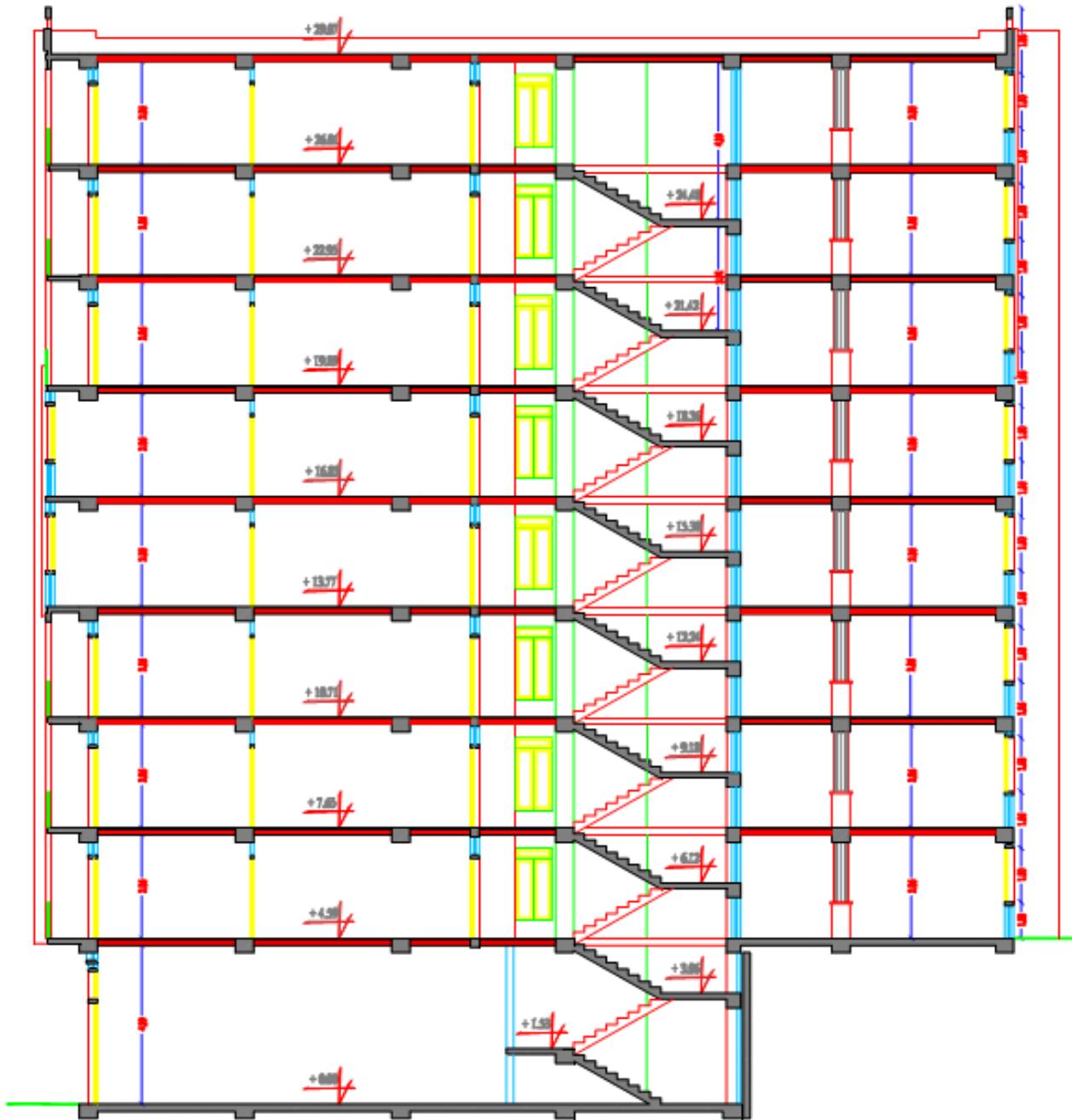
NOUREDDINE
: Conception & calcul d'un bâtiment
à usage d'habitation
L'Etage + V.S.

MASTERE2 GENIE CIVIL STRUCTURE

Encadreur : Mr MEGHAZI S

Titre : Conception & calcul d'un bâtiment à usage d'habitation

COUPE AA





Conception et Calcul d'un bâtiment à usage d'habitation

(C+08)

Structure en portiques, contreventée par Voiles en B.A



CHAPITRE 1

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

& HYPOTHÈSES DE CALCUL

1. INTRODUCTION GENERALE

Dans le but d'obtention du diplôme de mastère II en génie civil option structure, le présent mémoire fait l'objet d'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (Commerce plus 08 étages) comprenant un rez-de-chaussée destiné à accueillir des commerces et 32 logements dont 16 de type F4 et 16 de types F3 au niveau des étages courants.

Description du projet :

On a à étudier un bâtiment constitué de huit étages avec des locaux commerciaux au rez-de-chaussée, l'immeuble a pour caractéristiques architecturales :

- Rez-de-chaussée
- Etages courants
- Terrasse inaccessible sauf pour entretien

2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Ce mémoire de fin d'études consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (C+8) implanté dans une zone classée selon le RPA comme zone (IIa) de moyenne sismicité. Cette structure est contre ventée par des voiles.

Le présent ouvrage est structuré en deux parties essentielles :

La première partie est consacrée à l'étude de la superstructure qui regroupe essentiellement cinq chapitres comme il est indiqué dans le sommaire.

La deuxième partie est consacrée à l'étude de l'infrastructure

2.1. Caractéristiques géométriques de la structure:

Les caractéristiques géométriques de la structure en plan et en élévation sont:

- Largeur en plan **28.10 m**
- Longueur en plan **30.30m**
- Nombre de niveau **09 : RDC + 08 étages**
- Hauteur du RDC **3.06m**
- Hauteur d'étage courant **3.06m**
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) **27.54 m.**

2.2. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le classement des RPA99/Version 2003.
- Le bâtiment est à usage d'habitation donc appartient au **groupe d'usage 2**.
- Le site est considéré comme meuble (**S3**) selon l'étude de sol.

3. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

Les caractéristiques mécaniques des matériaux (béton et acier) utilisés seront choisis conformément aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé « **BAEL 91** » ainsi que le règlement parasismique Algérien « **RPA 99/Version2003** ».

3.1. Le Béton

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons), de liants (ciment) et de l'eau avec des proportions bien définies pour avoir une résistance adéquate après durcissement.

La Composition courante d'1m³ du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de CPA 325. pour la superstructure et 370kg/m³ de CRS pour l'infrastructure.
 - 400 kg de sable DS <5 mm.
 - 800 kg de gravillons 3/8 et 15/25.
 - 175l d'eau de gâchage.
- **La résistance du béton :**

Résistance à la compression :

La résistance caractéristique du béton à la compression f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} par:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

$$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours.}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

- La résistance a la compression a 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

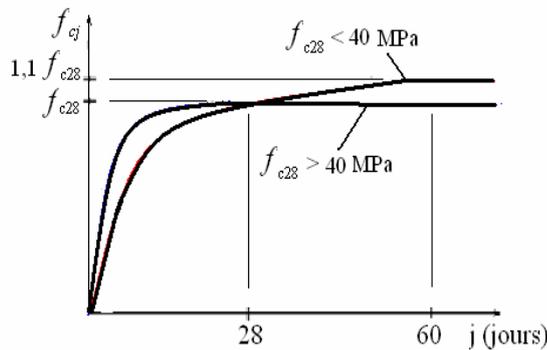


Figure - Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Résistance à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.}$$

$$f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa.}$$

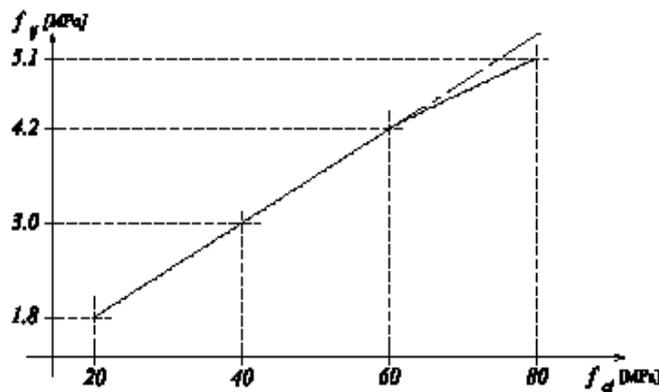


Figure- Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

La résistance a la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

- **Déformation longitudinale du béton**

Module de Déformation longitudinale instantané

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet a défaut de mesures, qu'a l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal a :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \text{ MPa}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$



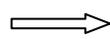
$$E_{ij} = 32.164,195 \text{ MPa.}$$

Module de Déformation longitudinale différé

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale diffère .ceci permet de calculer la déformation finale du béton. Elle est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3} \text{ MPa}$$

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



$$E_{vj} = 10.818,865 \text{ MPa.}$$

- **Coefficient de poisson**

$\nu = 0.0$ dans le cas des Etats limites ultimes (E.L.U) (section fissurée)

$\nu = 0.2$ dans le cas des Etats limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

- **Contraintes limites :**

Etat limite ultime ELU :

Contrainte ultime de béton :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur le diagramme de contraintes déformations.

Les déformations du béton sont :

$$- \varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$- \varepsilon_{bc2} = 3.5\text{‰} \text{ Si } \rightarrow f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$- \text{Min}(4.5; 0.025f_{cj})\text{‰} \text{ Si } \rightarrow f_{cj} \geq 40 \text{ MPa}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec γ_b : coefficient de sécurité partiel (1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles)

μ : un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

- $\mu = 1$ si la durée est supérieure à 24h
- $\mu = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.
- $\mu = 0.85$ dans les autres cas.

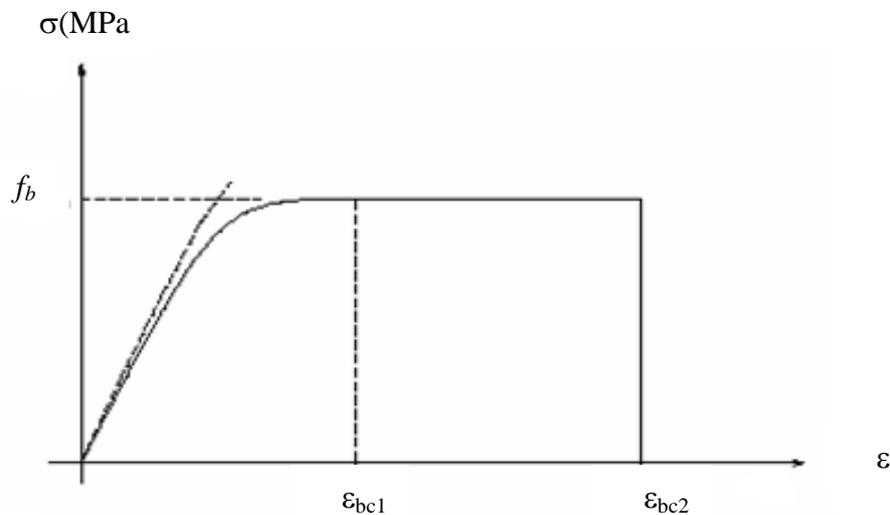


Figure - Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU

Etat limite de service

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte, la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée

($E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0.2$). La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

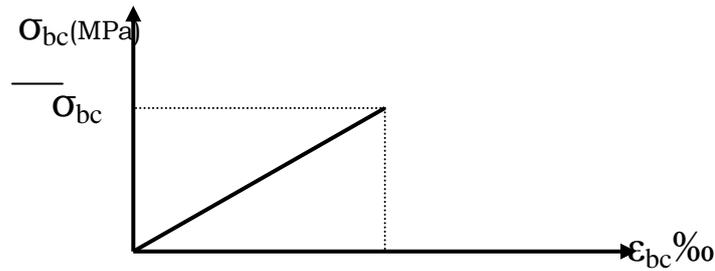


Figure - Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

3.2. L'Acier (armature) :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la traction, son rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant rupture.

- **Caractéristiques mécaniques**

Les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier utilisé sont en fonction de la limite d'élasticité f_e . La valeur de la limite d'élasticité f_e est garantie par le fournisseur.

Tableau. - Types et caractéristiques des aciers

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant.
	F _e E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

• **Contrainte limite**

Etat limite ultime

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme de contrainte-déformation suivant.

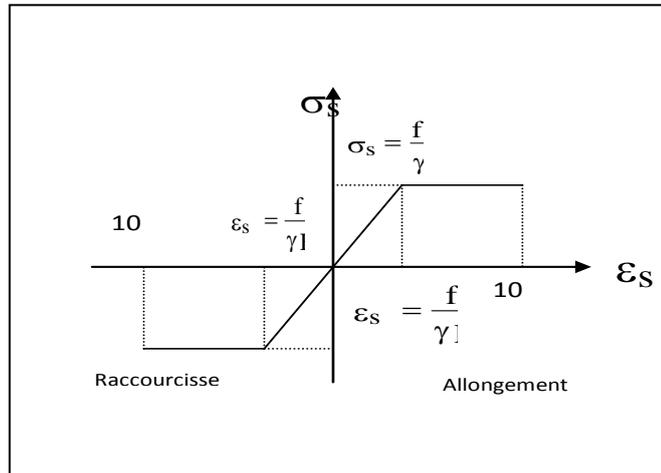


Figure.1.7- Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

Pour un acier a haute adhérence ayant $f_e = 400$ MPa :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\epsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1$ situations accidentelles $\Rightarrow \sigma_s = 400$ MPa
- $\gamma_s = 1.15$ cas général $\Rightarrow \sigma_s = 348$ MPa

Etat limite de service

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max (0.4f_e ; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$.
- η : coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL).

- $\eta = 1.6$ pour les aciers à hautes adhérences.

4. HYPOTHESE DE CALCUL :

Les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195$ Mpa.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400$ MPa

5. REGLES DE CALCUL :

L'étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- ✓ RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- ✓ BAEL 91 (béton armé aux états limites).
- ✓ CBA 93 (Règles de conception et de calcul de structure en béton armé).
- ✓ DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

Chapitre 2

**PRÉ-DIMENSIONNEMENT
DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX ET
SECONDAIRES
&
DESCENTE DES CHARGES**

II-1/ Pré-dimensionnement des éléments structuraux et secondaires:

6. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments a pour objet de déterminer les sections des différents éléments de la structure résistants aux sollicitations quelles sont soumis toute en respectant les prescriptions des règlements en vigueur à savoir le RPA99/Version 2003 et du CBA93 et BAEL91/version 99.

7. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

7.1. Pré dimensionnement des planchers à Corps Creux :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (**max4.9m**).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

• Epaisseur du plancher :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur du plancher sera déduite comme suit :

Résistance au feu :

$e = 7\text{cm}$ Pour une heure de coupe feu.

$e = 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe feu.

$e = 17.5\text{ cm}$ Pour quatre heures de coupe feu.

On choisi **$e = 16\text{ cm}$** .

Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : $e = 12\text{cm}$

Résistance à la flexion :

Dalles reposant sur deux appuis : $L_x/35 < e < L_x/30$.

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 < e < L_x/40$.

L_x : est la petite portée de panneau le plus sollicité. Dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale à : $L_x = 4.9\text{m}$

Donc on a : $9.8\text{cm} \leq e \leq 12.25\text{cm}$

On prend : $e = 12\text{ cm}$

Condition de flèche :

La condition de flèche qu'on doit vérifier est celle du BAEL91 (art B.6.8, 424).

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles le rapport h/L est au moins égal à $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L = 4.90\text{m}$).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 21.78 \text{ cm.}$$

On adopte $h_t = 20\text{cm}$ (16+4). Et on doit vérifier la flèche.

Nous devons vérifier que la flèche maximale f_{\max} subie par la dalle est inférieure aux valeurs limites des flèches fixées par l'article B65.3 du CBA93.

- $f_{\max} < L_{\max} / 500$; si la portée L est au plus égale à 5m .
- $f_{\max} < 0.5 \text{ cm} + L_{\max} / 1000$; si la portée L est supérieure à 5m .

Dans notre cas ($L_{\max} < 5\text{m}$), donc on doit vérifier la condition suivante :

- $f_{\max} < L_{\max} / 500$

Avec : f_{\max} : flèche maximale de la poutrelle.

L_{\max} : portée maximale de la poutrelle.

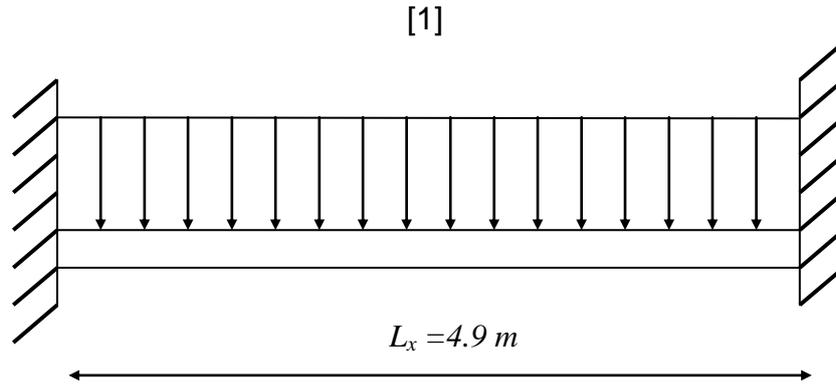


Figure. II.1- Schéma statique de la poutrelle –Encastrée -

Comme il est schématisé dans la figure (2.5), on suppose que la poutrelle travaille comme une poutre encadrée aux deux extrémités en considérant une bande de 1m de largeur et de 4.9m de longueur. La valeur maximale de la flèche sera donnée par :

$$\left. \begin{aligned} f_{\max} &\leq \frac{L_x}{500} \\ f_{\max} &= c \frac{5 \cdot q \cdot L_x^4}{384 \cdot E \cdot I} \\ I &= \frac{b \cdot e^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e \geq 3 \sqrt{\frac{30000 \cdot q \cdot L_x^3}{384 \cdot b \cdot E}}$$

Avec:

$$E = 1100 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa} = 321642 \text{ kg/cm}^2$$

En prend en considérant le Plancher du RDC (cas le plus défavorable) :

$G = 525 \text{ kg/m}^2$ Charge Permanente (Voir évaluation des charges ci-dessous)

$Q = 150 \text{ kg/m}^2$Charge d'exploitation.

$$\Rightarrow q = 1.35G + 1.5Q = 933.75 \text{ kg/ml.}$$

$$\Rightarrow e \geq 0.066 \text{ m} \quad \text{on choisie} = \mathbf{10 \text{ cm.}}$$

Après la vérification de l'ensemble des conditions l'épaisseur finale du plancher est déduite de l'équation :

$$e = \max \{ 16, 12, 12, 10 \} \text{ (cm)}$$

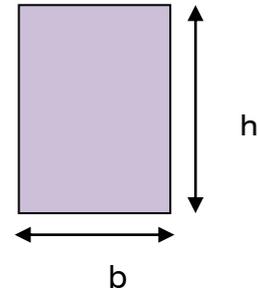
On adopte une épaisseur de $e = \mathbf{16 \text{ cm.}}$

En ajoutant une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm, on aura un plancher d'une épaisseur totale de **20 cm (16+4).**

7.2. Pré dimensionnement des poutres

D'après le RPA99/Version 2003; les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$
- $b_{\text{max}} = 1.5h + b_1$



$h = [1/15 \div 1/10] L_{\text{max}}$

$b = [0.3 \div 0.4].h$

Le Sens longitudinal « Poutres Principales » :

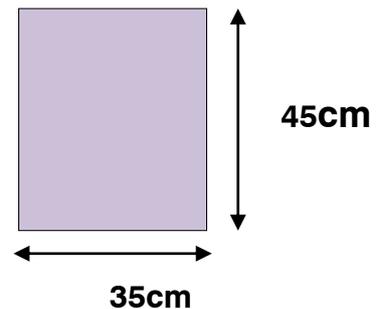
$L_{\text{max}} = 5.50 \text{ m}$ $37 \leq h_t \leq 55.$

On prend: **$h_t = 45 \text{ cm}$** .

$13.5 \leq b \leq 18,$ On prend: **$b = 35 \text{ cm}$** .

$h/b = 1.3 < 4$ \Rightarrow conditions vérifiées.

Tous les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des **poutres principales (P.P) [longitudinales]:** **[35x45] cm²**



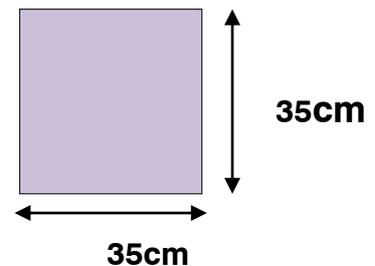
Le Sens transversal « Poutres secondaires »:

$L_{\text{max}} = 4.90 \text{ m}$ $0.33 \leq h_t \leq 0.49$

On prend: **$h_t = 35 \text{ cm}$**

$10.5 \leq b \leq 14$ On prend: **$b = 35 \text{ cm}$** .

$h/b = 1 < 4$ \Rightarrow conditions vérifiées.



Alors on prend les dimensions des **poutres secondaires**(P.S) [transversales]:

$$[35 \times 35] \text{ cm}^2$$

7.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99** (version 2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone sismique IIa :

- $\min[b_1, h_1] \geq 25 \text{ cm}$
- $\min[b_1, h_1] \geq \frac{h_e}{20}$.
- $0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4$.

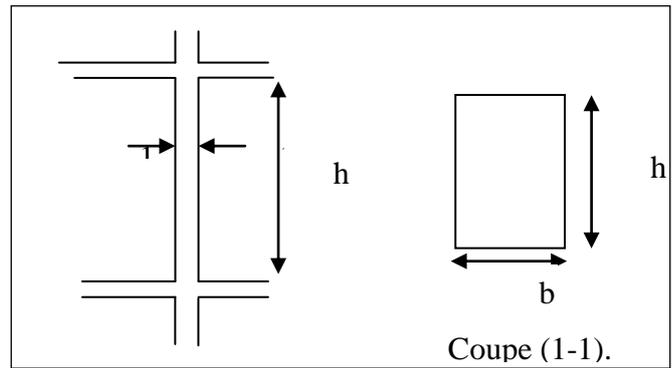


Fig II.2: poteau

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{potx}} \implies h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$$

Conditions de R.P.A.99 :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \implies 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \implies 40 \text{ cm} > 261 / 20 = 13.05 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$.
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4 \implies 0.25 < 1 < 4 \quad (\text{c.v.})$.

On adopte une section de

$$[40 \times 40] \text{ cm}^2$$

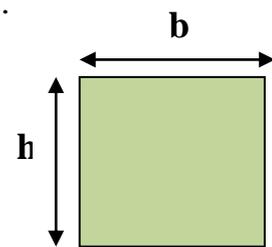


Fig II.3: poteau

Alors on prend les dimensions des **poteaux**: $[40 \times 40] \text{ cm}^2$ et on doit vérifier l'effort normal agissant sur le poteau.

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha ((B_r \cdot f_{c28} / 0.9 \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s)).$$

Et d'après les règles BAEL91, elles préconisent de prendre la section réduite B_r :

$$B_r \geq \beta N_u / ((f_{bc}/0.9) + 0.85(f_e/\gamma_s) (A/B_r)).$$

tel que : - B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).

- A : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul.
- f_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25MPa.
- f_{bc} : $0.85 (f_{c28}/\gamma_b) = 14.16$ MPa.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.
- γ_b : 1.5, γ_s : 1.15
- β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :
 - $\beta = 1 + 0.2 (\lambda/35)^2$ si $\lambda \leq 50$.
 - $\beta = 0.85\lambda^2/1500$ si $50 < \lambda < 70$.

On se fixe un élançement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée on a : $\beta = 1.2$

D'après les RPA99/Version 2003 :

$$A/B_r = 0.8\% \dots \dots \dots (Zone \text{Ia})$$

$$B_r \geq 7.62 N_u$$

Pré-dimensionnement des éléments secondaires

7.4. L'acrotère :

L'acrotère est considérée comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G .
2. La surface horizontale due à la main courante Q

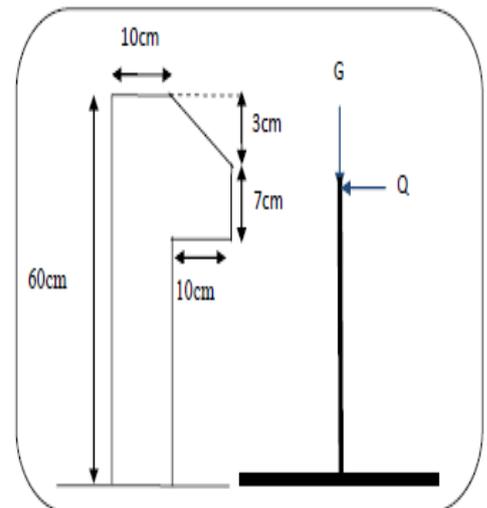


Fig II.4:Acrotère

7.5. Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d’une succession de gradins, Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d’un bâtiment.

Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place elles sont composées de 02 volées qui reposent sur des paillasse. Les 02 volées ont une hauteur de 1,53m.

Dimensionnement des marches et contre marches :

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contres marches (H) on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \leq g+2h \leq 66$

Avec : **h** : hauteur de là contre marche.

g : Largeur de marche (giron).

En choisit **h=17cm et g = 30cm.**

Donc on aura : $60 \leq g+2h \leq 66 \implies 60 \leq 64cm \leq 66$ (c.v).

Dimensionnement des volées :

Le nombre de contre marche d’une volée:

- Hauteur d’étage: H= 306 cm.
- Nombre de contre marches: $\frac{H / 2}{h} \implies \frac{306 / 2}{17} = 9$

Détermination de l’épaisseur de la paillasse :

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux côtés.

D’où : $e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L_{\max}$

$L = L' + L_{\text{Palier}}$

$L' = 2,85$

$L' = \sqrt{153^2 + 240^2} = 285 \text{ cm}$

$L = L' + L_{\text{palier}} = 285 + 200 = 485 \text{ cm}$

Donc $L_{\max} = 404.62 \text{ cm}$

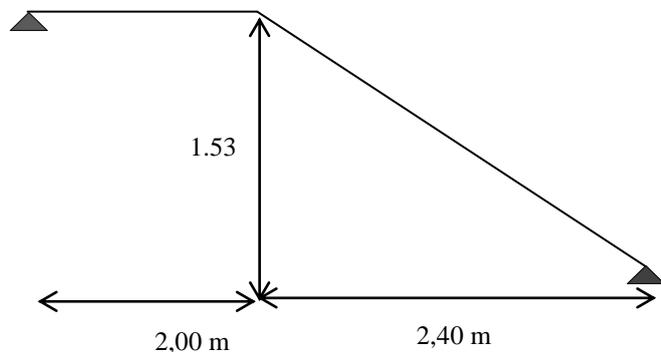


Fig II.5: Escalier

$$\left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20}\right) \cdot 485 \Rightarrow (16.17 \div 24.25).$$

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20}\right) 404.62 = (13.49 \div 20.23) \dots \dots \dots \text{Soite} = 16 \text{ cm.}$$

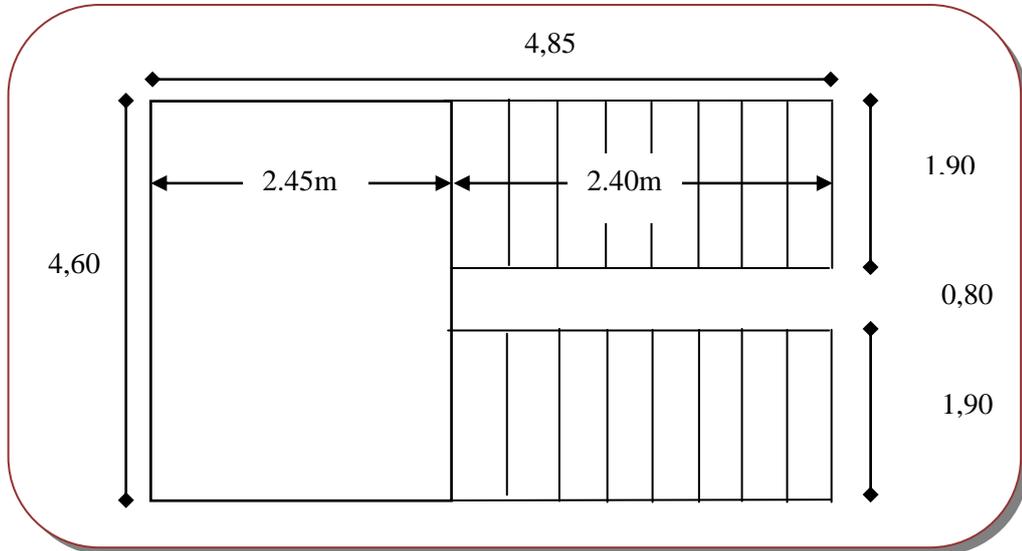


Figure. II -6. Vu en plan de l'escalier

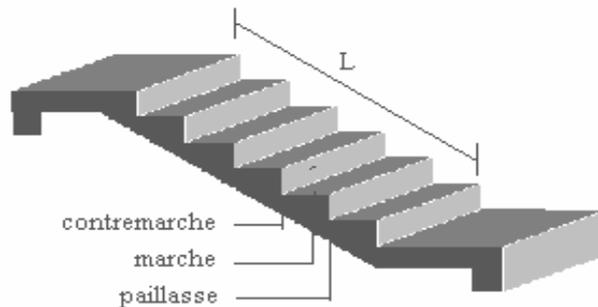


Figure. II. 7- Schéma 3D d'un escalier

7.6. Pré-dimensionnement des voiles :

D'après l'article 7.7.1 du RPA 99/Version 2003, sont considérés comme voiles (contrairement aux éléments linéaires) les éléments satisfaisants la condition suivante :

$$L \geq 4 e$$

Avec : L : la Portée du voile.

e : Epaisseur du voile.

L'article 7.7.1 des RPA99/Version 2003 exige une **épaisseur minimale de 15cm.** de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes:

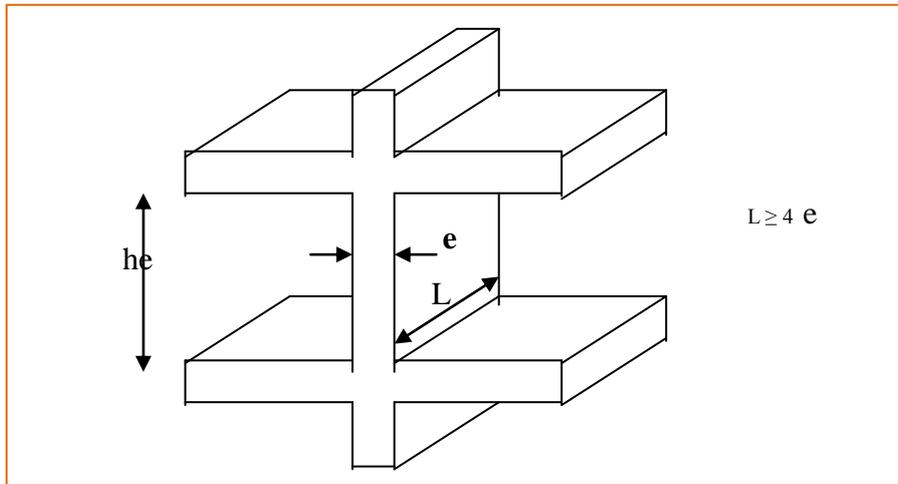
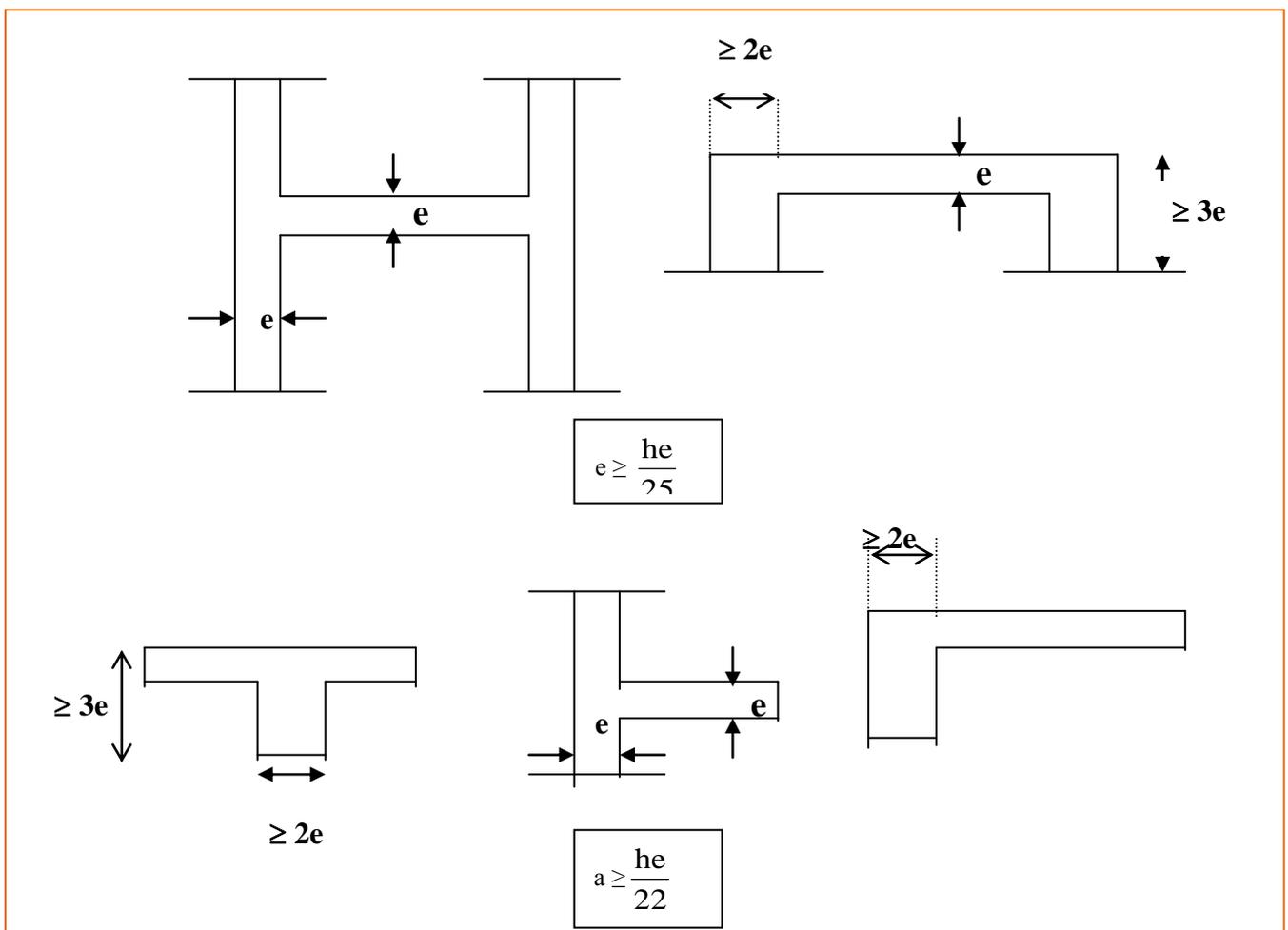
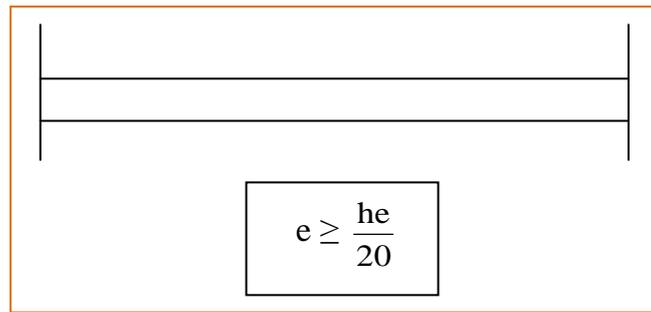


Figure. II-8 Schéma des voiles





- $e \geq \max (e_{\min} , h_e/25, h_e/22, h_e/20)$
- $h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66\text{m}$
- $e \geq \text{Max} (15 ; 10.64; 12.09; 13.30)$

On choisi une épaisseur des voiles de

$e = 20\text{ cm}$

7.7. Les charges réglementaires

Les charges réglementaires prisent en compte sont :

- Les charges permanentes qui représentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation où surcharges.

- **Les charges permanentes G :**

Il s'agit des poids propres des éléments constituant le bâtiment et afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Selon le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C.2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

- **Les charges d'exploitation Q :**

Il s'agit des charges et sollicitations d'utilisation où d'exploitation de l'ouvrage, selon des catégories d'exploitation et afin de faciliter la prise en compte de ces chargements, le législateur dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C. 2.2) à définir des charges réglementaires.

7.8. Descente des charges :

• Plancher terrasse inaccessible :

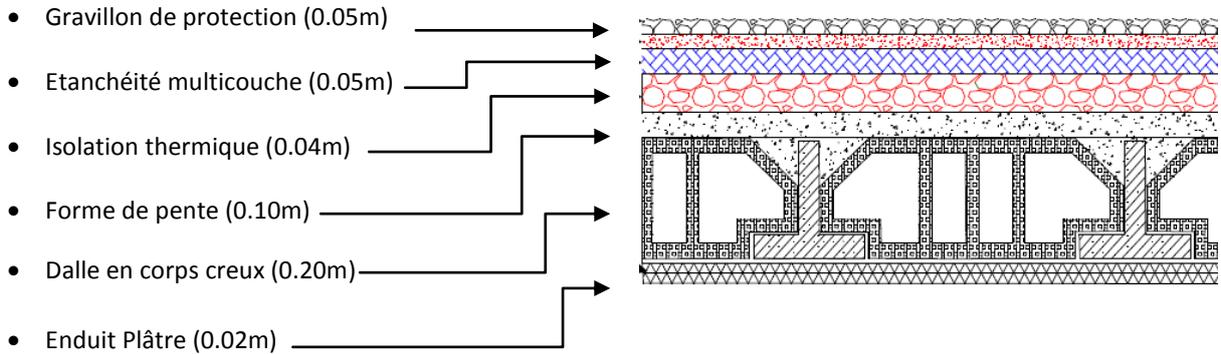
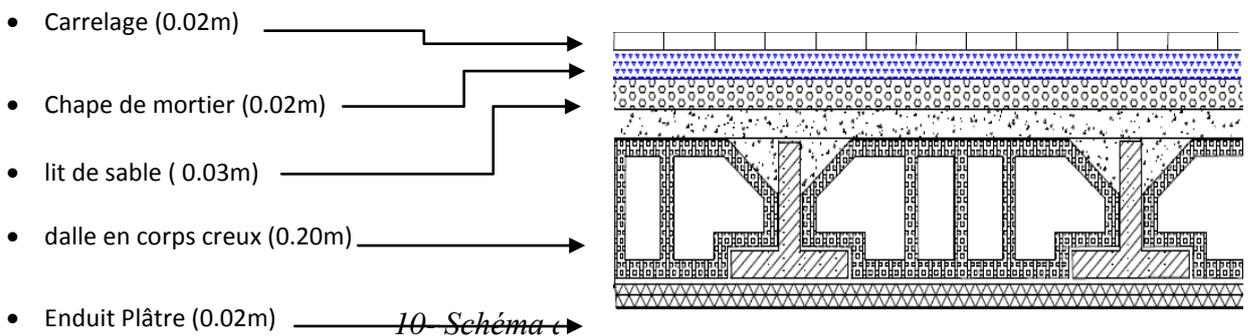


Figure. II -9 Schéma d'un plancher terrasse

Désignation	Epaisseur	Poids /m2	Poids surfacique
Protection en gravillons roulés	0.05	1700	85 kg/m ²
Etanchéité multicouches	0.05	200	10 kg/m ²
Béton forme de pente	0.10	2200	220 kg/m ²
Isolation thermique en liège	0.04	400	16 kg/m ²
Plancher en corps creux	0.20	1425	285 kg/m ²
Enduit plâtre	0.02	1000	20 kg/m ²
Total G			640 kg/m²

G_t = 640 kg/m². Q_t = 100 kg/m².

• Plancher étage courant à usage d'habitation :



10 - Schéma ->

<i>Désignation</i>	<i>Epaisseur</i>	<i>Poids /m2</i>	<i>Poids surfacique</i>
<i>Revêtement en carrelage</i>	<i>0.02</i>	<i>2200</i>	<i>44 kg/m²</i>
<i>Mortier de pose</i>	<i>0.02</i>	<i>2000</i>	<i>40 kg/m²</i>
<i>Lit de sable</i>	<i>0.02</i>	<i>1800</i>	<i>36 kg/m²</i>
<i>Plancher en corps creux</i>	<i>0.20</i>	<i>1425</i>	<i>285 kg/m²</i>
<i>Enduit plâtre</i>	<i>0.02</i>	<i>1000</i>	<i>20 kg/m²</i>
<i>Cloisons légères</i>	<i>/</i>	<i>100</i>	<i>100 kg/m²</i>
Total G			525 kg/m²

$$G_c = 525 \text{ kg/m}^2. Q_c = 150 \text{ kg/m}^2.$$

- Balcons étage courant :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$L / 15 < e < (L / 20) + 7$$

On a : $L = 1.30\text{m} \Rightarrow 8.67 < e < 13.50\text{m}$

On opte pour **e = 12 cm.**

<i>Désignation</i>	<i>Epaisseur</i>	<i>Poids /m2</i>	<i>Poids surfacique</i>
<i>Revêtement en carrelage</i>	<i>0.02</i>	<i>2200</i>	<i>44 kg/m²</i>
<i>Mortier de pose</i>	<i>0.02</i>	<i>2000</i>	<i>40 kg/m²</i>
<i>Lit de sable</i>	<i>0.02</i>	<i>1800</i>	<i>36 kg/m²</i>
<i>Dalle en béton armé</i>	<i>0.12</i>	<i>2500</i>	<i>300 kg/m²</i>
<i>Enduit ciment</i>	<i>0.02</i>	<i>2000</i>	<i>40 kg/m²</i>
Total G			460 kg/m²

$$G = 460 \text{ kg/m}^2. Q = 350 \text{ kg/m}^2.$$

• **Balcon terrasse :**

<i>Désignation</i>	<i>Epaisseur</i>	<i>Poids /m2</i>	<i>Poids surfacique</i>
<i>Protection en gravillons roulés</i>	0.05	1500	75 kg/m²
<i>Etanchéité multicouches</i>	0.05	200	10 kg/m²
<i>Béton forme de pente</i>	0.10	2200	220 kg/m²
<i>Dalle en béton armé</i>	0.12	2500	300 kg/m²
<i>Enduit ciment</i>	0.02	2000	40 kg/m²
Total G			645 kg/m²

G = 645 kg/m². Q = 100kg/m²

• **Murs extérieurs en maçonnerie :**

La maçonnerie utilisée est en briques creuse (double cloison) avec lame d'aire de 5cm :

<i>Désignation</i>	<i>Epaisseur</i>	<i>Poids /m2</i>	<i>Poids surfacique</i>
<i>Enduit extérieur</i>	0.02	2000	40 kg/m²
<i>Briques creuses</i>	0.15	1400	210 kg/m²
<i>Briques creuses</i>	0.10	1400	140 kg/m²
<i>Enduit intérieur</i>	0.015	1200	18 kg/m²
Total G			408 kg/m²

Avec 30% d'ouverture : $408 \times 0.7 = 285.6 \text{ kg/m}^2$ \Rightarrow **G = 286 kg/m²**

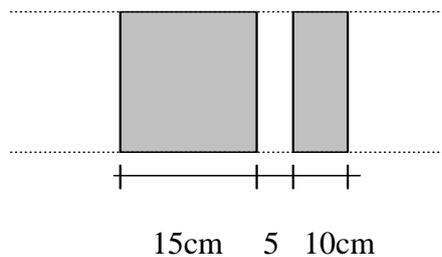


Figure II-11 Schéma du mur double cloisons

• **Acrotère :**

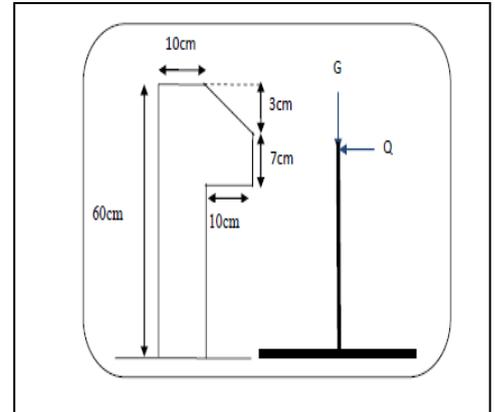
$$S = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G1 = 0.0685 \times 2500 = 171 \text{ kg/ml.}$$

Poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ KN/ml}$$

G = G1 + G2 = 183 kg/ml. Q = 90 kg/ml.



• **Escalier « RDC et Etage courant » :**

Paliers :

Désignation	Epaisseur	Poids /m2	Poids surfacique
Revêtement en carrelage	0.02	2200	44 kg/m ²
Mortier de pose	0.02	2000	40 kg/m ²
Lit de sable	0.02	1800	36 kg/m ²
Dalle pleine (BA):	0.16	2500	400 kg/m ²
Enduit ciment	0.02	2000	40 kg/m ²
Total G			560 kg/m²

G = 560 kg / m². Q = 250 kg / m²

Volée (paillasse) :

Désignation	Epaisseur	Poids /m2	Poids surfacique
Revêtement en carrelage	0.02	2200	44 kg/m ²
Mortier de pose	0.02	2000	40 kg/m ²
Poids des marches	0.16/2	2200	176 kg/m ²
Paillasse	0.16/cos33.45	2500	483 kg/m ²
Enduit plâtre	0.02	1000	20 kg/m ²
Total G			763 kg/m²

G = 763 kg / m². Q = 250 kg / m²

Résumé des charges réglementaires :

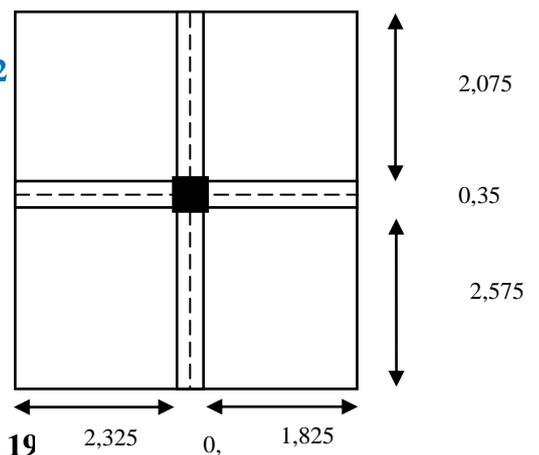
Éléments	G (Kg/m ²)	Q (Kg/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	640	100
Plancher Etage courant	525	150
Balcons étage courant	460	350
Balcons étage terrasse	645	100
Murs extérieurs	286	-
L'acrotère	183	90
L'escalier - Palier -	560	250
L'escalier - Paillasse -	763	250

II-2/Descente des charges :

7.9. Calcul des surfaces afférentes à chaque poteau :

1. Poteaux centrale Axes « E2 »

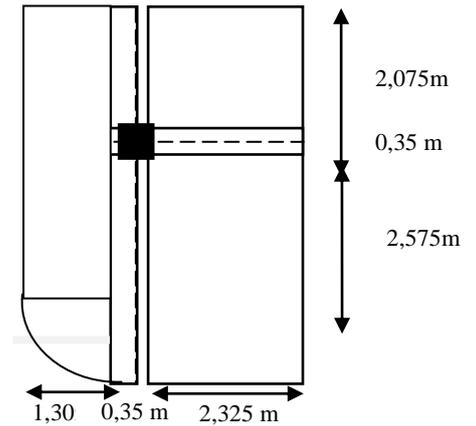
- Le poteau le plus sollicité positionner à l'axe « E2 »



- $S_g = (2.325 + 1.825) \times (2.075 + 2.575) = 19.297 \text{ m}^2 \approx 19$
- $S_q = (2.325 + 0.35 + 1.825) \times (2.075 + 0.35 + 2.575) = 23.319 \text{ m}^2 \approx 23,32 \text{ m}^2$
- $S_{q1} = 23.32 - (0.40 \times 0.40) = 23.16 \text{ m}^2$
- L (mur extérieur) = /

2. Poteau de rive Axes « B2 »

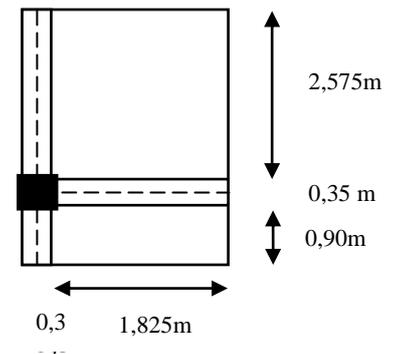
- Le poteau le plus sollicité positionner à l'axe « B2 »



- $S_g = (1.30 + 2.325) \times (2.075 + 2.575) = 16.856 \text{ m}^2 \approx \mathbf{16,86 \text{ m}^2}$
- $S_q = (1.30 + 0.35 + 2.325) \times (2.075 + 0.35 + 2.575) = 19.875 \text{ m}^2 \approx \mathbf{19,88 \text{ m}^2}$
- $S_{q1} = 23.32 - (0.40 \times 0.40) = \mathbf{19.72 \text{ m}^2}$
- $S \text{ (mur extérieur)} = (2.075 + 2.575) \times (3.06 - 0.40) = \mathbf{12.37 \text{ m}^2}$

3. Poteau de d'angle Axes « B1 »

- Le poteau le plus sollicité positionner à l'axe « B1 »



- $S_g = (1.825) \times (0.90 + 2.575) = 6.342 \text{ m}^2 \approx \mathbf{6,34 \text{ m}^2}$
- $S_q = (2.325 + 0.35 + 1.825) \times (2.075 + 0.35 + 2.575) = 8.319 \text{ m}^2$
- $S_{q1} = 8.32 - (0.40 \times 0.40) = \mathbf{8.16 \text{ m}^2}$

- Dégression des charges d'exploitation selon le DTR B.C.2.2

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites de 10% dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la terrasse : Q_t
- Pour le dernier étage : Q_c
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q_c$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q_c$
- Ainsi de suite réduisant jusqu'à $0,5Q_c$ valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

• Poteaux centrale Axes « E2 »

section	Eléments	Charges régl. (Kg)	Calcul			G (kg)	Q (kg)
1-1	Plancher terrasse	640	/	19,30	/	12 352	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secondaire	2500	0,35	0,35	4,50	1 378	-
	Surcharge	100	/	23,16	/	-	2 316
2-2	Venant					15 480	2 316
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	0,00	0,00	/	0	-
3-3	Venant					16 704	2 316
	Plancher étage	525	/	19,30	/	10 133	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secodaire	2500	0,35	0,35	4,50	1 378	-
	Surcharge	150	/	23,16	/	-	3 474
4-4	Venant					29 965	5 790
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	0,00	0,00	/	0	-
5-5	Venant					31 189	5 790
	Plancher étage	525	/	19,30	/	10 133	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secodaire	2500	0,35	0,35	4,50	1 378	-
	Surcharge	150	/	23,16	0,9	-	3 127
6-6	Venant					44 449	8 917
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	0,00	0,00	/	0	-
7-7	Venant					45 673	8 917
	Plancher étage	525	/	19,30	/	10 133	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secodaire	2500	0,35	0,35	4,50	1 378	-
	Surcharge	150	/	23,16	0,8	-	2 779
8-8	Venant					58 934	11 696
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	0,00	0,00	/	0	-
9-9	Venant					60 158	11 696
	Plancher étage	525	/	19,30	/	10 133	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secodaire	2500	0,35	0,35	4,50	1 378	-
	Surcharge	150	/	23,16	0,7	-	2 432

CHAPITRE II ; PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS & DESCENTE DES CHARGES

10-10	Venant					73 419	16 212
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	0,00	0,00	/	0	-
11-11	Venant					74 643	16 212
	Plancher étage	525	/	19,30	/	10 133	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secondaire	2500	0,35	0,35	4,50	1 378	-
	Surcharge	150	/	23,16	0,6	-	2 084
12-12	Venant					87 903	18 296
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	0,00	0,00	/	0	-
13-13	Venant					89 127	18 296
	Plancher étage	525	/	19,30	/	10 133	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secondaire	2500	0,35	0,35	4,50	1 378	-
	Surcharge	150	/	23,16	0,5	-	1 737
14-14	Venant					102 388	20 033
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	0,00	0,00	/	0	-
15-15	Venant					103 612	20 033
	Plancher étage	525	/	19,30	/	10 133	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secondaire	2500	0,35	0,35	4,50	1 378	-
	Surcharge	150	/	23,16	0,5	-	1 737
16-16	Venant					116 873	21 770
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	0,00	0,00	/	0	-
17-17	Venant					118 097	21 770
	Plancher étage	525	/	19,30	/	10 133	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secondaire	2500	0,35	0,35	4,50	1 378	-
	Surcharge	150	/	23,16	0,5	-	1 737
18-18	Venant					131 357	23 507
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	0,00	0,00	/	0	-
venant					132 581	23 507	
Total					132 581	23 507	

• Poteaux de rive Axes « B2 »

section	Eléments	Charges régl. (Kg)	Calcul			G (kg)	Q (kg)
1-1	Plancher terrasse	640	/	16,86	/	10 790	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secondaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	100	/	19,72	/	-	1 972
2-2	Venant					13 759	1 972
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
3-3	Venant					18 521	1 972
	Plancher étage	525	/	16,86	/	8 852	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secodaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	150	/	19,72	/	-	2 958
4-4	Venant					30 341	4 930
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
5-5	Venant					35 103	4 930
	Plancher étage	525	/	16,86	/	8 852	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secodaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	150	/	19,72	0,9	-	2 662
6-6	Venant					46 923	7 592
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
7-7	Venant					51 685	7 592
	Plancher étage	525	/	16,86	/	8 852	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secodaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	150	/	19,72	0,8	-	2 366
8-8	Venant					63 505	9 959
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
9-9	Venant					68 267	9 959
	Plancher étage	525	/	16,86	/	8 852	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secodaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	150	/	19,72	0,7	-	2 071

CHAPITRE II ; PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS & DESCENTE DES CHARGES

10-10	Venant					80 087	13 804
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
11-11	Venant					84 848	13 804
	Plancher étage	525	/	16,86	/	8 852	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secondaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	150	/	19,72	0,6	-	1 775
12-12	Venant					96 669	15 579
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
13-13	Venant					101 430	15 579
	Plancher étage	525	/	16,86	/	8 852	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secondaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	150	/	19,72	0,5	-	1 479
14-14	Venant					113 251	17 058
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
15-15	Venant					118 012	17 058
	Plancher étage	525	/	16,86	/	8 852	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secondaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	150	/	19,72	0,5	-	1 479
16-16	Venant					129 833	18 537
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
17-17	Venant					134 594	18 537
	Plancher étage	525	/	16,86	/	8 852	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secondaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	150	/	19,72	0,5	-	1 479
18-18	Venant					146 415	20 016
	Poteaux	2500	0,40	0,40	3,06	1 224	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
venant						151 176	20 016
Total						151 176	20 016

- Donc le poteau le plus sollicité est le poteau de rive « B2 »

$$G = 151\,176 \text{ Kg} = 1511,76 \text{ KN}$$

$$Q = 20\,016 \text{ Kg} = 200,16 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.35 G + 1.5Q = (1.35 \times 1\,511,76) + (1.50 \times 200,16) = 2341,12\text{KN}$$

$$Nu = 2\,341,12\text{KN}$$

1. Vérification de la section du poteau B2 : Selon BAEL91 (B.8.4.1)

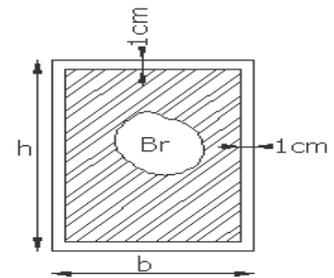
L'effort normal ultime Nu d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante:

$$N_U \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r Section réduite de poteau.

$$B_r = (h-2) \times (b-2) = (40-2) \times (40-2) = 1444 \text{ cm}^2 = 144400\text{mm}^2.$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$



$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} = 3,46 \times \frac{0,7 \times 3,06}{0,40} = 18,53$$

Pas de risque de flambement.

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{18,53}{35} \right)^2} = 0,805$$

$$A_{min}^{BAEL} = \min \left\{ \frac{0,2 \times (b \times h)}{100}, \frac{8 \times (b+h)}{100} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times (400 \times 400)}{100} = 320\text{mm}^2, \frac{8 \times (400+400)}{100} = 64\text{mm}^2 \right\} \Rightarrow A_{min} (BAEL) = 64$$

$$A_{min}^{RPA} = 0,80 \% B_r \rightarrow \text{en zone IIa} = 0,80 \times 144400 / 100 = 1155 \text{ mm}^2$$

$$A = \max (A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}) = A_{min}^{RPA} = 1155 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0,805 \times \left[\frac{144400 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 1155 \times \frac{400}{1,15} \right]$$

$$\bullet \quad \overline{Nu} = 2476029\text{N}$$

$$Nu = 2\,341,12 \text{ N} \leq \overline{Nu} = 2476029\text{N} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

2. Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul à l'état limite de service. $N_d = N_{ser} = G + Q$.

B_c : Section brute du béton (Aire du Béton).

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

N_d (N.m)	Bc	Fc28	V	condition	
1711920	160000	25	0.43	≤ 0.30	Non Vérifier

- Alors on doit redimensionner la section des poteaux.

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \implies B_c \geq \frac{N_d}{0.30 \cdot f_{c28}} = 2282256 \text{ mm}^2$$

Si on prend $B_c = 50 \times 50 \text{ cm}^2 = 250000 \text{ mm}^2$ condition sera vérifier.

Donc en adopte la section des poteaux de **(50 x 50) cm²**

• Descente des charges avec la nouvelle section (50x50) Poteaux de rive Axes « B2 »

section	Eléments	Charges régl. (Kg)	Calcul			G (kg)	Q (kg)
1-1	Plancher terrasse	640	/	16,86	/	10 790	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secondaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	100	/	19,72	/	-	1 972
2-2	Venant					13 759	1 972
	Poteaux	2500	0,50	0,50	3,06	1 913	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
3-3	Venant					19 209	1 972
	Plancher étage	525	/	16,86	/	8 852	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secodaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	150	/	19,72	/	-	2 958
4-4	Venant					31 030	4 930
	Poteaux	2500	0,50	0,50	3,06	1 913	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
5-5	Venant					36 480	4 930
	Plancher étage	525	/	16,86	/	8 852	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secodaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	150	/	19,72	0,9	-	2 662
6-6	Venant					48 300	7 592
	Poteaux	2500	0,50	0,50	3,06	1 913	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
7-7	Venant					53 750	7 592
	Plancher étage	525	/	16,86	/	8 852	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secodaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	150	/	19,72	0,8	-	2 366
8-8	Venant					65 571	9 959
	Poteaux	2500	0,50	0,50	3,06	1 913	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
9-9	Venant					71 021	9 959
	Plancher étage	525	/	16,86	/	8 852	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secodaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	150	/	19,72	0,7	-	2 071

CHAPITRE II ; PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS & DESCENTE DES CHARGES

10-10	Venant					82 841	13 804
	Poteaux	2500	0,50	0,50	3,06	1 913	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
11-11	Venant					88 291	13 804
	Plancher étage	525	/	16,86	/	8 852	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secondaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	150	/	19,72	0,6	-	1 775
12-12	Venant					100 111	15 579
	Poteaux	2500	0,50	0,50	3,06	1 913	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
13-13	Venant					105 561	15 579
	Plancher étage	525	/	16,86	/	8 852	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secondaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	150	/	19,72	0,5	-	1 479
14-14	Venant					117 382	17 058
	Poteaux	2500	0,50	0,50	3,06	1 913	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
15-15	Venant					122 832	17 058
	Plancher étage	525	/	16,86	/	8 852	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secondaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	150	/	19,72	0,5	-	1 479
16-16	Venant					134 652	18 537
	Poteaux	2500	0,50	0,50	3,06	1 913	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
17-17	Venant					140 102	18 537
	Plancher étage	525	/	16,86	/	8 852	-
	Poutre principale	2500	0,35	0,40	5,00	1 750	-
	Poutre secondaire	2500	0,35	0,35	3,98	1 219	-
	Surcharge	150	/	19,72	0,5	-	1 479
18-18	Venant					151 923	20 016
	Poteaux	2500	0,50	0,50	3,06	1 913	-
	mur ext	286	4,65	2,66	/	3 538	-
venant						157 373	20 016
Total						157 373	20 016

$$G = 157\,373 \text{ Kg} = 1\,573,73 \text{ KN}$$

$$Q = 20\,016 \text{ Kg} = 200,16 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.35 G + 1.5Q = 2\,424.77 \text{ KN}$$

Chapitre 3

ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE

1. L'ACROTÈRE ;
2. L'ESCALIER ;
3. LE PLANCHER À CORPS CREUX ;

III. 1- L'acrotère :

3.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge horizontale qui est la main courante.

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse

Travaillant à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal N_g et un moment de flexion à la base dû à la main courante.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de **1,00 ml** de largeur.

3.1.2 Evaluation des charges :

a) **Surface** : $St = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$

b) **Les Charges permanentes** :

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G1 = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 20 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

Le poids propre $G = G1 + G2 = 1.713 + 0.12 = 1.833 \text{ KN/ml} = \mathbf{183 \text{ daN.m}}$

c) **Surcharge d'exploitation** : D'après D.T.R.B.C.2.2.(P20)

"Q" Force horizontal sollicité l'acrotère dû à la main courante est $Q = 1 \text{ KN/m}$.

d) **Détermination de l'effort due au séisme** : D'après RPA 99/V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 groupe d'usage [2]) II $\Rightarrow A = \mathbf{0.15}$

C_p : facteur de force horizontale (tableau 6.1 de L' RPA99) $\Rightarrow C_p = \mathbf{0.8}$

W_p : Poids de l'acrotère. $\Rightarrow W_p = \mathbf{183 \text{ dan/ml}}$.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183 = \mathbf{87.84 \text{ Kg}}$

$F = \max(F_p; Q) = \max(87.84; 100) = \mathbf{100 \text{ Kg/ml}}$.

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec $F = Q = \mathbf{100 \text{ Kg/ml}} \Rightarrow Q = \mathbf{1 \text{ KN/ml}}$.

3.1.3 Les sollicitations (Combinaisons d'action):

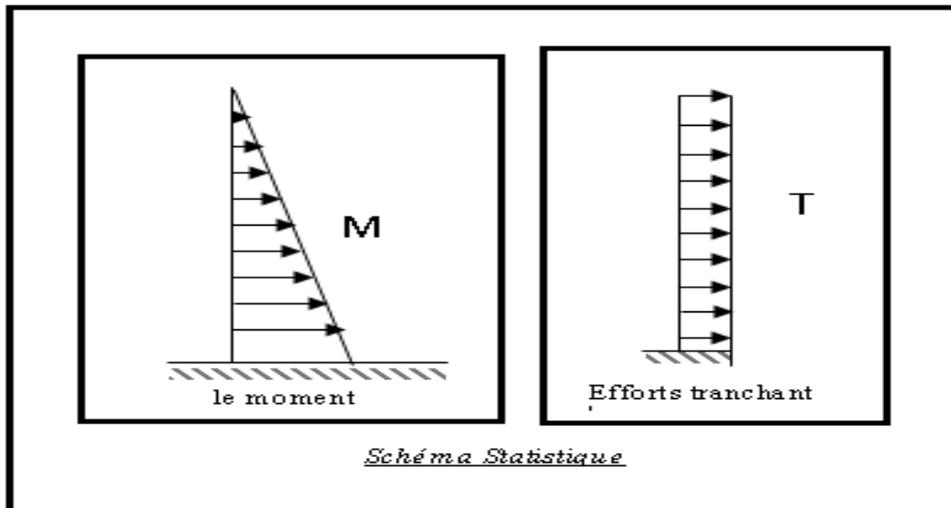


Figure III.1 : schéma statique de l'acrotère.

La section la plus dangereuse se trouve à la base au niveau d'encastrement :

$$M = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ dan.m}$$

$$N = G = 183 \text{ dan.m}$$

$$T = Q = 100 \text{ dan.m}$$

3.1.4 Combinaisons d'action :

- E.L.U: $(1.35G + 1.5Q)$

$N_u = 1 \times N = 1 \times 183 = 183 \text{ dan.m}$; Sans majoration car le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 60 = 90 \text{ dan. m}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 100 = 150 \text{ dan/ml}$$

- E.L.S : $(G + Q)$

$$N_{ser} = N_g = 183 \text{ dan / ml.}$$

$$M_{ser} = M = 60 \text{ dan.m.}$$

3.1.5 Calcul de ferrailage

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur **b=100cm** et hauteur **h=10 cm**.

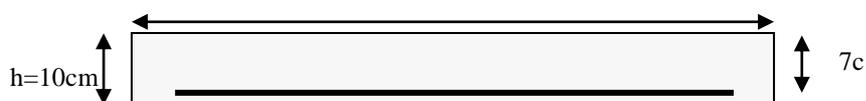


Figure III-2: Section à ferrailler.

1. Diamètre des barres : BAEL (art A.7.2.1)

Les diamètres employés sont : $\Phi_L \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \Phi_L \leq 10mm$

On prend : $\Phi_l = 8mm$ et on prend : $\Phi_t = 6mm \leq \Phi_l$

2. Protection des armatures

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries soit $c = 3$ cm

3. Armatures longitudinales

• **E.L.U**

- **Détermination de l'excentricité du centre de pression**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{183} = 0.49 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = \max(0.49 \text{ m}; 0.05) = 0.49 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple soumise à un moment M_l égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 90 + 183 \left[\left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) \right] = 93,66 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936,60}{14,2 \times 100 \times 7^2} = 0,0135 < \mu l = 0,392.$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_f' = 0$).

$$\mu = 0.0135 \Rightarrow \alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993 \quad A^u = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{936.60}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.39 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la section des armatures à la flexion composée**

N est un effort de compression :

$$A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}; \text{ et } A' = A_f' = 0$$

$$A = 0,39 - \frac{1830}{100 \times 348} = 0.34 \text{ m}^2$$

• **E.L.S :**

- **Détermination de l'excentricité du centre de pression**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{183} = 0,32m$$

La section est partiellement comprimée.

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

- **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_{ser}^1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 60 + 183 \left[\left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) \right] = 63,66 \text{ dan} \cdot m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{636,6}{201,63 \times 100 \times (7)^2} = 0,0006$$

$$\mu_1 = 0,0006 \Rightarrow \beta_1 = 0,956 \quad ; \quad k = 0,0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0,0095 \times 201,63 \Rightarrow \sigma_b = 1,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A^{ser} = \frac{M_{ser}^1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{636,60}{201,63 \times 0,95 \times 7} = 0,47 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la section à la flexion composée :**

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = 0,47 - \frac{1830}{100 \times 201,63} = 0,38 \text{ cm}^2$$

3.1.6 Condition de non fragilité :

- **Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1).**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad (f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}).$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{\min}) \Rightarrow A = A^{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

On adopte : **$A^t = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 6 = 2,51 \text{ cm}^2$** .

3.1.7 Pourcentage minimale des armatures longitudinales

Selon B.A.E. L91(B.5.3.1)

$$A_L \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u ; A_{ser} ; A_L) = \max (0,84 ; 0,38 ; 2,51) = 2,51 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend : $A_1 = 5 \phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2$.

3.1.8 Armatures de répartition :

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^\ell = (0.627 \div 1.255).$$

On adopte : $A^r = 4 \phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

• **L'espacement des armatures :**

$$A_\ell = 5 \phi 8 \rightarrow S_\ell = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 4 \phi 6 \rightarrow S_r = 20 \text{ cm}$$

3.1.9 Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}.$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.1.10 Présentation du ferrailage :

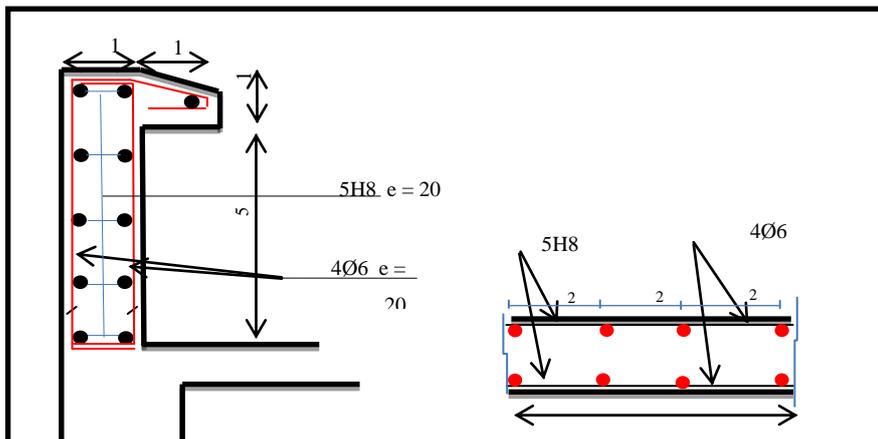


Figure III-3. Ferrailage de l'acrotère

III. 2- L'ESCALIER :

III.2.1. Définition :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction, composé d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on choisi le type d'escalier en béton armé.

3.2.2. Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Paliers d'épaisseur 16cm.
- ✓ Volées parallèles d'épaisseur 16cm.
- ✓ Giron (marche) de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

1) Escalier :

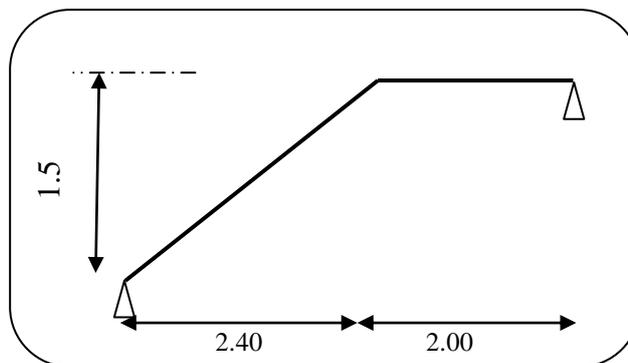


Fig.III.4. Schéma de volée de l'escalier RDC.

3.2.3. Evaluation des charges:

☒ Paillasse :

$$g = 7.63 \times 1 \text{ml} = 7.63 \text{KN} / \text{ml} \quad q = 2.50 \times 1 \text{ml} = 2.50 \text{KN} / \text{ml}$$

➤ Palier :

$$g = 5.60 \times 1 \text{ml} = 5.60 \text{KN} / \text{ml} \quad q = 2.50 \times 1 \text{ml} = 2.50 \text{KN} / \text{ml}$$

Combinaison des charges :

$$E.L.U : Pu = 1,35g + 1,5q$$

$$ELS : Pser = g + q$$

Désignation	Paillasse KN/ML	Palier KN/ML
	P1	P2
Pu	14.05	11.31
Pser	10.13	8.10

Tab III. Combinaison des charges

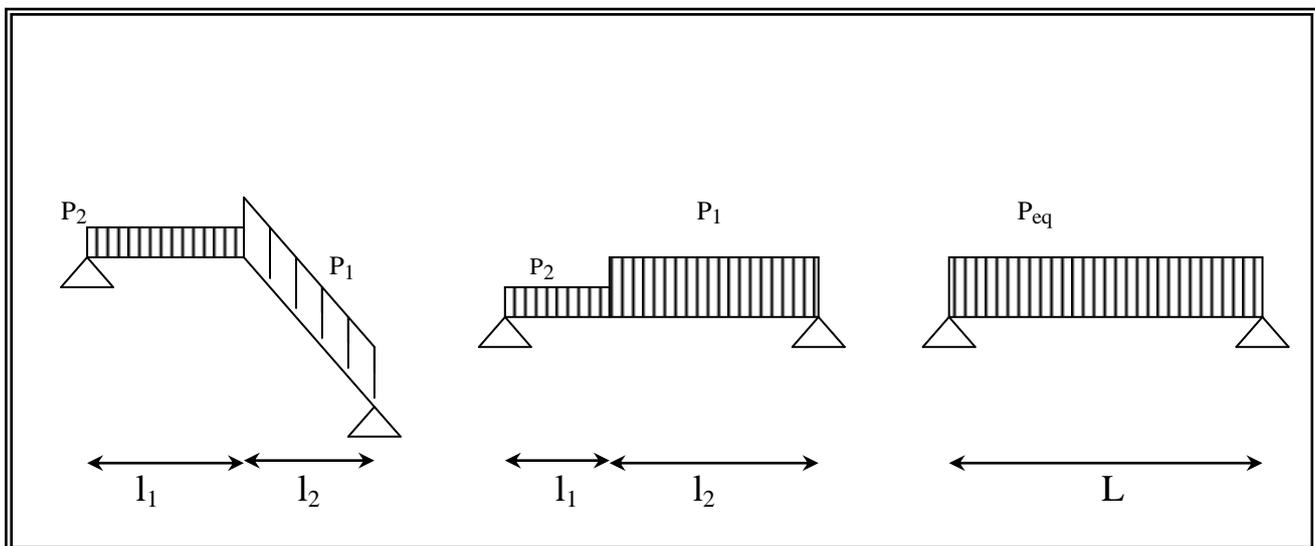


Fig.III.5. Schéma représentatif des charges agissent sur l'escalier.

✓ Pour la méthode des charges équivalentes :

✓ La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{\sum q_i x l_i}{\sum l_i}$

✓ Moment isostatique : $M_0 = q_{eq} x \frac{l^2}{8}$

✓ L'effort tranchant : $T_U = q_{eq} \times \frac{L}{2} T_u = q_{eq} x \frac{l}{2}$

• ELU : $q_{eq} = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{14.05 \times 2.40 + 11.31 \times 2.00}{2.40 + 2.00} = 12.80 \text{ KN/ml}$

• ELS : $q_{eq} = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{10.13(2.40) + 8.10(2.00)}{2.40 + 2.00} = 9.21 \text{ KN/ml}$

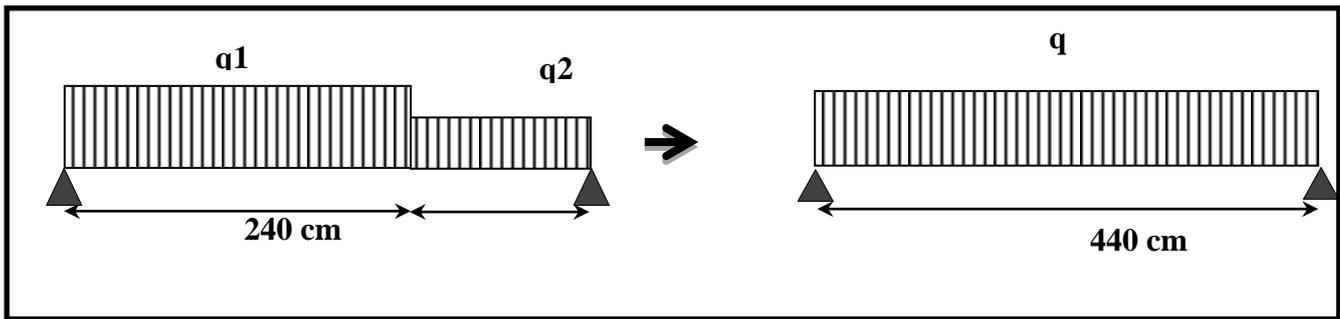


Fig.III. 6. schéma statique de volée

Moments et Effort Tranchants :

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2}$

	q_{eq} (KN/ML)	M_0 (KN.M)	M_a (KN.M)	M_t (KN.M)	T_u (KN)
ELU	12.80	30.98	9.29	26.33	28.16
ELS	9.21	22.29	6.69	18.95	20.26

Tab.3.1.2: Moments et Effort Tranchants.

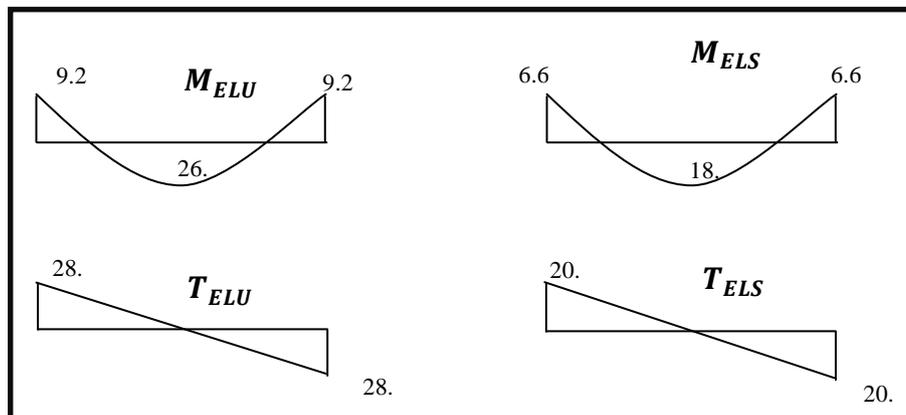


Fig III.7: Diagramme des moments et de l'effort tranchant

3.2.4. Ferrailage :

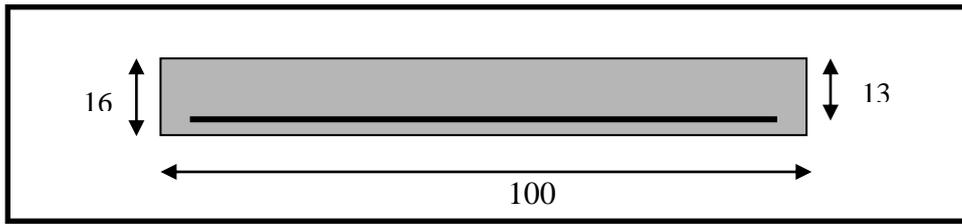


Fig III.8: Section à ferrailer.

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec : $C \geq 1 + 1 = 2$ on choisit $C = 3\text{cm}$

$$\phi \leq \frac{16}{10} = 1.6\text{cm} \Rightarrow \phi = 10\text{mm}$$

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} ; \phi \leq \frac{h}{10} ; C_0 \geq 1$$

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

$$h = 16\text{cm}$$

$$d = h - c = 13\text{cm}$$

4.1 Armatures Longitudinales:

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} ;$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ;$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) ;$$

$$A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

F_{c28} (Mpa)	f_{t28} (mpa)	γ_b	γ_s	d (m)	$\bar{\sigma}_b$ (mpa)	σ_s (mpa)	f_e (mpa)
25	2,1	1,5	1,15	13	14,2	348	400

Tab.3.1.3 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple

Élément	Mu(N.m)	μ	μ_l	α	β	Acalc (cm ²)
Travée	26330	0,110	0,392	0,146	0,9417	6,18
Appuis	9290	0,039	0,392	0,049	0,9803	2,09

Tab3.1.4 : calcul de la section des armatures.

➤ **E.L.S** : - La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0,146	26330	18950	1,39	25	0,445	Vérifiée
Sur appuis	0,049	9290	6690	1,39	25	0,444	Vérifiée

Tab 3.1.5 : vérification de la contrainte

✓ **Vérification :**

- **Conditions de non fragilité :** Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1).

$$A^1_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^1_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).**

$$A^2_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A^2_{min} \geq 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

	A_u (cm ²)	A^1_{min} (cm ²)	A^2_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	6,18	1.57	1.60	6.18	6HA12 = 6.70
Appuis	2,09	1.57	1.60	2.08	4HA10 = 3.14

Tab 3.1.6 : Armatures Longitudinales

4.2. Armatures de répartitions : $A_t = A_L / 4$

Elément			
Travée	6.70	1.675	4T8 = 2.01
Appuis	3.14	0.785	3T8 = 1.51

Tab 3.1.7 : Armatures de répartitions

4.3. L'espacement des armatures : Selon B A E L 91 (art 8.2.42)

➤ Armatures longitudinales :

$S_l \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(48; 33) = 33 \text{ cm}$

- Travée: $S_l = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$

- Appuis: $S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➤ Armatures transversals:

$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(64; 45) = 45 \text{ cm}$

- Travée: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- Travée : $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$

➤ Vérification de l'effort tranchant:

- La contrainte tangente τ_u : Selon BAEL91 (A.5.1, 1).

$T_U = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$ Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par

la formule suivante : $\bar{\tau}_u = \min\left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$ (BAEL (A.5.1, 211).

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{28160}{1000 \times 130} = 0.217 \text{ MPa}$.

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$\bar{\tau}_u = \min(0, 15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa})$ (BAEL91 Art A.5.1, 211)

$\bar{\tau}_u = \min(2.5; 4) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.217 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ (Condition Vérifier)

3.2.5. Vérification de la flèche: Selon BAEL91 (art B.6.5, 1):

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{16}{440} \geq \frac{0.85 M_0}{10 M_0} \Rightarrow 0.0364 \geq 0.085$ C.non.Vérifiée

$$2) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.70}{100 \times 16} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0042 \leq 0.0105 \dots \dots \dots C.V$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{440} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.036 \geq 0.062 \dots \dots \dots C.non.Vérifiée$$

Les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, on doit donc vérifier la condition suivante:

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L

• **Calcul de la flèche : BAEL91 (Art : B.6.5.3).**

➤ **Position de centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec : η coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 6.70 \times 13}{100 \times 16 + 15 \times 6.70} = 8.29 \text{ cm}$$

Alors : $Y_G' = h - Y_G = 16 - 8.29 = 7.71 \text{ cm}$

$\delta = d - Y_G = 13 - 8.29 = 4.71 \text{ cm}$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 16^3}{12} + 100 \times 16 \times \left[\left(\frac{16}{2} \right) - 8.29 \right]^2 + 15 \times 6.70 \times (13 - 8.29)^2 = 36\,497,39 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{6.70}{13 \times 100} = 0.00515$$

➤ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.00515} = 4.08$$

➤ **Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\left(2+3\times\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.02\times 2.1}{\left(2+3\times\frac{100}{100}\right)\times 0.00515} = 1.63$$

➤ **Calcul du moment fléchissant à l'ELS :**

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

g : Ensemble des charges permanentes.

J : charge permanente sans revêtement.

ρ : Ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = \frac{(5600 \times 2.00) + (7630 \times 2.4)}{(2.00 + 2.40)} = 6707.27 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(4000 \times 2.00) + ((4830 + 1760) \times 2.4)}{(2.00 + 2.40)} = 5412.72 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + Q = 6707.27 + 2500 = 9207.27 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6707.27 \times 4.40^2}{8} = 13796.85 \text{ N/ml}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5412.72 \times 4.40^2}{8} = 11133.96 \text{ N/ml}$$

$$M_p = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 9207.27 \times 4.40^2}{8} = 18940.28 \text{ N/ml}$$

➤ **Calcul des contraintes de tractions effectives de l'armature:**

- Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.00617 = 0.617$$

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.71$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon).

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.71 \Rightarrow \beta_1 = 0.879$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{13796.85}{6.7 \times 0.879 \times 13} = 180.21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{11133.96}{6.7 \times 0.879 \times 13} = 145.42 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{18940,28}{6.7 \times 0.879 \times 13} = 247.39 \text{ Mpa}$$

4.5. Calcul du coefficient μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0071 \times 180.21 + 2.1} = 0.49$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0071 \times 145.42 + 2.1} = 0.41$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0071 \times 247.39 + 2.1} = 0.60$$

Donc :

$$I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36497.39}{1 + 1.63 \times 0.49} = 22320.00 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36497.39}{1 + 4.08 \times 0.49} = 13385.94 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 36497.39}{1 + 4.08 \times 0.41} = 15020.62 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 36497.39}{1 + 4.08 \times 0.60} = 11643.60 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 36497.39}{1 + 1.63 \times 0.60} = 20296.83 \text{ cm}^4$$

3.2.6. Calcul de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa} \dots\dots (\text{BAEL 91.art A.2.1.21})$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91.art A.2.1.22})$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^g} = \frac{13796,85 \times 440^2}{10 \times 10818.87 \times 22320} = 1.10 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}^g} = \frac{13796,85 \times 440^2}{10 \times 32164.2 \times 13385.94} = 0.62 \text{ cm}$$

$$f_i^j = \frac{M_j \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}^j} = \frac{11133,96 \times 440^2}{10 \times 32164.2 \times 15020.62} = 0.45 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^p} = \frac{18940,28 \times 440^2}{10 \times 32164,2 \times 11643,60} = 0,97 \text{ cm}$$

$$f_v^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fv}^p} = \frac{18940,28 \times 440^2}{10 \times 32164,2 \times 20296,83} = 0,56 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{jv} + f_{pi} - f_{gi} = 1,00 - 0,45 + 0,97 - 0,62 = 0,90 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pv} - f_{gi} = 1,10 - 0,45 + 0,56 - 0,62 = 0,59 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm} \implies \Delta f_t = 0,59 \leq f_{adm} = 0,88 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

3.2.7. Présentation ferrailage d'escalier

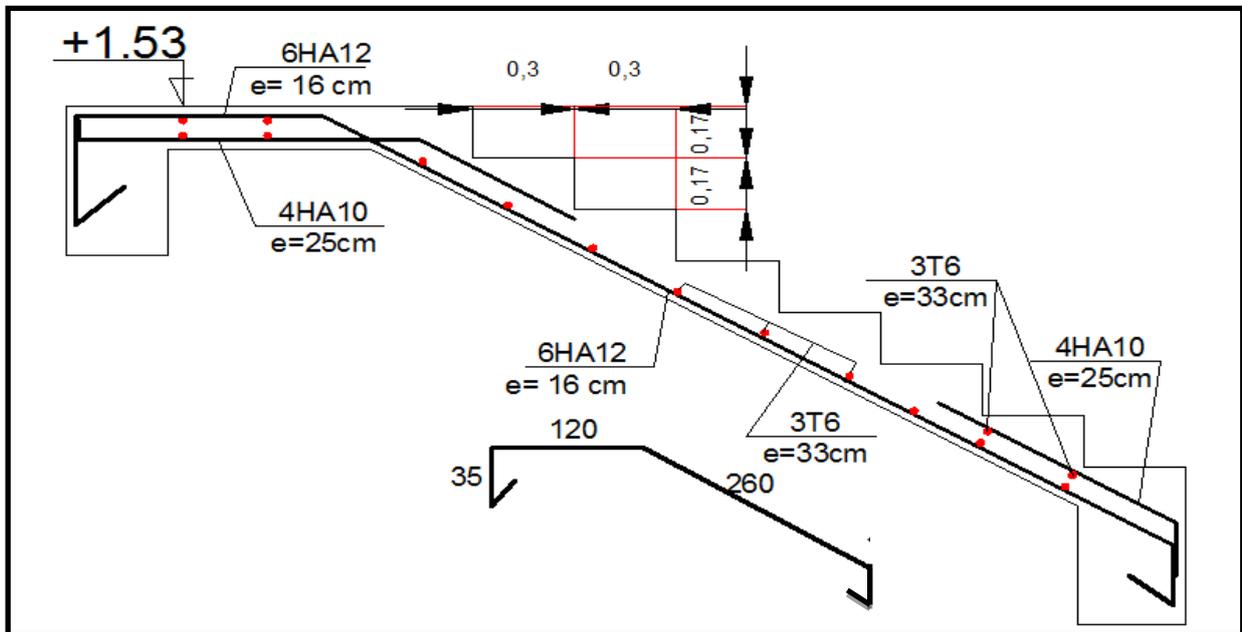


Fig III.9. Schéma de ferrailage de l'escalier

3.2.8 Calcul de la Poutre Palière :

Introduction :

La poutre palière est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :- Son poids propre "PP".

- Poids du mur extérieur pm.
- La réaction de la volée.

▪ Pré-dimensionnement:

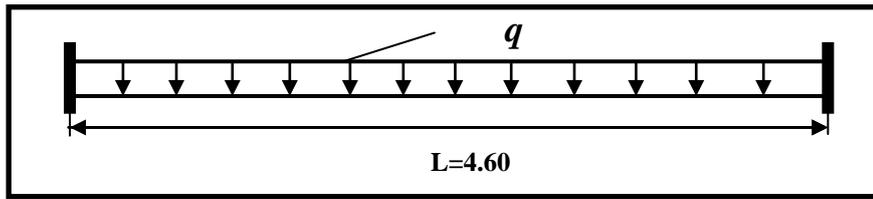


Fig.III.10 la Poutre palière

$$h \geq \left(\frac{l}{15} \div \frac{l}{10} \right) \longrightarrow l = 460 \text{ cm}$$

$$h \geq \left(\frac{460}{15} \div \frac{460}{10} \right) \Rightarrow (30.66 \div 46) \text{ cm}$$

Alors on adopte $h = 40$ cm; $b = 30$ cm

▪ Évaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $g = h \times b \times \gamma = 0.30 \times 0.40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$
- Poids de palier : $P_1 = 5.60 \text{ KN/ml}$
- Poids de la paillasse : $P_2 = 7.63 \text{ KN/ml}$

3.2.9 Calcul de la poutre à la flexion :

Les charges permanentes : $G = g + P_1 + P_2 = 16.23 \text{ KN/ml}$

La surcharge : $Q = 2.5 \times 0.30 = 0.75 \text{ KN/ml}$

ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS : $P_s = G + Q$

$$M_t = 0.85M_0 \quad M_a = 0.3M_0 \quad M_0 = \frac{P \times l^2}{8} \quad T = \frac{P \times l}{2} \quad l = 4.60 \text{ m}$$

	P (KN /ml)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T(KN.m)
ELU	23.04	60.94	18.28	51.80	52.99
ELS	16.98	44.91	13.47	38.17	39.05

Tab.3.2.1.Moments et Effort Tranchants

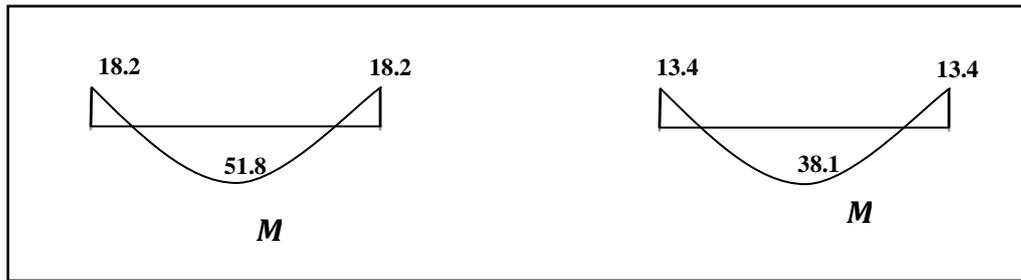


Fig.III.11 : Diagramme des moments

▪ **Calcul de ferrillage :**

- **E.L.U :**

L'enrobage : $c = 3\text{cm}$

$$d = h - c = 40 - 3 = 37$$

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

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$\sigma_b = 14.2\text{Mpa}$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ;$$

$\sigma_s = 348\text{Mpa}$

✓ **Les armatures longitudinales :**

Elément	M_u (KN.m)	μ	α	β	A_{cal}
Travée	51.80	0.089	0.117	0.953	4.22
Appui	18.28	0.031	0.0394	0.984	1.44

Tab.3.2.2.armatures longitudinales

- **E.L.S :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Elément						Condition
Travée	51.80	38.17	1.357	0.117	0.428	CV
Appui	18.28	13.47	1.357	0.0394	0.428	CV

Tab 3.2.3 : vérification de la contrainte σ_b

- Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{\min} \geq \frac{1}{1000} \times b \times h = \frac{1}{1000} \times 30 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimale : RPA99 /V2003

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Elément					
Travée	4.85	1.27	1.05	6.00	6.00
Appui	1.64	1.27	1.05	6.00	6.00

Tab 3.2.4 : Armatures Longitudinale choisi

- Choix des armatures :

En travée : $A=6.00 \text{ cm}^2$ soit : 3HA12+2HA14= 6.47 cm^2

En appui : $A=6.00 \text{ cm}^2$ soit : 3HA12+2HA14= 6.47 cm^2

- Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{51800}{300 \times 370} = 0.47 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.47 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Selon BAEL83 les armatures transversales ne sont pas nécessaires, il suffit de disposer des cadres de diamètre minimal.

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{40}{35}, 1.2, \frac{30}{10} \right) = \min(1.1, 1.2, 3) \Rightarrow \phi \leq 11 \text{ mm}$$

Soit $\Phi_t=10 \text{ mm}$

Exigence du RPA :

✓ **Espacement des Armatures Transversales :**

- **Dans la zone nodale :** $S \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{40}{4}, 12\phi_L\right) \Rightarrow S = 10\text{cm}$

La longueur de la zone nodale : $L' = 2xh = 2x40 = 80 \text{ cm}$

- **Dans la zone courante :** $S \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}, S = 15 \text{ cm}$

- **Quantité d'armature transversale :**

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0,003 S b$

$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$ $A_t = 1.35 \text{ cm}^2$

▪ **Vérification De La Flèche :**

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{460} = 0.087 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow C.V$

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{40}{460} = 0.087 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \Rightarrow C.V$

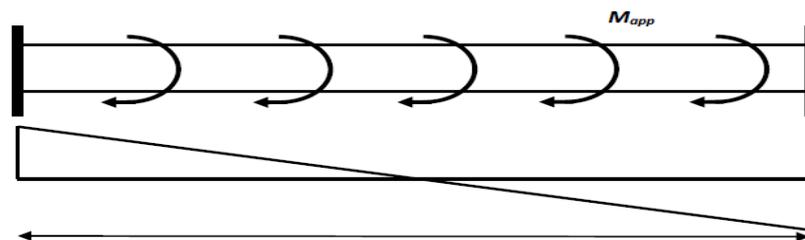
$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6}{30 \times 37} = 0.0054 \leq 0.01 \Rightarrow C.V$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

3.2.10 Calcul de la poutre a la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de la paillasse.

$M_{tor} = M_a$ (Escalier).



$M_{tor} = M_{app} \times \frac{L}{2} = 9.29 \times \frac{4.60}{2} = 21.37 \text{ KN.m}$

Le moment de torsion maximale.

▪ **Vérification du béton :**

- **Contrainte tangente due à l'effort tranchant : BAEL (art A.5.4.21)**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de la paroi "b_t" est égale aux (1/6) du diamètre du plus grande cercle qui il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$T_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \dots\dots\dots \text{formule de BAUSH}$$

T_u : moment de torsion (T_u = 52 990 N.m)

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = 5$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) + (b - b_t) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{uv} = \frac{52.99 \times 10^3}{2 \times 875 \times 100 \times 5 \times 10} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 = \tau_{ultim}^2 \dots\dots\dots \text{Section pleine}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 = (0.47^2 + 0.61^2) = 0.593$$

$$(\tau_{ultim})^2 = (3.25)^2 = 10.56$$

$$0.593 \leq 10.56 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{\mu \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ;$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{120 \times 529900}{2 \times 875 \times 100 \times \frac{400}{1.15}} = 1.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures totales :**

- **Les armatures longitudinales**

$$A_l^{tot} = A_l^f + \frac{A_l^{tor}}{2} = 6.00 + \frac{1.05}{2} = 6.53 \text{ cm}^2$$

Section	Flexion	TORSION	A _T (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée	6	$\frac{1.05}{2} = 0.53$	6.53	6.47	3T12+3T14=8.01
Appuis	6	$\frac{1.05}{2} = 0.53$	6.53	6.47	3T12+3T14=8.01

➤ **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{52990}{2 \times 875 \times 348} = 0.087 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de $S_t=15\text{cm}$ Soit $A_t=1.31 \text{ cm}^2$

$$A_t^{tot} = A_t^f + A_t^{tor} = 1.35 + 1.31 = 2.66 \text{ cm}^2$$

Soit $4\phi 10=3.16 \text{ cm}^2$

3.2.11 Représentation graphique du Ferrailage de la Poutre Palière :

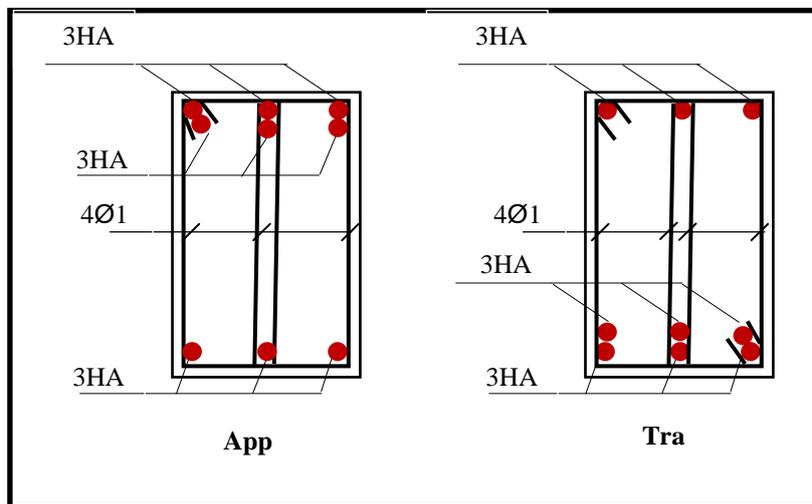


Fig III- 12.Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.3 LE PLANCHER :

3.3.1 Introduction:

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs, ils jouent un rôle d'isolant des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des planchers **à corps creux**, ce type de planchers est constitué par des éléments porteurs « **Poutrelles** », et par des éléments de remplissage « **corps creux** », de dimensions **(16x20x65) cm³**, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

[Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression].

N.B : Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages.

3.3.2 Méthodes de calcul des poutrelles :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte de Caquot.

3.3.3 Méthode forfaitaire :

✓ **Conditions d'application :**

1. Plancher à surcharge modérée :
$$\begin{cases} Q \leq 2 \times G \\ Q \leq 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

2. Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée ;

3. Fissuration peu nuisible ;

4. Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

3.3.4 Méthode de Caquot :

✓ **Conditions d'application :**

1. $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$

2. Les charges permanentes et d'exploitation sont élevées ;

3. Les moments d'inertie ne sont pas constants ;

La longueur réduite L' de chaque travée est calculée comme suit :

- $L' = L$ pour les deux travées de rives ;
- $L' = 0,8 L$ pour les travées intermédiaires.

✓ Calcul des moments :

▪ **Moments sur appuis :**

$$M_a = 0.15M_0 \dots\dots\dots \text{Appui de rive}$$

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{0.8(l'_w + l'_e)} \dots\dots\dots \text{Appui intermédiaire}$$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{L'abscisse de l'appui gauche (w) : } X_{MT}(m) = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl}$$

▪ **Moments entravées :**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left[\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right] x + M_w$$

Avec - M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (Moment isostatique);

- M_w ; M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis gauche et droite respectivement dans la travée considérée ;
- q_w ; q_e : charge répartie à gauche et à droite respectivement de l'appui considéré ;

▪ **Efforts tranchants :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \left[\frac{M_e - M_w}{l} \right] \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \left[\frac{M_e - M_w}{l} \right] \end{cases}$$

✓ Charge permanente et surcharge :

◆ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6.40 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

◆ **Plancher étage courant :**

$$G = 5.25 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Calcul de la charge "P" à L'ELU et L'ELS :**

$$P_U = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_S = (G + Q) \times 0.65$$

NIVEAU	G (KN/M ²)	Q (KN/M ²)	P _u (KN/M ²)	P _s (KN/M ²)
ETAGE COURANT	5,25	1,50	6,07	4,3875
ETAGE TERRASSE	6,40	1,00	6,59	4,81

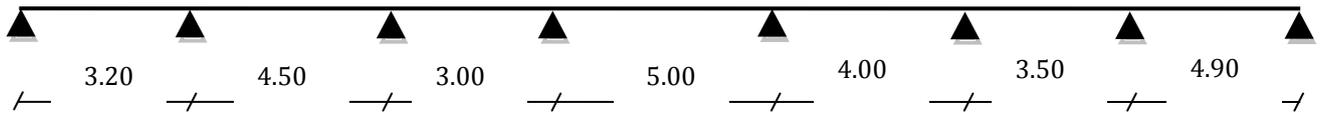
Tab III.1.1 : Calcul des charges "P" à L'ELU et L'ELS

3.3.5 Les types des planchers (Poutrelles) :

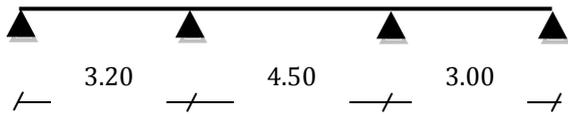
Dans le cas de notre projet on a Quatre types de poutrelles :

➤ RDC & Etages courants:

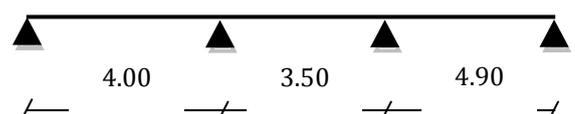
- **Type 1** Poutre repose sur 8 appuis
- **Type 2** Poutre repose sur 4 appuis
- **Type 3** Poutre repose sur 4 appuis
- **Type 4** Poutre repose sur 6 appuis



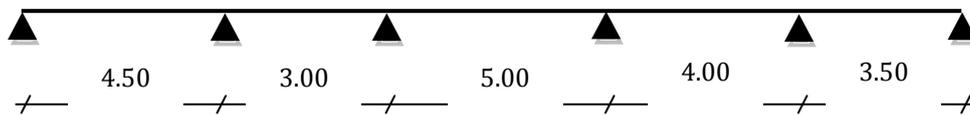
Type 01



Type 02



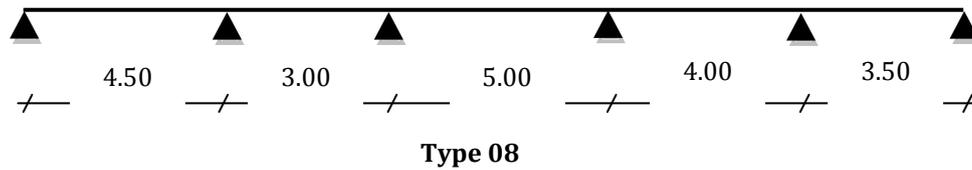
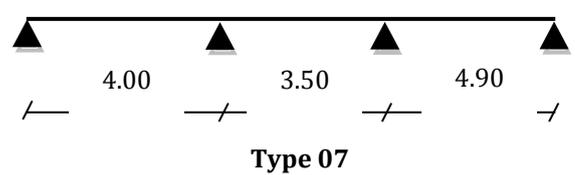
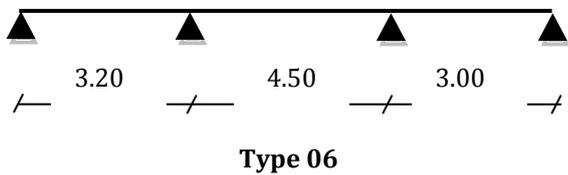
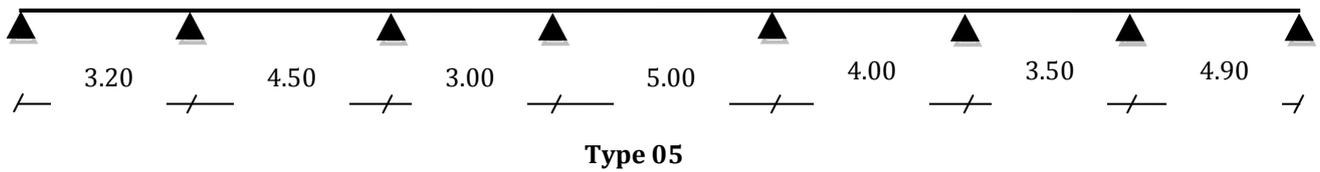
Type 03



Type 04

Plancher terrasse :

- Type 5 Poutre repose sur 8 appuis
- Type 6 Poutre repose sur 4 appuis
- Type 7 Poutre repose sur 4 appuis
- Type 8 Poutre repose sur 6 appuis



I. Plancher RDC & Etages courants :

✓ vérification des Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1. Plancher à surcharge modérée :
$$\begin{cases} Q = 1 \leq 2 \times G = 2 \times 5.25 = 10.50 \\ Q = 1 \text{KN/m}^2 \leq 5 \text{KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{condition vérifié}$$

2. Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée ; condition vérifié

3. Fissuration peu nuisible ; condition vérifié

4. Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) : **Condition non vérifié**

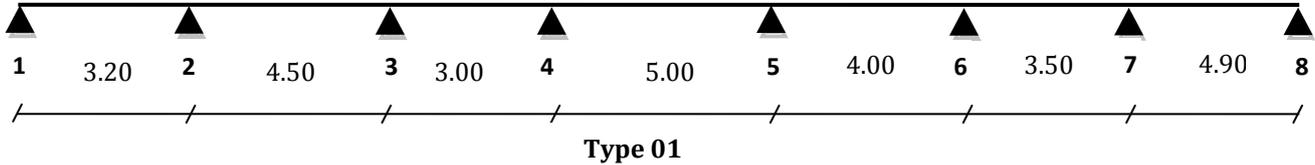
$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable on doit calculer les poutrelles par la méthode de caquot

ETAGE COURANT

▪ **Poutrelle Type 01**

$P_u=6.07$ KN/ml



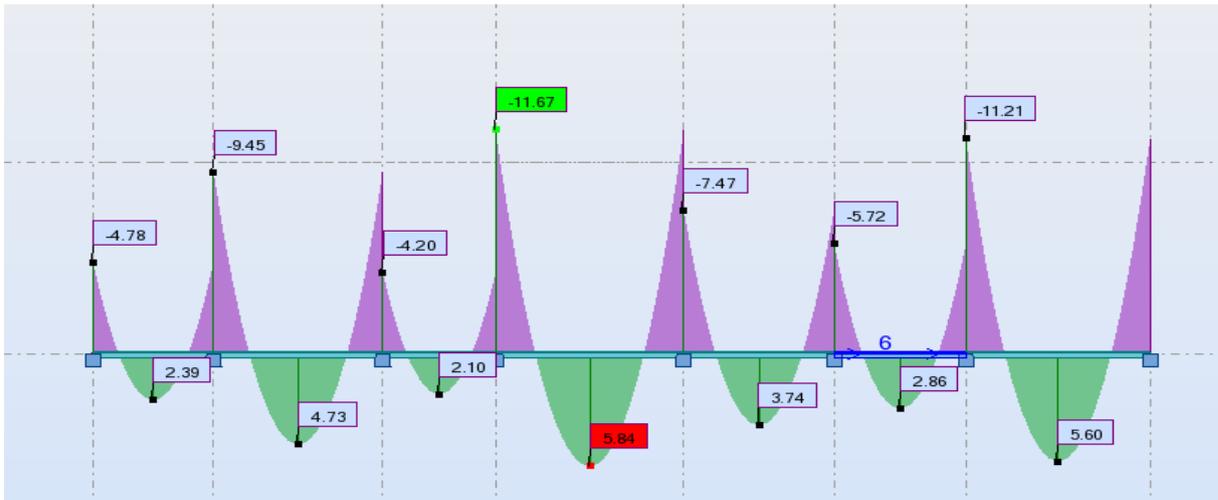
ELU:

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
L(m)	3,20	4,50	3,00	5,00	4,00	3,50	4,90	
L'(m)	3,20	3,60	2,40	4,00	3,20	2,80	4,90	
P_u (Nm)	6070	6070	6070	6070	6070	6070	6070	
M_a (N,m)	0	8 340,89	7 198,31	8 683,67	9 597,74	6 512,75	12 946,95	0
M_t (N,m)	11 940,05	17 603,00	12 311,39	21 280,71	15 824,85	15 678,45	18 217,59	
X_{M_t}	2,03	1,75	1,30	2,04	1,44	1,78	2,01	
V_w (N)	-12 318,53	-10 608,61	-7 902,90	-12 368,52	-8 747,94	-10 795,93	-12 229,26	
V_e (N)	7 105,47	11 243,39	6 665,10	11 911,48	10 676,06	6 200,07	17 513,74	

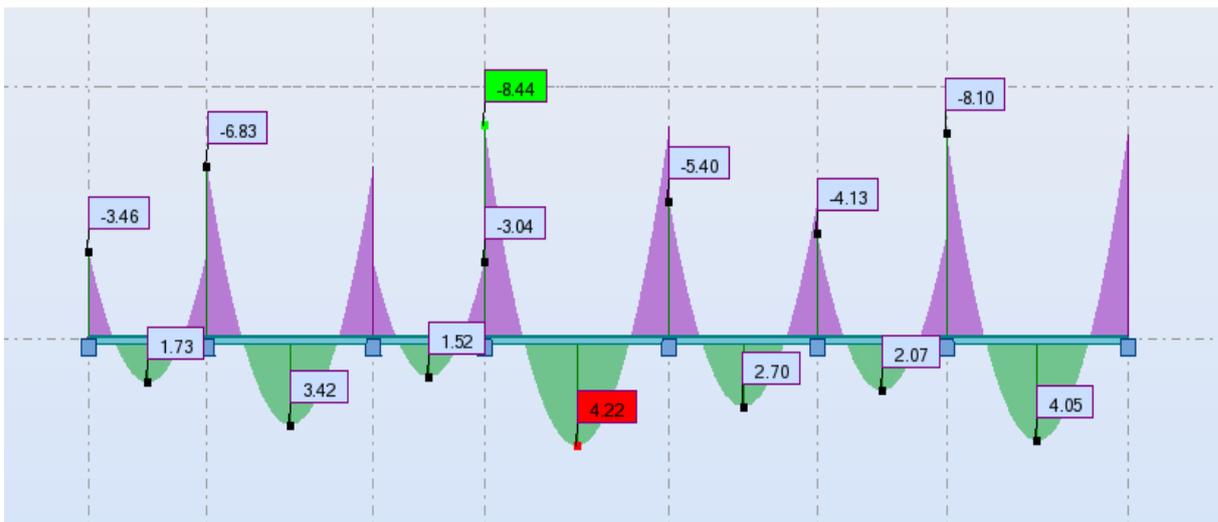
ELS:

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
L(m)	3,20	4,50	3,00	5,00	4,00	3,50	4,90	
L'(m)	3,20	3,60	2,40	4,00	3,20	2,80	4,90	
P_s (Nm)	4387,5	4387,5	4387,5	4387,5	4387,5	4387,5	4387,5	
M_a (N,m)	0	6 028,94	5 203,06	6 276,71	6 937,41	4 707,53	9 358,28	0
M_t (N,m)	8 630,47	12 723,75	8 898,88	15 382,06	11 438,47	11 332,65	13 167,98	
X_{M_t}	2,03	1,75	1,30	2,04	1,44	1,78	2,01	
V_w (N)	-8 904,04	-7 668,09	-5 712,35	-8 940,18	-6 323,16	-7 803,48	-8 839,52	
V_e (N)	5 135,96	8 126,91	4 817,65	8 609,82	7 716,84	4 481,52	12 659,23	

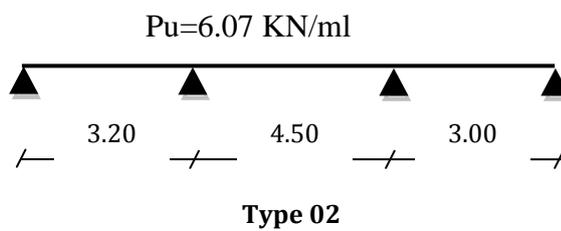
ELU Diagramme des moments à partir du logiciel ROBOT.



ELS



▪ **Poutrelle Type 02 étage courant**



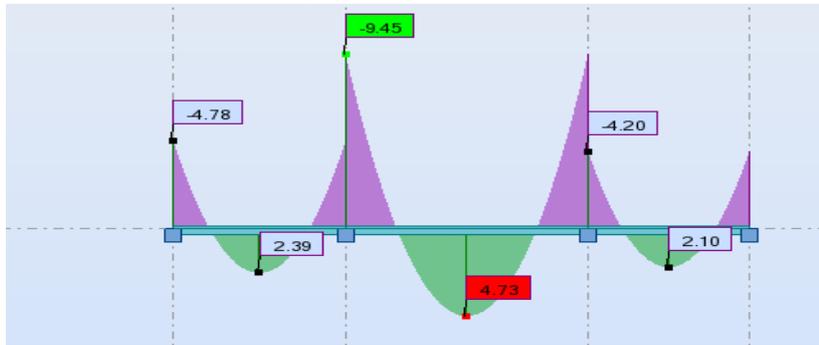
ELU:

Travée	1-2	2-3	3-4
L(m)	3,20	4,50	3,00
L'(m)	3,20	3,60	2,40
Pu (Nm)	6070	6070	6070
Ma (N,m)	0	8 340,89	7 198,31
Mt (N,m)	11 940,05	17 603,00	7 969,55
X _{Mt}	2,03	1,75	0,71
V _w (N)	-12 318,53	-10 608,61	-4 284,71
V _e (N)	7 105,47	11 243,39	10 283,29

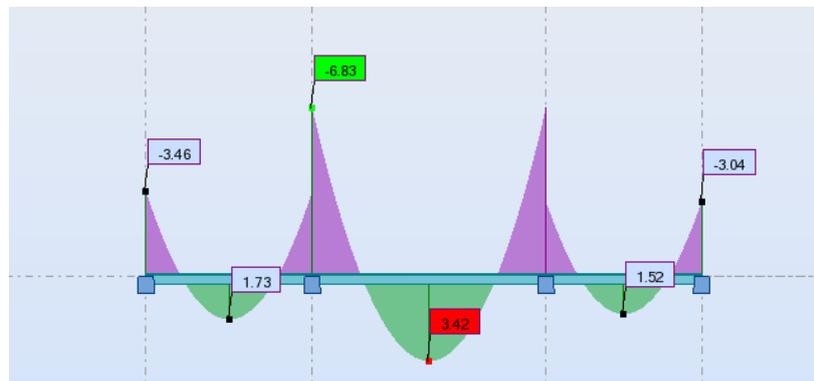
ELS:

Travée	1-2	2-3	3-4
L(m)	3,20	4,50	3,00
L'(m)	3,20	3,60	2,40
Pu (Nm)	4387,5	4387,5	4387,5
Ma (N,m)	0	6 028,94	5 203,06
Mt (N,m)	8 630,47	12 723,75	5 760,53
X _{Mt}	2,03	1,75	0,71
V _w (N)	-8 904,04	-7 668,09	-3 097,06
V _e (N)	5 135,96	8 126,91	7 432,94

ELU Diagramme des moments à partir du logiciel ROBOT

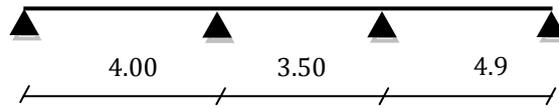


ELS



▪ **Poutrelle Type 03 étage courant**

$P_u = 6.07 \text{ KN/ml}$



Type 03

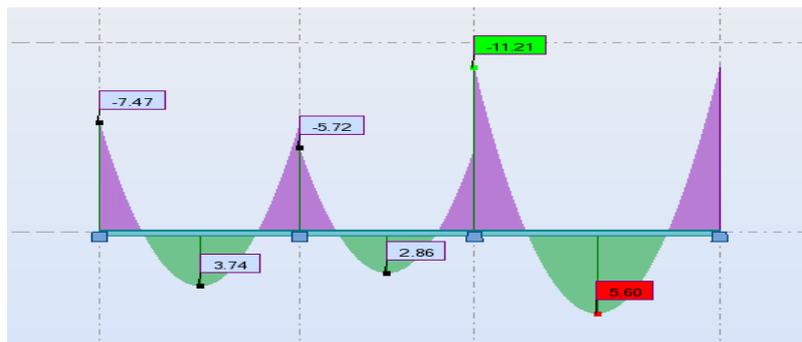
ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	
L(m)	4,00	3,50	4,90	
L'(m)	3,20	2,80	4,90	
P_u (Nm)	6070	6070	6070	
M_a (N,m)	0,00	6 512,75	12 946,95	0
M_t (N,m)	11 025,98	15 678,45	24 691,06	
X_{M_t}	1,94	1,78	2,01	
V_w (N)	-11 747,24	-10 795,93	-12 229,26	
V_e (N)	7 676,76	6 200,07	17 513,74	

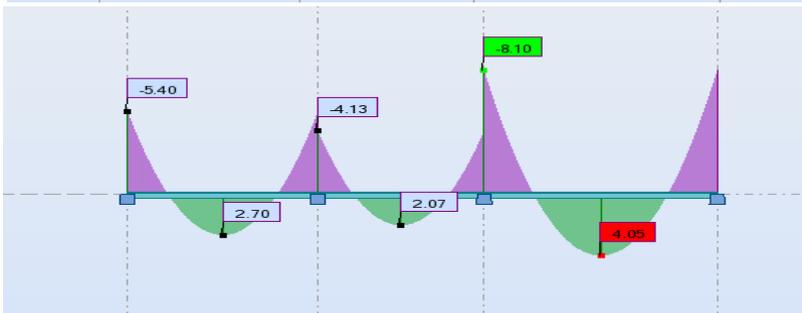
ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	
L(m)	4,00	3,50	4,90	
L'(m)	3,20	2,80	4,90	
P_u (Nm)	4387,5	4387,5	4387,5	
M_a (N,m)	0,00	4 707,53	9 358,28	0
M_t (N,m)	7 969,76	11 332,65	17 847,12	
X_{M_t}	1,94	1,78	2,01	
V_w (N)	-8 491,10	-7 803,48	-8 839,52	
V_e (N)	5 548,90	4 481,52	12 659,23	

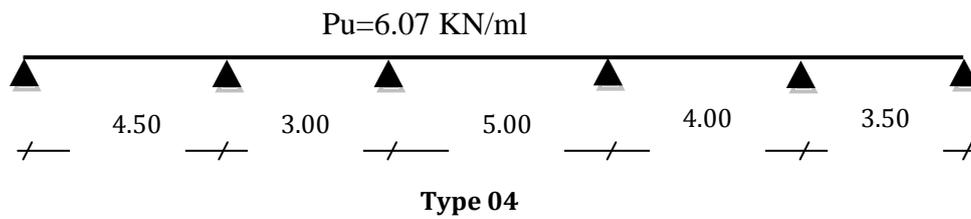
ELU



ELS



▪ **Poutrelle Type 04 étage courant**



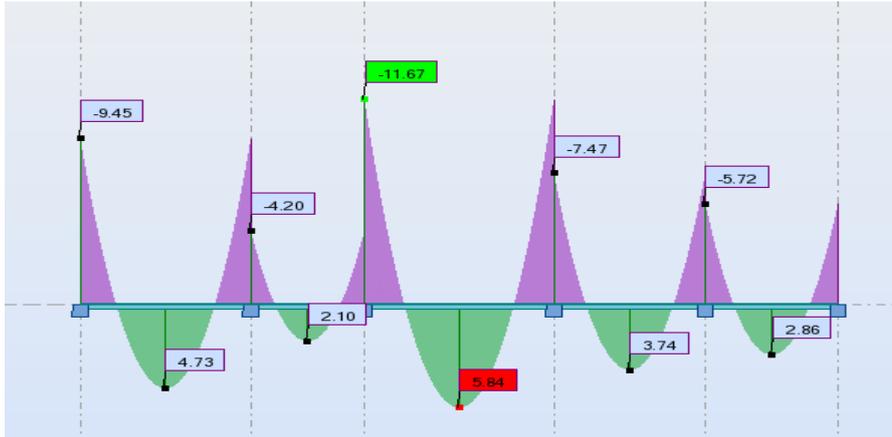
ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
L(m)	4,50	3,00	5,00	4,00	3,50	
L'(m)	3,60	2,40	4,00	3,20	2,80	
Pu (Nm)	6070	6070	6070	6070	6070	
Ma (N,m)	0,00	7 198,31	8 683,67	9 597,74	6 512,75	0,00
Mt (N,m)	13 432,55	12 311,39	21 280,71	15 824,85	9 204,98	
X _{Mt}	2,13	1,30	2,04	1,44	1,02	
V _w (N)	-12 925,53	-7 902,90	-12 368,52	-8 747,94	-6 172,02	
V _e (N)	8 926,47	6 665,10	11 911,48	10 676,06	10 823,98	

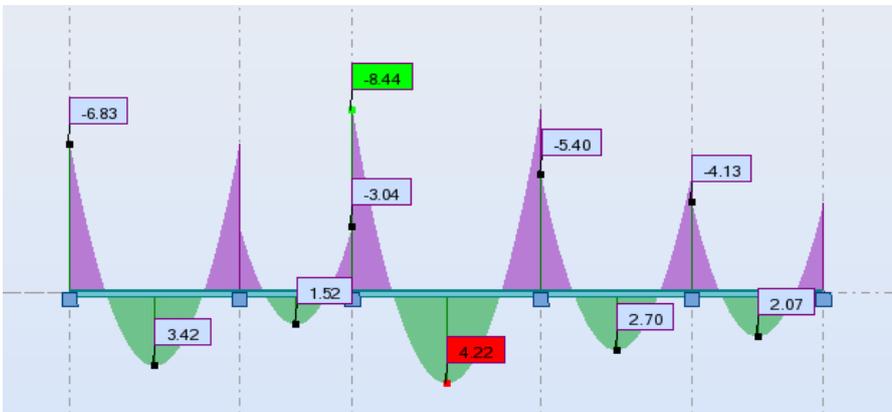
ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
L(m)	4,50	3,00	5,00	4,00	3,50	
L'(m)	3,60	2,40	4,00	3,20	2,80	
Pu (Nm)	4387,5	4387,5	4387,5	4387,5	4387,5	
Ma (N,m)	0,00	5 203,06	6 276,71	6 937,41	4 707,53	0,00
Mt (N,m)	9 709,28	8 898,88	15 382,06	11 438,47	6 653,51	
X _{Mt}	2,13	1,30	2,04	1,44	1,02	
V _w (N)	-9 342,79	-5 712,35	-8 940,18	-6 323,16	-4 461,24	
V _e (N)	6 452,21	4 817,65	8 609,82	7 716,84	7 823,76	

ELU



ELS



PLANCHER TERRASSE :

▪ **Poutrelle Type 05**

ELU :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
L(m)	3,20	4,50	3,00	5,00	4,00	3,50	4,90	
L'(m)	3,20	3,60	2,40	4,00	3,20	2,80	4,90	
Pu (Nm)	6590	6590	6590	6590	6590	6590	6590	
Ma (N,m)	0	9 055,44	7 814,96	9 427,58	10 419,95	7 070,68	14 056,08	0
Mt (N,m)	12 962,92	19 111,00	13 366,07	23 103,76	17 180,52	17 021,58	19 778,24	
X _{Mt}	2,03	1,75	1,30	2,04	1,44	1,78	2,01	
V _w (N)	-13 373,82	-11 517,42	-8 579,92	-13 428,09	-9 497,35	-11 720,79	-13 276,91	
V _e (N)	7 714,18	12 206,58	7 236,08	12 931,91	11 590,65	6 731,21	19 014,09	

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE

ELS :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
L(m)	3,20	4,50	3,00	5,00	4,00	3,50	4,90	
L'(m)	3,20	3,60	2,40	4,00	3,20	2,80	4,90	
Ps (Nm)	4810	4810	4810	4810	4810	4810	4810	
Ma (N,m)	0	6 609,51	5 704,09	6 881,13	7 605,46	5 160,85	10 259,45	0
Mt (N,m)	9 461,55	13 949,00	9 755,81	16 863,29	12 539,95	12 423,95	14 436,01	
X _{Mt}	2,03	1,75	1,30	2,04	1,44	1,78	2,01	
V _w (N)	-9 761,47	-8 406,50	-6 262,43	-9 801,08	-6 932,06	-8 554,93	-9 690,74	
V _e (N)	5 630,53	8 909,50	5 281,57	9 438,92	8 459,94	4 913,07	13 878,26	

▪ Poutrelle Type 06

ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	
L(m)	3,20	4,50	3,00	
L'(m)	3,20	3,60	2,40	
Pu (Nm)	6590	6590	6590	
Ma (N,m)	0	9 055,44	7 814,96	0,00
Mt (N,m)	12 962,92	19 111,00	8 652,28	
X _{Mt}	2,03	1,75	0,71	
V _w (N)	-13 373,82	-11 517,42	-4 651,76	
V _e (N)	7 714,18	12 206,58	11 164,24	

ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	
L(m)	3,20	4,50	3,00	
L'(m)	3,20	3,60	2,40	
Pu (Nm)	4810	4810	4810	
Ma (N,m)	0	6 609,51	5 704,09	0,00
Mt (N,m)	9 461,55	13 949,00	6 315,25	
X _{Mt}	2,03	1,75	0,71	
V _w (N)	-9 761,47	-8 406,50	-3 395,29	
V _e (N)	5 630,53	8 909,50	8 148,71	

▪ Poutrelle Type 07

ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	
L(m)	4,00	3,50	4,90	
L'(m)	3,20	2,80	4,90	
Pu (Nm)	6590	6590	6590	
Ma (N,m)	0,00	7 070,68	14 056,08	0
Mt (N,m)	11 970,54	17 021,58	26 806,28	
X _{Mt}	1,94	1,78	2,01	
V _w (N)	-12 753,59	-11 720,79	-13 276,91	
V _e (N)	8 334,41	6 731,21	19 014,09	

ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	
L(m)	4,00	3,50	4,90	
L'(m)	3,20	2,80	4,90	
Pu (Nm)	4810	4810	4810	
Ma (N,m)	0,00	5 160,85	10 259,45	0
Mt (N,m)	8 737,22	12 423,95	19 565,74	
X _{Mt}	1,94	1,78	2,01	
V _w (N)	-9 308,76	-8 554,93	-9 690,74	
V _e (N)	6 083,24	4 913,07	13 878,26	

▪ Poutrelle Type 08

ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
L(m)	4,50	3,00	5,00	4,00	3,50	
L'(m)	3,60	2,40	4,00	3,20	2,80	
Pu (Nm)	6590	6590	6590	6590	6590	
Ma (N,m)	0,00	7 814,96	9 427,58	10 419,95	7 070,68	0,00
Mt (N,m)	14 583,28	13 366,07	23 103,76	17 180,52	9 993,54	
X _{Mt}	2,13	1,30	2,04	1,44	1,02	
V _w (N)	-14 032,82	-8 579,92	-13 428,09	-9 497,35	-6 700,76	
V _e (N)	9 691,18	7 236,08	12 931,91	11 590,65	11 751,24	

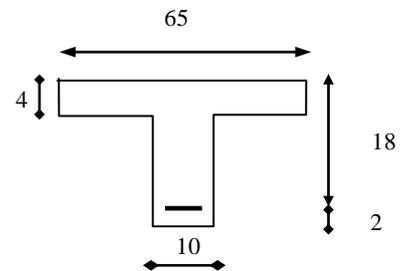
ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
L(m)	4,50	3,00	5,00	4,00	3,50	
L'(m)	3,60	2,40	4,00	3,20	2,80	
Pu (Nm)	4810	4810	4810	4810	4810	
Ma (N,m)	0,00	5 704,09	6 881,13	7 605,46	5 160,85	0,00
Mt (N,m)	10 644,25	9 755,81	16 863,29	12 539,95	7 294,22	
X _{Mt}	2,13	1,30	2,04	1,44	1,02	
V _w (N)	-10 242,47	-6 262,43	-9 801,08	-6 932,06	-4 890,84	
V _e (N)	7 073,53	5 281,57	9 438,92	8 459,94	8 577,16	

3.3.6 FERRAILLAGE DU PLANCHER :

Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

- L'enrobage :



$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm } h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm } c = 2 \text{ cm}$$

Plancher Etage courant

ELU

ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max(\text{appui})} = -12\,946.95 \text{ N.m} \\ M_{\max(\text{travée})} = 24\,691.06 \text{ N.m} \\ T_{\max} = 12\,925.53 \text{ N } NT_{\max} = 9\,342.79 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max(\text{appui})} = -9\,358.28 \text{ N.m} \\ M_{\max(\text{travée})} = 17\,847.12 \text{ N.m} \end{array} \right.$$

Plancher Terrasse

ELU

ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max(\text{appui})} = -14\,056.08 \text{ N.m} \\ M_{\max(\text{travée})} = 26\,806.28 \text{ N.m} \\ T_{\max} = 13\,428.09 \text{ NT}_{\max} = 10\,242.47 \text{ N} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{\max(\text{appui})} = -10\,259.45 \text{ N.m} \\ M_{\max(\text{travée})} = 19\,565.74 \text{ N.m} \end{array} \right.$$

7.3 Calcul des armatures longitudinales :

• **E.L.U**

✓ **En travées :**

$$M_{\max(\text{travée})}^{\max} = 26\,806.28 \text{ N.m}$$

Le moment fléchissant (M_{table}).

$$M_{\text{Tab}} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$= 14.2 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 26806.28 \text{ N.m} < 59072 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$.

✓ **Sur appuis :**

$$M_{\max(\text{appui})}^{\max} = -12\,946.95 \text{ N.m}$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

F_{c28} (Mpa)	f_{t28} (mpa)	γ_b	γ_s	d (m)	$\bar{\sigma}_b$ (mpa)	σ_s (mpa)	f_e (mpa)
25	2,1	1,5	1,15	18	14,2	348	400

➤ Tableau récapitulatif des résultats :

Élément	Mu(N.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
Travée	26 806,28	0,058	0,392	0,075	0,9700	4,41
Appuis	12 946,95	0,028	0,392	0,036	0,9857	2,10

❖ Vérification

➤ Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{ij} = f_{t28} = 2.1Mpa$$

En travée : $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$

➤ Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

En travée : $A'_{min} \geq 0,001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$

En appuis : $A'_{min} \geq 0,001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$

3.3.7 Tableau Récapitulatif Du Ferrailage : $A = \max(A_{calcul} ; A_{min} ; A'_{min})$

Élément	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	4.41	1,41	1,3	4.41	3T14 = 4.62
Appui	2.10	0,217	0,2	2.10	2T12 = 2.26

✓ Vérification a l'état limite de service :

D'après BAEL 83 :

- La fissuration est peut préjudiciable, donc la vérification de $\bar{\sigma}_s$ n'est pas nécessaire.
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} - \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0,075	26 806,28	19 565,74	1,37	25	0,435	Vérifiée
Sur appuis	0,036	12 946,95	10 259,45	1,26	25	0,381	Vérifiée

➤ Vérification de la contrainte limite de cisaillement : BAEL 91(art. A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{13428.09}{100 \times 170} = 0.79 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 MPa\right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \times \frac{25}{1,5}; 5 MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 MPa$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 > \tau_u = 0.79 \Rightarrow \text{Condition et vérifier.}$$

➤ Diamètre minimale Φ_t :BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right).$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(5.71, 12, 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

Donc en adopte des cadres $\phi 6$ d'où : $A_t = 2 \phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$; de nuance FeE235

➤ **Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)**

$$* St_1 \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}.$$

$$* St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.49 \text{ cm}.$$

$$* St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots\dots\dots \text{Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{1.15 \times 10 \times (0.79 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 65.52 \text{ cm}$$

Soit $St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 16.2$

On adopte : **St = 15 cm.**

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1 ,313)**

a) Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.20 \text{ cm}$

$$Vu = 11810 \text{ N} \leq \frac{0.8 \times 10 \times 16.2 \times 2500}{1.5 \times 2} = 108000 \text{ N} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

telle que l'on ait : $A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2. A = 226 \text{ mm}^2.$$

$$\gamma_s \frac{V_s}{f_e} = 1.15 \times \frac{10242.47}{400} = 29.45 \text{ mm}^2$$

$A = 266 \text{ mm}^2 \geq 29.45 \text{ mm}^2$ Condition vérifié

➤ **La dalle mince (Table de compression) :BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE500 $f_e = 500MPa$

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 500 = 0.52 \text{ cm}^2$$

On adapte $5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

***Espacement** : n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20\text{cm}$

***Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0.49$$

On adopte $3\emptyset 5 = 0.59 \text{ cm}^2$

***Espacement:**

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33,33 \text{ cm}$$

$S_t = 30 \text{ cm}$

Donc on choisit un quadrillage dont le maillage est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{500} = 0.04 \geq \frac{26806.28}{15 \times 19012.5} = 0.094 \dots \dots \dots C.Non.V \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.00193 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{500} = 0.04 \geq \frac{1}{22.5} = 0.04 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

✓ **Calcul de flèche :**

Selon CBA93 page 174 :

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{4.41}{10 \times 18} = 0.0245$$

➤ Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right) \times 0.0245} = 0.696$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00245 \times 348 + 2.1} = 0.90 \text{ A's} = 0$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 15 \times \left[4.41 \times \left(\frac{20}{2} - 18 \right)^2 + 0 \times \left(\frac{20}{2} - 18 \right)^2 \right] = 70900.27$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91.art A.2.1.22})$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 70900}{1 + 0.696 \times 0.90} = 47952.53 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M \times l^2}{10 E_v \times I_v} = \frac{26806.28 \times 500^2}{10 \times 10818.87 \times 47952} = 1.29 \text{ cm}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right) \times 0.0245} = 1.74$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa} \dots\dots (\text{BAEL 91.art A.2.1.21})$$

$$I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 70900}{1 + 1.74 \times 0.90} = 30393.61 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}} = \frac{26806.28 \times 500^2}{10 \times 32164.20 \times 30393.61} = 0.69 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 1.29 - 0.69 = 0.60 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1.00 \text{ cm} \xrightarrow{\Delta f} 0.6 \leq f_{adm} = 1.00 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc le plancher est **solide**.

3.3.8 Présentation du ferrailage :

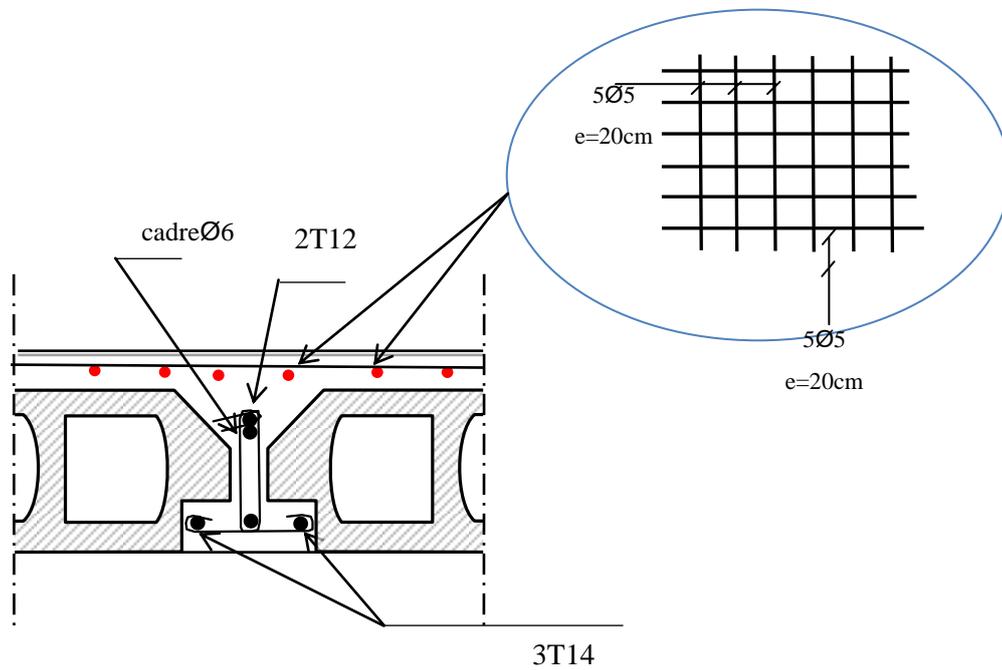


Fig. III-13 Ferrailage du plancher.

Chapitre IV « 4 »

ETUDE SISMIQUE

IV- ETUDE SISMIQUE :

4.4.1 Introduction :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions secouées.

4.4.2 Méthodes de calcul : Selon le RPA 99 (Art. 4.1.1).

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes:

- ✓ Méthode statique équivalente ;
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

4.4.3 Méthode statique équivalente:

1. Définition:

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

2. Conditions d'application de la Méthode statique équivalente:

- a) Le bâtiment ou blocs de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et Iia et à 30m en zones IIb et III.
- b) Le bâtiment ou blocs présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- Tous les groupes ;

Zone IIa :

- groupes d'usage 3 ;
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupes d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupes d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 2 et 3, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupes d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupes d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

4.4.4 Méthode d'analyse modale spectrale:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

1. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003 :

- Notre ouvrage est implanté Annaba donc en zone **IIa** ;
- Usage d'habitation collective soit classé dans le **groupe 2** (la hauteur totale ne dépasse pas 48m) ;
- Selon le rapport géotechnique du sol, il est classé dans la **catégorie S3** sol meuble.

2. Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, est le logiciel **ROBOT_Structural analyses Professional**.

4.4.5 Description du logiciel de calcul « ROBOT VERSION 2011 » :

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

✓ Description de logiciel ROBOT :

- Il est conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degrés de liberté).
- Les Planchers sont considérés rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

✓ Buts de l'analyse dynamique:

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.

ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau des centres de gravités de chaque plancher.

- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharge d'exploitation ($\beta = 0,2$) **tab.4.5.RPA99-v2003**.

4.4.6 Méthode statique équivalente:

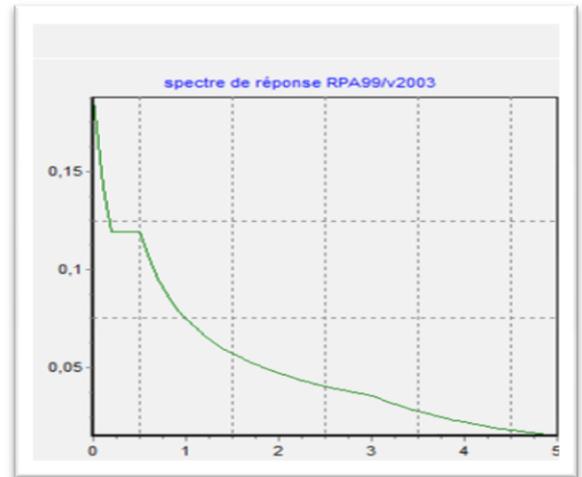
✓ Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \times W$$

✓ Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$



Avec :

Sa/g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

A : coefficient d'accélération de zone

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

η : coefficient de correction d'amortissement

ξ: pourcentage d'amortissement critique donnée par dans tableau 4.2RPA99/2003. Dans notre cas

$$\xi=10\% \implies \eta=0.7638$$

✓ Détermination des paramètres du spectre de réponse:

• **Coefficient d'accélération A:**

- Zone (IIa) D'après la classification sismique de la wilaya d'ANNABA (RPA 99/2003)

- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.15**

• **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système portiques contreventés par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R= 4**

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

Le facteur d'amplification dynamique moyen **D** est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule suivante :

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & ; \quad 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2 / T)^{2/3} & ; \quad T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (T_2 / 3)^{2/3} \times (3 / T)^{5/3} & ; \quad T \geq 3s \end{array} \right\}$$

- **Facteur de correction d'amortissement "η":**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend $\xi = 10\%$.

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0.7638 = \mathbf{0.7638} \geq \mathbf{0.7}$$

- Période T_1 et T_2 du site meuble S3: $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$

- **Calcul de la période T :**

Selon. RPA99/Version 2003 la valeur de la période T est déterminée par la formule 4-6

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4}$$

Avec : h_n la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n). $h_n = \mathbf{29.07m}$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version2003.

Notre structure est contreventée par des voiles en béton armé, ce qui donne $C_T = \mathbf{0.05}$

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times (29.07)^{3/4} = 0.626s \quad \Rightarrow \quad \mathbf{T = 0.63s}$$

Par la formule 4-7 des RPA99/Version 2003

$$T = \frac{h_n \times 0.09}{\sqrt{d}}$$

Avec : **d** est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Sens X : $d_x = 30.30 \text{ m} \Rightarrow T_x = (h_n \times 0.09) / \sqrt{d_x} = (29.07 \times 0.09) / \sqrt{30.30} = 0.47\text{s}$

Sens Y : $d_y = 28.10 \text{ m} \Rightarrow T_y = (h_n \times 0.09) / \sqrt{d_y} = (29.07 \times 0.09) / \sqrt{28.10} = 0.49\text{s}$

La valeur de la période **T** retenue dans chaque direction est la plus petite des deux valeurs données par les deux formules citées au-dessus.

Sens X $T_x = \text{Min} (0.63\text{s}; 0.47\text{s}) \Rightarrow T_x = 0.47\text{s}$

Sens Y $T_y = \text{Min} (0.63\text{s}; 0.49\text{s}) \Rightarrow T_y = 0.49\text{s}$

• **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

- Sens X: $T = 0.47\text{s}$ donc $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow D_x = 2.5 \times \eta ; D_x = 1.91$
- Sens Y: $T = 0.49\text{s}$ donc $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow D_y = 2.5 \times \eta ; D_y = 1.91$

• **Facteur de qualité Q:**

<i>Critère « q »</i>	<i>Observé</i>	P_q	
		<i>N/observé</i>	<i>Pq</i>
<i>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</i>	0	0,05	0
<i>2. Redondance en plan</i>	0	0,05	0
<i>3. Régularité en plan</i>	0	0,05	0.05
<i>4. Régularité en élévation</i>	0	0,05	0
<i>5. Contrôle de la qualité des matériaux</i>	0	0,05	0.05
<i>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</i>	0	0,10	0.10
	TOTAL		0.20

Tab.2.1 .valeurs des pénalités

Alors à partir de tableau on trouve: $Q = 1 + \sum Pq = 1.2$

• **Poids total de la structure (W) :**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec : $W_i = W G_i + \beta W Q_i$

$W G_i$: Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W Q_i$: charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donne par le tableau (4.5) du RPA99/Version2003.

Pour un bâtiment à usage d'habitation : $\beta = 0.20$ (Tab. 4.5 RPA99/Version 2003)

Donc à chaque niveau on a : $W_i = W G_i + 0.20 W Q_i$.

Le poids de chaque Niveau du bâtiment et donnée par le logiciel ROBOT

POIDS TOTAL DE LA STRUCTURE $W_T = 83\ 557.05\ \text{KN}$

Nous avons :

A = 0.15	R = 4	$D_x = 1.91$	$D_y = 1.91$	Q = 1.2	W = 83 557 .05 KN
-----------------	--------------	--------------------------------	--------------------------------	----------------	--------------------------

Donc l'Effort tranchant Statique à la base « M.S.E »:

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.2}{4} \times 83557 = 7181.72\ \text{KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.2}{4} \times 83557 = 7181.72\ \text{KN}$$

$V_{xStat} = V_{yStat} = 7\ 181.72$

4.4.7 L'Effort tranchant dynamique à la base « M. Modale Spectrale »:

{ Effort sismique dans le sens X, $V_{x_{dyn}} = 7\ 316.60\ \text{KN}$.
 Effort sismique dans le sens Y, $V_{y_{dyn}} = 7\ 427.59\ \text{KN}$.

$$\frac{V_{dyn}}{V_{Stat}} > 0.8$$

Sens X : $\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{7\,316.60}{7\,181.72} = 1.019 > 0.8 \implies$ Condition Vérifier.

Sens Y : $\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{7\,427.59}{7\,181.72} = 1.034 > 0.8 \implies$ Condition Vérifier.

4.4.8 Nombre de modes à considérer :

Le RPA99/2003 (Art:4.3.4-a) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Où que les modes ayant une masse model effective supérieure a **5%** de la masse Totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totales de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

4.4.9 Analyse de la structure :

4.4.10 Première variante :

Après l'Analyse automatique par le logiciel ROBOT, on à tirer les résultats suivant :

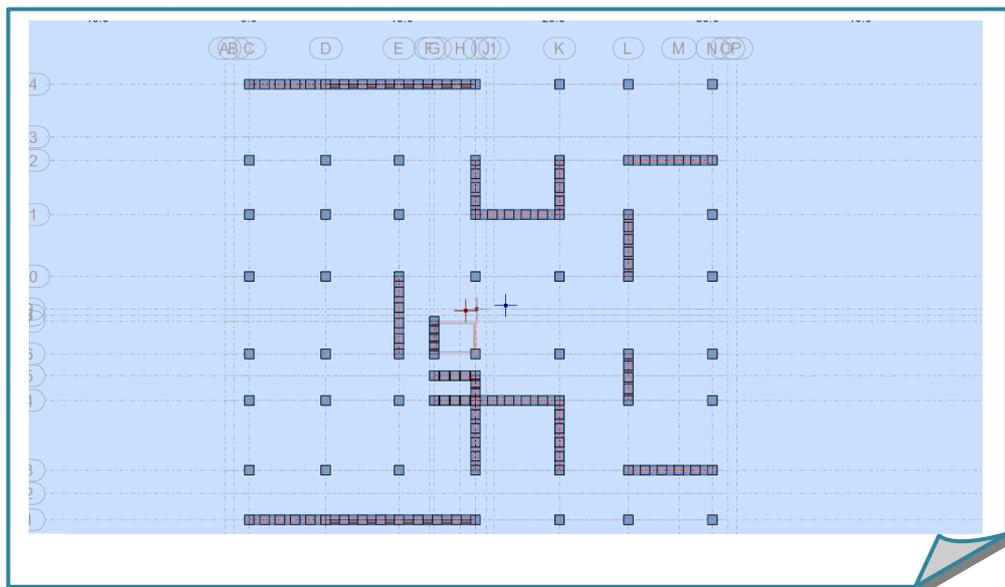


Fig. Première variante des voiles

- Périodes et facteurs de participation massique modale MUx & MUy :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
7' 1	1.31	0.76	0.20	70.38	0.20	70.38	11952283.72	11952283.72
7' 2	2.29	0.44	30.34	70.40	30.14	0.02	11952203.72	11952203.72
7' 3	2.62	0.38	72.16	70.64	41.82	0.24	11952283.72	11952283.72
7' 4	5.50	0.18	72.22	89.42	0.06	18.78	11952283.72	11952283.72
7' 5	8.96	0.11	80.38	89.46	8.16	0.04	11952283.72	11952283.72
7' 6	10.09	0.10	91.66	89.48	11.28	0.03	11952283.72	11952283.72
7' 7	11.96	0.08	91.68	95.27	0.03	5.78	11952283.72	11952283.72
7' 8	18.12	0.06	93.46	95.28	1.78	0.01	11952283.72	11952283.72
7' 9	18.72	0.05	93.47	97.45	0.01	2.18	11952283.72	11952283.72
7' 10	20.28	0.05	96.26	97.46	2.79	0.01	11952283.72	11952283.72
7' 11	21.99	0.05	96.26	97.46	0.00	0.01	11952283.72	11952283.72
7' 12	22.51	0.04	96.26	97.54	0.00	0.06	11952283.72	11952283.72

Interprétation : d'après le tableau ci-dessus, on constate ce qui suit :

- Le 1^{er} mode est un mode de **translation** selon l'axe Y de **70.38%** de la masse totale
- Le 2^{ème} mode est un mode de **translation** selon l'axe X de **30.14%** de la masse totale
- Le 3^{ème} mode est un mode de **translation** selon l'axe X de **41.82%** de la masse totale

Donc Structure instable

4.4.11 Deuxième variante :

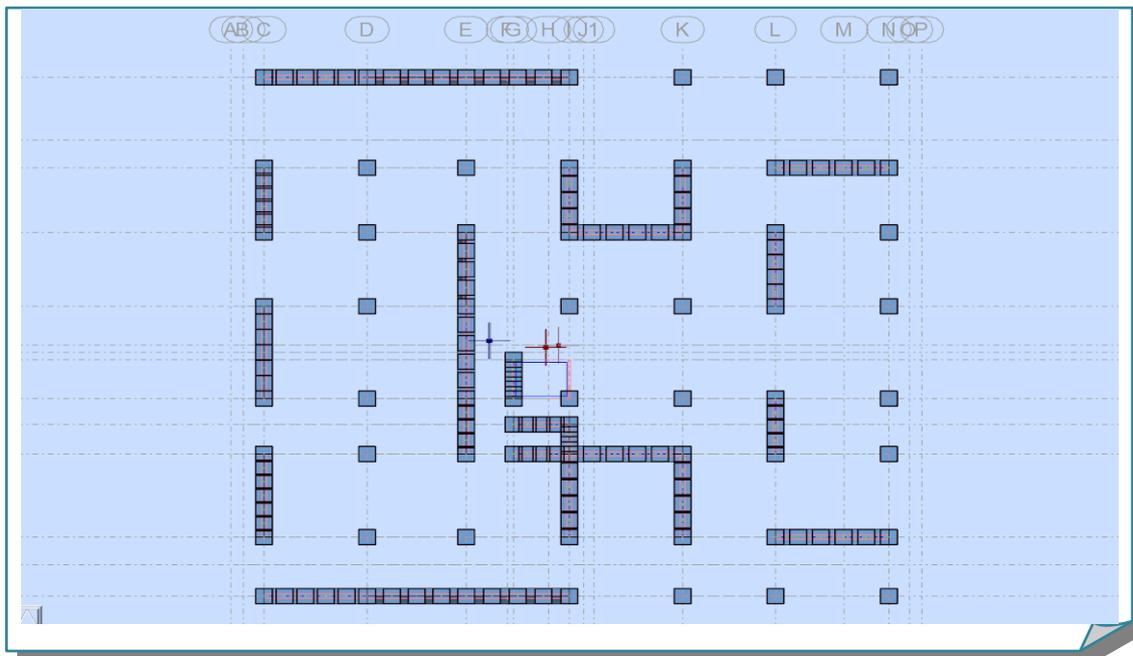


Fig. Deuxième variante des voiles

- Périodes et facteurs de participation massique modale MUx & MUy :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
7/ 1	1.71	0.58	0.05	63.63	0.05	63.63	12528035.75	12529556.76
7/ 2	2.35	0.43	55.91	64.63	55.86	1.00	12528035.75	12529556.76
7/ 3	2.79	0.36	71.91	70.41	16.00	5.78	12528035.75	12529556.76
7/ 4	7.07	0.14	71.91	87.88	0.00	17.46	12528035.75	12529556.76
7/ 5	9.21	0.11	88.60	88.17	16.69	0.29	12528035.75	12529556.76
7/ 6	10.78	0.09	91.33	89.64	2.73	1.47	12528035.75	12529556.76
7/ 7	14.87	0.07	91.33	94.80	0.00	5.16	12528035.75	12529556.76
7/ 8	18.64	0.05	95.46	94.89	4.12	0.09	12528035.75	12529556.76
7/ 9	21.51	0.05	96.00	95.00	0.55	0.12	12528035.75	12529556.76
7/ 10	22.15	0.05	96.02	96.70	0.01	1.70	12528035.75	12529556.76
7/ 11	22.53	0.04	96.02	96.70	0.00	0.00	12528035.75	12529556.76
7/ 12	22.79	0.04	96.02	96.70	0.00	0.00	12528035.75	12529556.76

- Le 1^{er} mode est un mode de **translation** selon l'axe Y de **63.63%** de la masse totale
- Le 2^{eme} mode est un mode de **translation** selon l'axe X de **55.86%** de la masse totale
- Le 3^{eme} mode est un mode de **torsion**

UX 55.86% < 60% Donc Structure Instable

4.4.12 .Troisième variante :

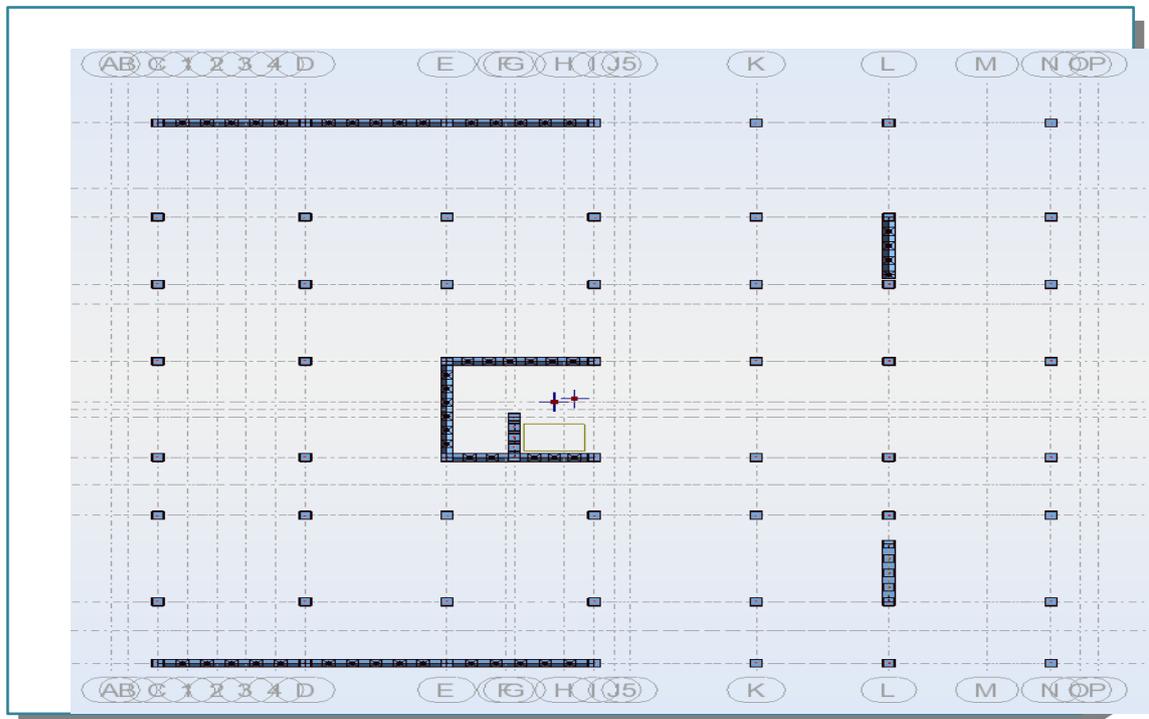


Fig. Deuxième variante des voiles

- Périodes et facteurs de participation massique modale MUx & MUy :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
7/ 1	2.52	0.40	0.72	67.11	0.72	67.11	8374083.71	8374083.71
7/ 2	2.91	0.34	57.78	67.11	57.05	0.00	8374083.71	8374083.71
7/ 3	3.48	0.29	72.19	70.49	14.42	3.38	8374083.71	8374083.71
7/ 4	10.61	0.09	72.53	89.91	0.34	19.42	8374083.71	8374083.71
7/ 5	11.42	0.09	89.63	90.05	17.09	0.13	8374083.71	8374083.71
7/ 6	13.61	0.07	91.78	90.40	2.15	0.35	8374083.71	8374083.71
7/ 7	22.10	0.05	91.92	95.57	0.14	5.17	8374083.71	8374083.71
7/ 8	23.05	0.04	96.00	95.69	4.09	0.12	8374083.71	8374083.71
7/ 9	27.33	0.04	96.09	95.71	0.09	0.01	8374083.71	8374083.71
7/ 10	27.56	0.04	96.37	95.71	0.28	0.00	8374083.71	8374083.71
7/ 11	28.64	0.03	96.37	95.71	0.00	0.00	8374083.71	8374083.71
7/ 12	29.25	0.03	96.37	95.86	0.00	0.15	8374083.71	8374083.71

Interprétation & Conclusion:

D'après le tableau ci-dessus, on constate ce qui suit :

- Le 1^{er} mode est un mode de **translation** selon l'axe Y de **67.11 %** de participation de masse modale.
- Le 2^{eme} mode est un mode de **translation** selon l'axe X de **57.05 %** de participation de masse modale.
- Le 3^{eme} mode est un mode de **torsion**.
- on constate qu'il faut 8 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a
- On constate que les modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).
- **Donc la structure elle est stable.**

Pour cette raison, on adopte cette conception structurelle qui nous donne un meilleur comportement du bâtiment vis-à-vis du séisme.

▪ **Vérification de la Période fondamentale :**

RPA99/2003 préconise qu'il faut que la valeur de (T) dynamique obtenue par la méthode numérique « ROBOT » ne dépasse pas la valeur de (T) empirique de plus de 30%.

$$1.30 \times T_x = 1.30 \times 0.47s = 0.61s > T_{dyn} = 0.58s \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

$$1.30 \times T_y = 1.30 \times 0.49s = 0.64s > T_{dyn} = 0.58s \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

4.4.13 Distribution des Forces Sismiques :

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule :

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

• **Effort tranchant à la base :**

- Effort sismique dans le sens X, $V_{x_{dyn}} = 7316.60 \text{ KN}$.
- Effort sismique dans le sens Y, $V_{y_{dyn}} = 7427.59 \text{ KN}$.

4.4.14 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (**art.4.2.5.RPA99_V2003**)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

- Si $T > 0.7 \text{ sec}$ $F_t = 0.07 \times T \times V$
- Si $T \leq 0.7 \text{ sec}$ $F_t = 0$

:

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum (W_i \times h_i)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force i.

h_j : Niveau du plancher quelconque j.

W_i, W_j : Poids revenant au plancher i, j.

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

✓ $V_{x_{dyn}} = 4\,647,68\text{KN}$

✓ $F_t = 0$

Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	$w_i \times h_i$	$\sum w_j \times h_j$	V (KN)	$V/\sum w_j \times h_j$	F_i (KN)
Terrasse	8 286,22	29,07	240 880,51	1 162 794,06	4 647,68	0,004	962,80
7	7 468,03	26,01	194 243,45	1 162 794,06	4 647,68	0,004	776,39
6	7 468,03	22,95	171 391,28	1 162 794,06	4 647,68	0,004	685,05
5	7 468,03	19,89	148 539,11	1 162 794,06	4 647,68	0,004	593,71
4	7 468,03	16,83	125 686,94	1 162 794,06	4 647,68	0,004	502,37
3	7 468,03	13,77	102 834,77	1 162 794,06	4 647,68	0,004	411,03
2	7 468,03	10,71	79 982,60	1 162 794,06	4 647,68	0,004	319,69
1	7 468,03	7,65	57 130,43	1 162 794,06	4 647,68	0,004	228,35
RDC	9 173,20	4,59	42 104,99	1 162 794,06	4 647,68	0,004	168,29
Σ	69 735,63						4 647,68

✓ $V_{y_{dyn}} = 4361,23\text{KN}$.

✓ $F_t = 0$

Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	$w_i \times h_i$	$\sum w_j \times h_j$	V (KN)	$V/\sum w_j \times h_j$	F_i (KN)
terrasse	8 286,22	29,07	240 880,51	1 162 794,06	4 361,23	0,004	903,46
7	7 468,03	26,01	194 243,45	1 162 794,06	4 361,23	0,004	728,54
6	7 468,03	22,95	171 391,28	1 162 794,06	4 361,23	0,004	642,83
5	7 468,03	19,89	148 539,11	1 162 794,06	4 361,23	0,004	557,12
4	7 468,03	16,83	125 686,94	1 162 794,06	4 361,23	0,004	471,41
3	7 468,03	13,77	102 834,77	1 162 794,06	4 361,23	0,004	385,70
2	7 468,03	10,71	79 982,60	1 162 794,06	4 361,23	0,004	299,99
1	7 468,03	7,65	57 130,43	1 162 794,06	4 361,23	0,004	214,28
RDC	9 173,20	4,59	42 104,99	1 162 794,06	4 361,23	0,004	157,92
Σ	69 735,63						4 361,23

4.4.15 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_k : Déplacement Horizontal

à chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique Fi.

$$\delta_{ck} = \frac{F_k \cdot g}{W_k} \times \frac{T^2}{2\pi^2}$$

R : coefficient de comportement (R= 4).

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 préconise que le déplacement relatif inter-étages ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, donc il faut vérifier :

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm} \implies \Delta_k \leq 0.01 \times h_e$$

R=	4
T=	0,58

Sens X

Etage	δ_{ekx} (m)	$\delta_k = R \cdot \delta_{ekx}$ (m)	Δ_k [m]	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [m]	$\Delta_k < \Delta_{adm}$
Terrasse	0,010	0,0389	0,0041	0,0459	CV
7	0,009	0,0348	0,0041	0,0306	CV
6	0,008	0,0307	0,0041	0,0306	CV
5	0,007	0,0266	0,0041	0,0306	CV
4	0,006	0,0225	0,0041	0,0306	CV
3	0,005	0,0184	0,0041	0,0306	CV
2	0,004	0,0143	0,0041	0,0306	CV
1	0,003	0,0102	0,0041	0,0306	CV
RDC	0,002	0,0061	0,0061	0,0306	CV

Tab: Les déplacements du aux forces sismiques au sens longitudinal (X).

Sens-Y

Etage	δ_{ekx} (m)	$\delta k = R \cdot \delta_{ekx}$ (m)	Δ_k [m]	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [m]	$\Delta_k < \Delta_{adm}$
Terrasse	0,009	0,0365	0,0038	0,0459	CV
7	0,008	0,0327	0,0038	0,0306	CV
6	0,007	0,0288	0,0038	0,0306	CV
5	0,006	0,0250	0,0038	0,0306	CV
4	0,005	0,0211	0,0038	0,0306	CV
3	0,004	0,0173	0,0038	0,0306	CV
2	0,003	0,0134	0,0038	0,0306	CV
1	0,002	0,0096	0,0038	0,0306	CV
RDC	0,001	0,0058	0,0058	0,0306	CV

Tab: Les déplacements du aux forces sismiques au sens transversale (Y).

Donc : Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article : 5.10) (Page : 63) du RPA99-v2003 est **Vérifier**.

4.4.16 Vérification VIS-A-VIS De L'effet P- Δ :

RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page : 63).

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

- P_k**: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.
- Avec : **Δ_k** : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- V_k**: Effort tranchant d'étage au niveau k.
- h_k**: Hauteur de l'étage k

• Sens Longitudinal X:

Etage	W [Kg]	$P_k [t]$ Kg	Δ_z [m]	F_i (KN)	V_d [Kg]	h_z [m]	Θ	≤ 0.1
Terrasse	8 286,22	8 286,22	0,0041	962,80	962,80	3,06	0,0115	C.V
7	7 468,03	15 754,25	0,0041	776,39	1 739,19	3,06	0,0121	C.V
6	7 468,03	23 222,28	0,0041	685,05	2 424,24	3,06	0,0128	C.V
5	7 468,03	30 690,31	0,0041	593,71	3 017,95	3,06	0,0136	C.V
4	7 468,03	38 158,34	0,0041	502,37	3 520,32	3,06	0,0145	C.V
3	7 468,03	45 626,37	0,0041	411,03	3 931,35	3,06	0,0155	C.V
2	7 468,03	53 094,40	0,0041	319,69	4 251,04	3,06	0,0167	C.V
1	7 468,03	60 562,43	0,0041	228,35	4 479,39	3,06	0,0181	C.V
RDC	9 173,20	69 735,63	0,0061	168,29	4 647,68	4,59	0,0201	C.V

Tab.: Vérification de l'effet (P- Δ) « Sens Longitudinal X ».

• Sens Transversal Y:

Etage	W [Kg]	$P_k [t]$ Kg	Δ_z [m]	F_i (KN)	V_d [Kg]	h_z [m]	Θ	≤ 0.1
Terrasse	8 286,22	8 286,22	0,0038	903,46	903,46	3,06	0,0115	C.V
7	7 468,03	15 754,25	0,0038	728,54	1 632,00	3,06	0,0121	C.V
6	7 468,03	23 222,28	0,0038	642,83	2 274,82	3,06	0,0128	C.V
5	7 468,03	30 690,31	0,0038	557,12	2 831,94	3,06	0,0136	C.V
4	7 468,03	38 158,34	0,0038	471,41	3 303,35	3,06	0,0145	C.V
3	7 468,03	45 626,37	0,0038	385,70	3 689,05	3,06	0,0155	C.V
2	7 468,03	53 094,40	0,0038	299,99	3 989,03	3,06	0,0167	C.V
1	7 468,03	60 562,43	0,0038	214,28	4 203,31	3,06	0,0181	C.V
RDC	9 173,20	69 735,63	0,0058	157,92	4 361,23	4,59	0,0201	C.V

Tab: Vérification de L'effet (P- Δ) « Sens Transversal Y ».

Alors : $\Theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P- Δ) est négligeable pour les deux directions.

4.4.17 Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux directions (longitudinal est transversal) par la formule

suiivante : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

- **Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.**

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure.

L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). L=30.30m.

- **Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.**

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

- **Sens Longitudinal X :**

$$M_s = W \times L/2 = 69\,735.63 \times 30.30/2 = 1\,056\,494.79 \text{ KN. m.}$$

Etage	F_i (KN)	h_i [m]	F_i × h_i
Terrasse	962,80	29,07	27 988,53
7	776,39	26,01	20 193,90
6	685,05	22,95	15 721,89
5	593,71	19,89	11 808,89
4	502,37	16,83	8 454,88
3	411,03	13,77	5 659,88
2	319,69	10,71	3 423,88
1	228,35	7,65	1 746,88
RDC	168,29	4,59	772,47
M_{rx} = ∑ F_i × h_i			95 771,20

Tab.: Le moment de Renversement provoqué par effort sismique sens X.

Vérifications : $\frac{M_{sx}}{M_{rx}} = \frac{1\,056\,494.79}{95\,771.20} = 11.03 \geq 1.5 \dots \dots \dots$ Condition Vérifier

- **Sens Longitudinal Y :**

$$M_s = W \times L/2 = 69\,735.63 \times 28.10/2 = 979\,785.60 \text{ KN. m.}$$

Etage	F_i (KN)	h_i [m]	F_i × h_i
Terrasse	903,46	29,07	26 263,52
7	728,54	26,01	18 949,29
6	642,83	22,95	14 752,91
5	557,12	19,89	11 081,07
4	471,41	16,83	7 933,79
3	385,70	13,77	5 311,05
2	299,99	10,71	3 212,86
1	214,28	7,65	1 639,21
RDC	157,92	4,59	724,86
M_{ry} = ∑ F_i × h_i			89 868,54

Tab.: Le moment de Renversement provoqué par effort sismique sens-Y.

Vérifications : $\frac{M_{sy}}{M_{ry}} = \frac{979\,785.60}{89\,868.54} = 10.90 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier}$

9. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

9.1. Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$\left[X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i}; Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i} \right]$$

Avec :

- M_i** : la masse de l'élément i.
- X_i, Y_i** : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

9.2. Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après

$$e_{cj} = \frac{\sum I_{jy} X_j}{\sum I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \frac{\sum I_{jx} Y_j}{\sum I_{jx}}$$

Avec :

I_{yi}: Inertie de l'élément i dans le sens y.

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi}.

I_{xi}: Inertie de l'élément i dans le sens x.

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi}.

9.3. L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le **Centre de Gravité des Masses** et le **Centre de Torsion**, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$
$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

9.3 .1. L'excentricité Théorique:

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivant x.

e_y : Excentricité théorique suivant y.

9.3 .2. L'excentricité Accidentelle: RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L : dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc:

$$\text{Sens-X : } e_{Acc} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 30.30 \Rightarrow e_{Acc} = 1.515 \approx 1.52 \text{ m}$$

$$\text{Sens-Y : } e_{Acc} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 28.10 \Rightarrow e_{Acc} = 1.405 \text{ m}$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par **logiciel ROBOT** et nous avons résumé dans les tableaux suivant : **RPA99-v2003** (Art : 4.3.7) (Page : 59).

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

Nom	Masse [kg]	Centre de Masse	Centre de Rigidité	Excentricité Théor.	
		G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex [m]	ey [m]
RDC	992177,83	14.39 13.84 2.29	14.24 13.83 3.25	0,15	0,01
Etage 1	798240,24	13.54 13.64 6.12	14.23 13.83 6.91	0,69	0,19
Etage 2	798240,24	13.54 13.64 9.18	14.23 13.83 9.97	0,69	0,19
Etage 3	798240,24	13.54 13.64 12.24	14.23 13.83 13.03	0,69	0,19
Etage 4	798240,24	13.54 13.64 15.30	14.23 13.83 16.09	0,69	0,19
Etage 5	798240,24	13.54 13.64 18.36	14.23 13.83 19.15	0,69	0,19
Etage 6	798240,24	13.54 13.64 21.42	14.23 13.83 22.21	0,69	0,19
Etage 7	798240,24	13.54 13.64 24.48	14.23 13.83 25.27	0,69	0,19
Etage 8	880054,27	13.58 13.63 27.54	14.23 13.83 28.32	0,65	0,2

Tabl.: Caractéristiques Massique de la Structure.

- Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

Etage	Lx[m]	Ly[m]	[m]ex	[m]ey
RDC	30.30	28.10	1,52	1,4
Etage 1	30.30	28.10	1,52	1,4
Etage 2	30.30	28.10	1,52	1,4
Etage 3	30.30	28.10	1,52	1,4
Etage 4	30.30	28.10	1,52	1,4
Etage 5	30.30	28.10	1,52	1,4
Etage 6	30.30	28.10	1,52	1,4
Etage 7	30.30	28.10	1,52	1,4
Etage 8	30.30	28.10	1,52	1,4

Tab: L'excentricité Accidentelle des Etages.

4.4.18 Conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique.

Les tableaux de l'annexe nous donnent les résultats adoptés par ROBOT 2015, ces résultats.

Les différents contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour

Calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul

Des éléments principaux).

Chapitre 5

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M)

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Tableau. 5.1- Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

5.1.1 Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 :

$$\text{E.L.U : Situation durable : } 1.35 G + 1.5 Q \quad (1)$$

Selon les R.P.A 99 :

Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$$-G+Q+E \quad (2)$$

$$-0.8G+E \quad (3)$$

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

5.1.2 Recommandation des RPA99/Version 2003

D'après l'article 7.4.2 des RPA99/Version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité par :

- 1- $A_{max} = A_s / bh < 3\%$ en zone courante.
 - 2- $A_{max} = A_s / bh < 6\%$ en zone recouvrement.
 - 3- $A_{min} = A_s > 0.8 \% bh$ (zone IIa).
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
 - La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi_L$.
 - La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm.
 - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Les résultats obtenus

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau. 4.2- Ferrailage minimal et maximal des poteaux selon les RPA99/Version 2003

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	A_{smin} RPA(cm ²)	A_{smax} RPA (cm ²) Zone courante	A_{smax} RPA (cm ²) Zone de recouvrement
RDC	50×50	20,00	75	150
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50×50	20,00	75	150
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50×50	20,00	75	150

On va ferrailer deux types de poteaux :

- Les poteaux isolés.
- Les poteaux liés aux voiles.

Car l'effort tranchant absorbé par les poteaux solidaires aux voiles d'un étage est très grand par rapport à l'effort tranchant absorbé par les poteaux isolés du même étage.

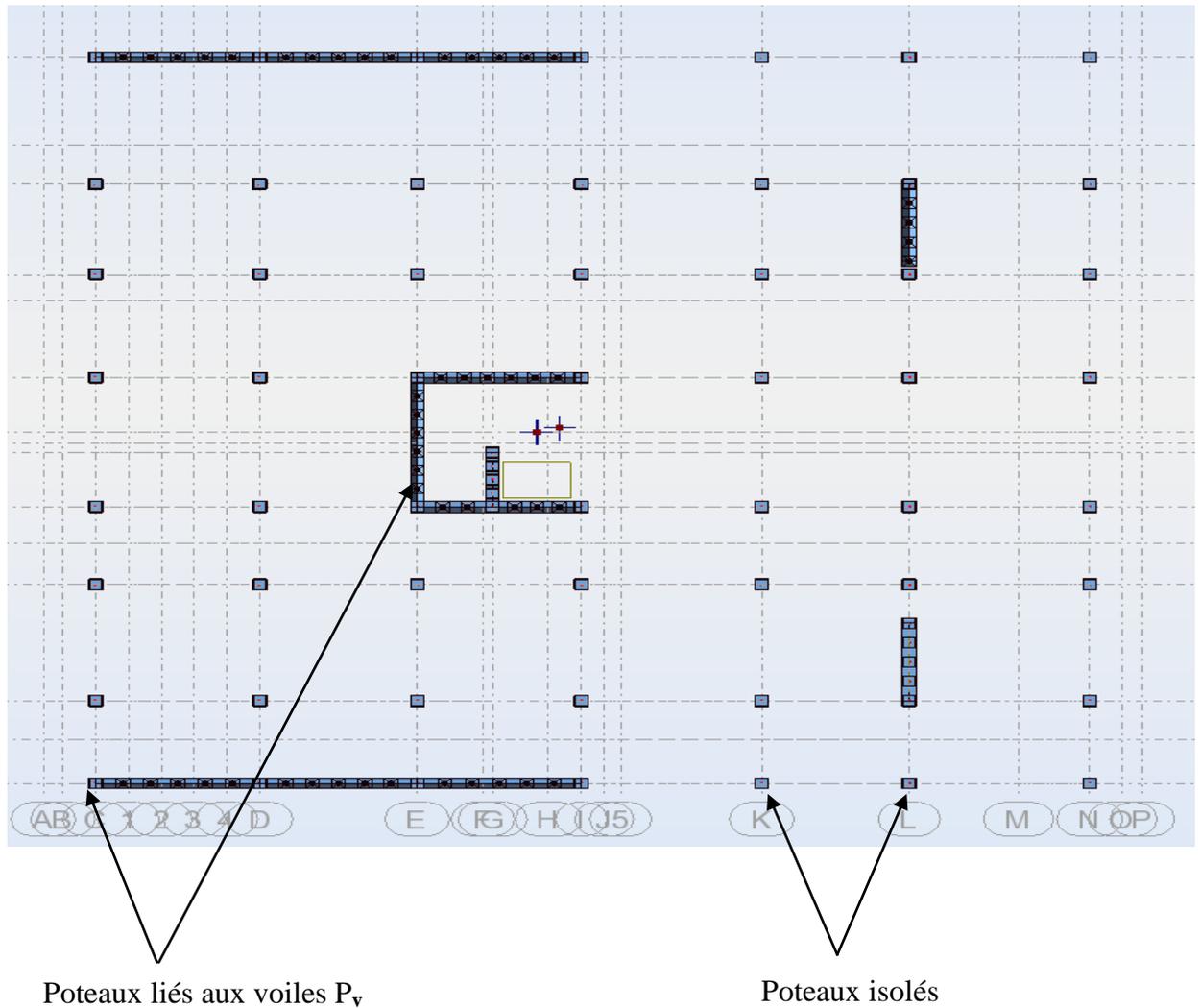


Figure. Schéma montrant la disposition des poteaux isolés et des poteaux solidaires aux voiles

ETATS RECAPITULATIF DES RESULTATS N_x , M_y , M_z OBTENUS PAR ROBOTS

Niveaux	Poteau N°	Combinaison	N_x (KN)	M_y (KNm)	M_z (KNm)
RDC à Etage 2	135	ELU	2147,12	22,00	50,41
		ELS	1563,01	15,94	36,65
		ACC	2051,78	22,60	93,72
Etage 3 à Etage5	408	ELU	1584,66	21,92	43,42
		ELS	1155,19	16,74	31,57
		ACC	1623,27	7,43	82,48
Etage 6 à Etage 8	716	ELU	508,00	11,73	49,06
		ELS	371,00	8,45	35,66
		ACC	410,00	9,78	130,52

5.1.3 Exemple de calcul

- **Ferraillage longitudinal**

Poteaux du RDC ; Section : 50×50

$C = C' = 3 \text{ cm}$, acier Fe E400.

Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ROBOT** et à partir de la combinaison la plus défavorable :

Le poteau le plus sollicité c'est le ptx N° 716 axes

La combinaison la plus défavorable est la combinaison Accidentelle 10 : **0.8G+E_x**

$$N_{\max} = 410.00 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 130.52 \text{ KN.m}$$

Correction des efforts pour tenir compte de l'excentricité additionnelle

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

(Après exécution).

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l / 250)$$

$$l / 250 = 1,224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_0 = M_{\max} / N_{\max}$$

$$e_0 = 130.52/410 = 0.32 \text{ m}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$7 < \max (15 ; 3.55)$$

La méthode forfaitaire est applicable

$$\alpha = (d-h/2)$$

$$e_2 = 3.l_f^3 \times (2 + \alpha \times \varphi) / 10^4 \times h$$

$$e_2 = 0.00193m.$$

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

$$e = \mathbf{4.893cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utile}} \times e = 0.410 \times 0.04893 = 0.020 \text{ MN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{Max}} = 0.410; M_{\text{corrigé}} = 0.020 \text{ MN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b.h.f_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 0.306 - 0.81 \times 0.03) 0.50 \times 0.50 \times 14.17 \text{ (MN.m)}$$

$$A = \mathbf{0.279 \text{ MN.m}}$$

$$B = N_u (d-c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 0.020 + 0.41 (0.1224) = 0.070 \text{ MN.m}$$

$$B = 0.410 (0.25) - 0.070 = \mathbf{0.0325MN.}$$

$A \geq B \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée

$$\mu_a = M_u / b d^2 f_{bu} = 0.007$$

$$\mu < 0.186 \text{ **Domaine 1**}$$

$\varepsilon_s > \varepsilon_{es} \Rightarrow$ Une bonne utilisation de l'armature.

$$\alpha = 0.09$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.265m$$

$$A_s = (1/348) \times ((0.070 / 0.265) - 0.410) = - 4.19 < 0$$

La condition de non fragilité (**BAEL91**) :

$$A_{smin} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c}$$

Les **RPA99/Version2003** exige une section minimale : $A_{smin} = 0.8\% bh$ en **Zone IIa**

$\Rightarrow A_{sMin}=20 \text{ cm}^2$

On prend donc comme armature : **8HA16 + 2HA16** $\Rightarrow A_s = 20.11 \text{ cm}^2$

- Justification des poteaux**

Sous l'effet de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le **CBA93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = N_d / \{ B_c \times f_{cj} \} \leq 0.30$$

avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exercent sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Tableau. - Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Section (cm ²)	N_d (MN)	B_c	f_{c28}	v	$v < 0.3$
RDC	50×50	1,003	0.25	25	0,16	Vérifiée
1 ^{er}	50×50	0,644	0.25	25	0,10	Vérifiée
2 ^{ème}	50×50	0,659	0.25	25	0,11	Vérifiée
3 ^{ème}	50×50	0,668	0.25	25	0,11	Vérifiée
4 ^{ème}	50×50	0,655	0.25	25	0,10	Vérifiée
5 ^{ème}	50×50	0,621	0.25	25	0,10	Vérifiée

6 ^{ème}	50×50	0,572	0.25	25	0,09	Vérifiée
7 ^{ème}	50×50	0,482	0.25	25	0,08	Vérifiée
8 ^{ème}	50×50	0,511	0.25	25	0,08	Vérifiée

Sous l'effet de l'effort tranchant

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à l'ELU**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \times d}$$

Ou

τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b_0 : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale a:

Selon le CBA93 :

$\tau_u < (0.15f_{c28}/\gamma_b, 4\text{MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

$\tau_u < (0.2 f_{c28}/\gamma_b, 5\text{MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible

Selon l'article 7.4.3.2 des RPA 99/Version 2003

$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$ - $\rho_d = 0.075$ si $\lambda_g > 5$

- $\rho_d = 0.04$ si $\lambda_g < 5$

Les résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicités à chaque niveau et dans les deux plans sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. 4.4- Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Niveau	Section (cm ²)	V _u	τ _u	λ _g	ρ _d	τ _{bu} (MPa)	τ _u < τ _{bu}
		(KN)	(MPa)				
RDC	50×50	69,35	0,295	5	0,04	1	Vérifiée
1 ^{er}	50×50	58,34	0,248	5	0,04	1	Vérifiée
2 ^{ème}	50×50	56,76	0,242	5	0,04	1	Vérifiée
3 ^{ème}	50×50	56,44	0,240	5	0,04	1	Vérifiée
4 ^{ème}	50×50	54,38	0,231	5	0,04	1	Vérifiée
5 ^{ème}	50×50	52,98	0,225	5	0,04	1	Vérifiée
6 ^{ème}	50×50	52,57	0,224	5	0,04	1	Vérifiée
7 ^{ème}	50×50	51,12	0,218	5	0,04	1	Vérifiée
8 ^{ème}	50×50	50,07	0,213	5	0,04	1	Vérifiée

• Vérification de la contrainte de cisaillement à l'ELS

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux a l'E.L.U, il est nécessaire de faire une vérification a l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})
- la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier
- la contrainte du béton est limitée par : σ_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa

Les poteaux sont calculée en flexion composée, et pour calculée la contrainte σ_{bc} de chaque section il faut suivre l'organigramme de calcul de la flexion composée à l'E.L.S.

$$\bar{\sigma}_b = \left[\frac{N_{ser}}{b_0} \right] + \left[\frac{M_{ser} \times V}{I} \right]$$

$$b_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times (A_1 (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau. 4.5-Vérification de la contrainte de cisaillement à l'ELS

Niveau	Section	N _s (KN)	M _s (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$	Observation
RDC	50×50	371	35.67	15	2.782	Vérifiée
1 ^{er}	50×50	345	33.88	15	2.438	Vérifiée
2 ^{ème}	50×50	322	27.78	15	1.604	Vérifiée
3 ^{ème}	50×50	299	27.68	15	1.598	Vérifiée
4 ^{ème}	50×50	285	26.98	15	1.682	Vérifiée
5 ^{ème}	50×50	232	26.02	15	1.672	Vérifiée
6 ^{ème}	50×50	189	25.68	15	1.282	Vérifiée
7 ^{ème}	50×50	178	25.25	15	1.127	Vérifiée
8 ^{ème}	50×50	156	24.85	15	0.801	Vérifiée

• **Armatures transversales**

Vérification du poteau à l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal obtenu pour les poteaux est :

$$V_{\max} = 39.35 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = (39.35 \times 10^{-3} / 0.40 \times 0.2754) = 357.208 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Calcul d'armatures transversales

Selon les RPA99/Version2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \rho_a V_u / h_1 f_c$$

Condition d'espacement

D'après l'article 7.4.2.2 des RPA99/ Version 2003

- En zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_l; 15\text{cm})$
- En zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

Avec ϕ_L est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau (voir tableau 4.6)

Zone courante

$$\lambda_g = l_f/a = (0.7 \times 3.06)/0.50 = 6 > 5$$

Donc :

$$\rho_a = 2.5 \quad (\text{article 7.4.2.2 des RPA99/Version 2003})$$

$$\frac{A_t}{t} = \rho_a V_u / h_1 f_c \Rightarrow A_t = (0.12 \times 2.5 \times 39.35) / (0.50 \times 400000) = 0.590 \text{ cm}$$

Choix des barres : **2 cadre HA8** Soit : 1.01 cm^2 ,

La quantité d'armatures transversales minimales $A_t / t.b$ en (%) est donnée comme suit :

$\lambda_g = 7 > 5$, la section minimale $A_t / t \times b > 0.3\%$ RPA99.

$1.01 / 12 \times 50 = 0.168\% < 0.3\%$ non vérifiée.

D'après les RPA99 : on prend **3 cadres HA10** $A_t = 2.36 \text{ cm}^2$;

$2.36 / 50 \times 12 = 0.393\% > 0.3\%$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur égale à **10cm**.

Zone nodale

$$\lambda_g = l_f/a = (0.7 \times 4.59)/0.50 = 6 > 5$$

Donc :

$$\rho_a = 2.5 \quad (\text{Article 7.4.2.2 des RPA99/Version 2003})$$

$$\frac{A_t}{t} = \rho_a V_u / h_1 f_c \Rightarrow A_t = (0.10 \times 2.5 \times 39.35) / (0.50 \times 400000) = 0.49 \text{ cm}^2$$

Soit : 1.01cm^2 , choix des barres : **2 cadre 2HA8**

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \times b$ en (%) est donnée comme suite :

$\lambda_g = 7 > 5$, la section minimal $A_t / t \times b > 0.3\%$ (**RPA99**).

$1.01 / 10 \times 50 = 0.168\% < 0.3\%$ non vérifiée.

D'après les RPA99/Version2003 : on prend $A_t = 2.36\text{cm}^2$; **3 cadres HA10**

$1.57 / 50 \times 10 = 0.393\% > 0.3\%$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur égale à **10cm**

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Tableau. 4.6- Ferrailage des poteaux.

Niveau	Section (cm)	S_t (cm) (courante)	S_t (cm) (nodale)	Barres (longitudinales)	Barres (transversales)
Poteaux isolés					
RDC à Etage 8	50×50	20	15	8HA16+2HA16	3 cadres HA8
Poteaux solidaires aux voiles					
RDC à Etage 8	50×50	20	15	12 HA16	3 cadres HA8

5.1.4 Schémas de ferrillages des poteaux

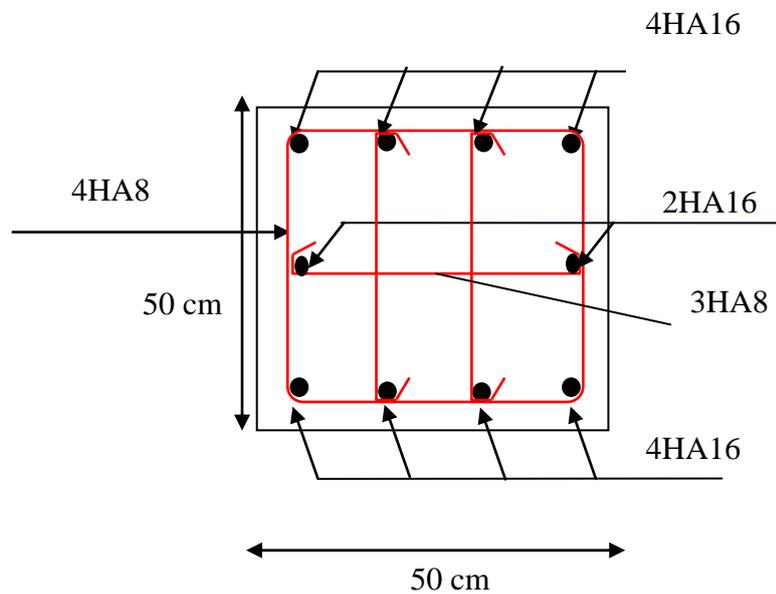


Figure. 5.2- Schéma de ferrillage des poteaux 50x50

5.2 FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple, Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries par conséquent la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

5.2.1 Combinaisons d'actions :

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91 :

$$1.35G+1.5Q \text{ en travée}$$

- Selon RPA99/2003

$$G+Q+E \text{ sur appui}$$

$$0.8G \pm E \text{ sur appui}$$

5.2.2 Recommandations du RPA 99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40ϕ en zone IIa.

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une Situation accidentelle.

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une Situation accidentelle.

5.2.3 Vérification nécessaire pour la poutre principale :

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_c = 400 \text{ MPA.}$$

- **Pourcentage minimal d'armature :**

Selon BAEL 91 (art B.6.4) :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b$$

Selon RPA99/2003 (art 7.5.2.1)

$$A = 0.5\% \cdot b \cdot h$$

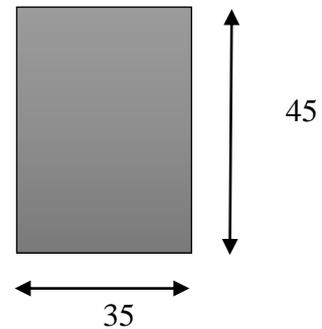


Tableau V.16: Résumé des résultats d'armatures.

La condition de non fragilité	A	A_{RPA}
1.78	1.58	7.88

5.2.4 Calcule du ferrailage :

- ✓ **Ferrailage en travée (situation durable) :**

On a $M_{ELU} = 69.50 \text{ KN.m}$ (Poutre Terrasse)

D'après BAEL91 :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. $A' = 0$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

✓ **Ferraillage sur appui (situation accidentelle) :**

$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$; $f_{su} = 400 \text{ MPa}$; $M_{\max} = 62.41 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bu} \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = 7.05$$

Tableau: Résumé des calculs.

F_{c28} (Mpa)	f_{t28} (mpa)	γ_b	γ_s	d (m)	$\bar{\sigma}_b$ (mpa)	σ_s (mpa)	f_e (mpa)
25	2,1	1,5	1,15	42	14,2	348	400

• POUTRE TERRASSE :

Élément	Mu(N.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
Travée	69 500,00	0,028	0,392	0,035	0,9859	4,82
Appuis	62 410,00	0,025	0,392	0,032	0,9874	4,32

• POUTRE ETAGE COURANT

Élément	Mu(N.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
Travée	63 750,00	0,024	0,392	0,031	0,9877	4,31
Appuis	161 850,00	0,062	0,392	0,080	0,9682	11,17

Donc on adopte pour les travées:

$$3\text{HA}12 + 2\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte pour les appuis :

$$3\text{HA}16 + 3\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2.$$

5.2.5 Vérification a l'état limite de service :

On a la fissuration est peu préjudiciable donc on n'a pas besoin de vérifier σ_s , il suffit de vérifier : $\alpha < \bar{\alpha}$:

Selon BAEL 83:

• **Sur appui :**

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + f_{c28}/100$$

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

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 95.4/55.7 = 1.71$$

$$\alpha = 0.07 \leq \frac{1.71-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.60 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

• **En travée :**

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + f_{c28}/100$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 41.6/30.6 = 1.35$$

$$\alpha = 0.14 \leq \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.42 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0,034	69 500,00	123 000,00	0,57	25	0,034	Vérifiée
Sur appuis	0,030	62 410,00	50 790,00	1,23	25	0,364	Vérifiée

5.2.6 Ferrailage des armatures transversales :

$$V_{max} = 323.3 \text{KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} < \bar{\tau} = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa})$$

Tableau: Résumé des résultats de l'effort tranchant.

V (KN)	b (m)	d (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	
323.3	0.35	0.37	2.49	3.333	CV

5.2.7 Disposition constructive :

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

- ✓ En zone nodale :

$St \leq \min (h/4; 12\phi l; 30\text{cm});$ alors on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

- ✓ En zone courante :

$St \leq h/2 = 20 \text{ cm.}$ alors on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

h : la hauteur de la poutre.

$St \leq \min (0.9d; 50\text{cm}) \rightarrow \text{BAEL91 (A.5.1.22).}$

$St \leq \min (40.5\text{cm}; 50\text{cm}) \rightarrow \text{CV}$

- **Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

- **Condition exigée par le RPA99/2003. (A.7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA}10 \rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

Tableau V.21: Résumé des résultats.

St	b ₀	f _e	A	
15	35	400	0.525	1.57

5.2.8 Vérification nécessaire pour la poutre secondaire :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_c = 400 \text{ MPA.}$$

- **Pourcentage minimal d'armature :**

Selon BAEL 91 (art B.6.4) :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b$$

Selon RPA99/2003 (art 7.5.2.1)

$$A = 0.5\% . b.h$$

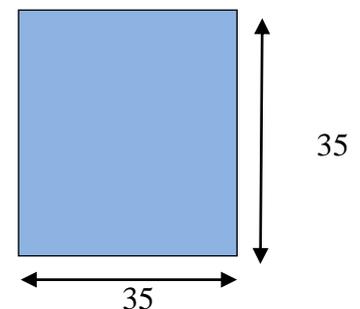


Tableau V.22: Résumé des résultats des armatures.

	c	A
1.35	1.23	6.13

5.2.9 Calcul du ferrailage :

✓ **Ferrailage en travée (situation durable):**

On a $M_{ELU} = 60.89 \text{ KN.m}$ D'après BAEL91 :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \qquad A_s = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

Tableau V.23: Résumé des résultats.

Élément	Mu(N.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
Travée	60 890,00	0,042	0,392	0,053	0,9786	5,59
Appuis	89 440,00	0,062	0,392	0,079	0,9682	8,30

Tableau : Résumé des résultats du ferrailage.

		A_{cal}	A_{MAX}
6.13	1.23	5.59	6.13

Donc on Adopte pour la travée: 6HA12 = 6.79 cm².

✓ **Ferrailage sur appui (situation accidentelle) :**

Donc on Adopte pour l'appui : 6HA12 = 6.79 cm².

Donc on choisi : 3 HA12+3HA 14=8.01 cm².

5.2.10 Vérification a l'état limite de service :

On a la fissuration est peu préjudiciable donc on n'a pas besoin de vérifier σ_s , il suffit de vérifier

$$\alpha < \bar{\alpha} :$$

Selon BAEL 83 :

- **Sur appui :**

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

	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0,053	60 890,00	44 250,00	1,38	25	0,438	Vérifiée
Sur appuis	0,079	89 440,00	42 880,00	2,09	25	0,793	Vérifiée

- ✓ **Ferraillage transversales :**

$$V_{max} = 67.4 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} < \bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

Tableau V.27: Résumé des résultats de l'effort tranchant.

V (KN)	b (m)	d (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	
67.8	0.35	0.32	0.60	3.333	CV

5.2.11 Disposition constructive :

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

- ✓ En zone nodale :

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}); \text{alors on prend } S_t = 10 \text{ cm.}$$

- ✓ En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm. alors on prend } 15 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min(0.9d; 50\text{cm}) \longrightarrow \text{BAEL91 (A.5.1.22).}$$

$$S_t \leq \min(36 \text{ cm}; 50\text{cm}) \longrightarrow \text{CV}$$

- **Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

- **Condition exigée par le RPA99/2003. (A.7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.58 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

Tableau V.28: Résumé des résultats.

S_t	b_0	f_e		
15	35	400	0.45	1.58

Soit : 4HA8 \rightarrow $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Résumé :

- ✓ **Poutres principales :**

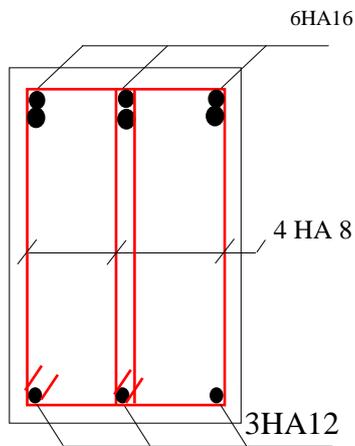
	Section (cm ²)	As calculé (cm ²)	As RPA (cm ²)	Choix des barres	As choisie (cm ²)
Sur appui		7.05	7	3HA16 + 3HA16	12.06
En travée		3.34	7	3HA12+2HA12	5.65

- ✓ **Poutres secondaires :**

	Section (cm ²)	As calculé (cm ²)	As RPA (cm ²)	Choix des barres	As choisie (cm ²)
Sur appui		6.94	5.25	3HA12+3HA12	6.79
En travée		2.85	5.25	3HA12+3HA12	6.79

5.2.12 Schémas de ferrailage :

Au niveau des Appuis



Au niveau des travées

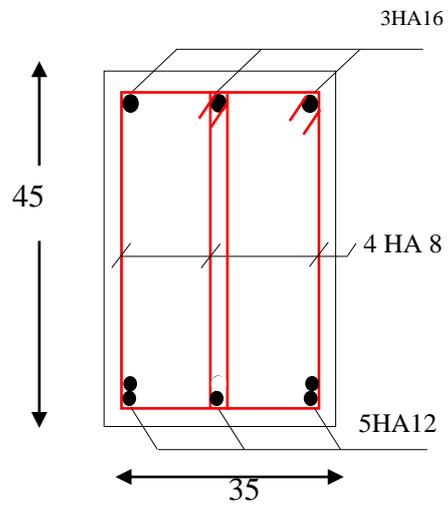
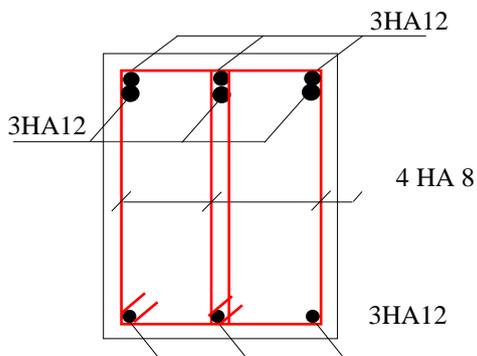


Figure. - Schéma de ferrailage des poutres principales 35×45

Au niveau des Appuis



Au niveau des travées

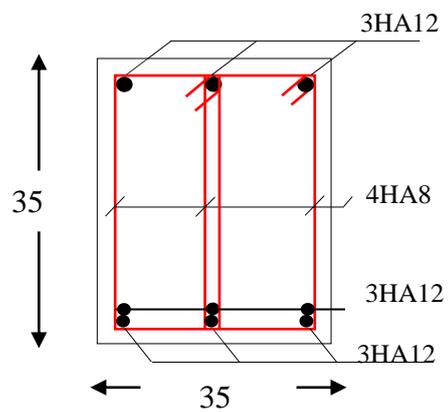


Figure. - Schéma de ferrailage des poutres secondaires 35×35

5.3 FERRAILLAGE DES VOILES

5.3.1 Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.

Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

5.3.2 Voiles pleins

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux.

✓ Aciers verticaux

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

✓ Aciers horizontaux

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

5.3.3 Règles communes

L'espaceur des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5e$ avec e : Epaisseur du voile.
- $S \leq 30 \text{ cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre ϕ_t des épingles est :

- $\phi_t = 6 \text{ mm}$ lorsque $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$.
- $\phi_t = 8 \text{ mm}$ lorsque $\phi_v > 20 \text{ mm}$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min (h_e, 2L'/3)$$

Où L' est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera **la méthode des contraintes**.

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure.

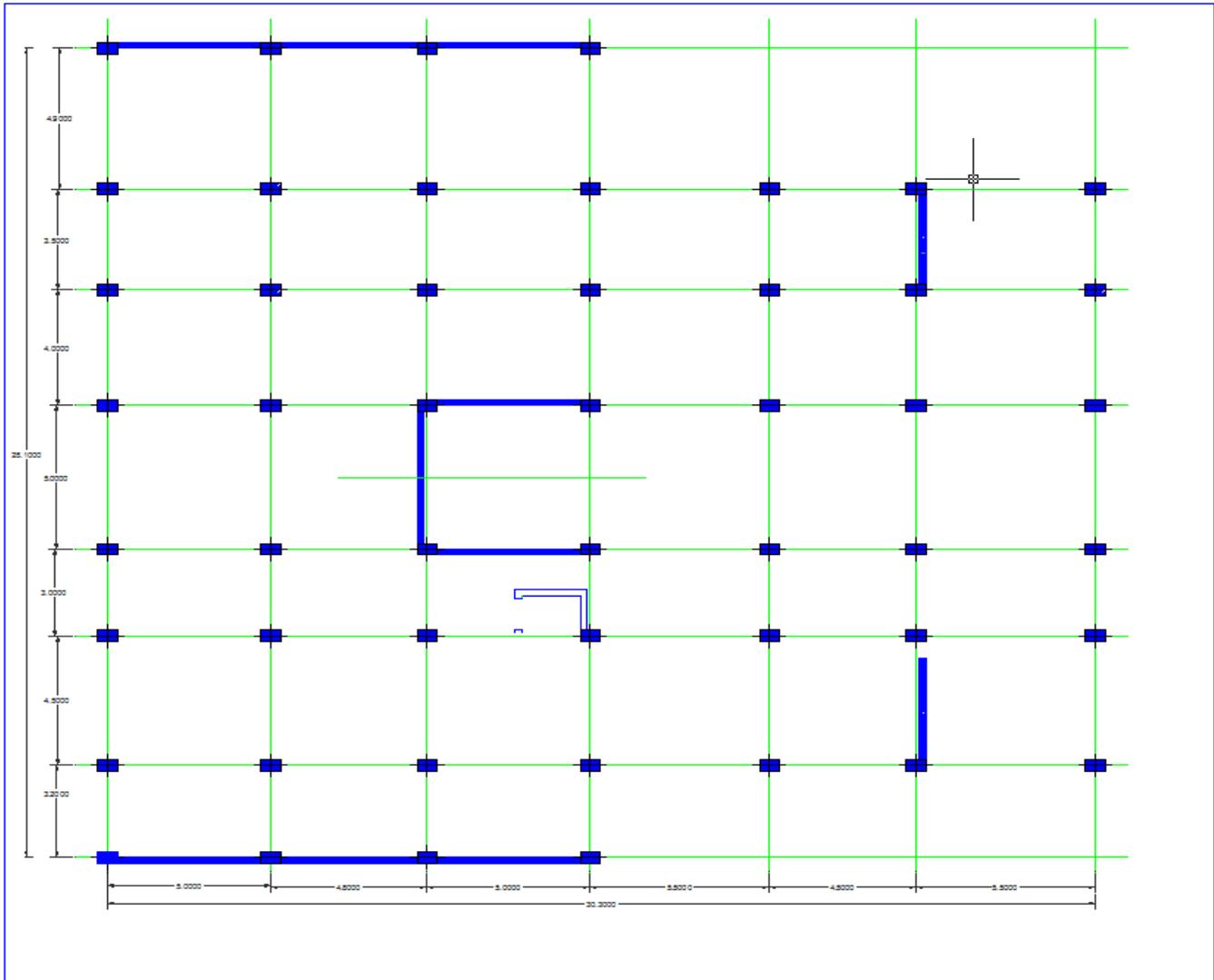


Figure. - Schéma montrant la disposition des voiles

Nous proposons le calcul des voiles les plus sollicités à partir du logiciel **ROBOT** :

- RDC à étage 2 : Panneau 169 (L = 3.00x4.59m²)
- Etage 3 à étage 5 : Panneau 2200 (L = 5.00x3.06m²)
- Etage 6 à étage 8 : Panneau 2209 (L = 5.00x3.06m²)

5.3.4 Les sollicitations « N, M, T »

Panneau 169 /Coupe/Cas/Mode			N ²	M	T
1	ELU	ELU	2609,8	40,11	-92,26
2	G+Q+EY	ACC	3383,91	2455,45	-566,05
3	G+Q-EY	ACC	1794,97	-2376,74	383,41
4	G+Q+EX	ACC	1867,58	-105,21	-42,09
5	G+Q-EX	ACC	1943	163,72	-92,42
6	0.8G+EY	ACC	2097,51	2435,44	-519,8
7	0.8G-EY	ACC	549,28	-2395,25	427,79
8	0.8G+EX	ACC	1616,54	-109,34	-32,34
9	0.8G-EX	ACC	2270,94	168,38	-102,8

Panneau 2200 /Coupe/Cas/Mode			N ²	M	T
1	ELU	ELU	1480,11	-20,05	4,41
2	G+Q+EY	ACC	1942,62	-173,36	-138,64
3	G+Q-EY	ACC	1014,58	133,85	148,15
4	G+Q+EX	ACC	-735,7	719,89	715,64
5	G+Q-EX	ACC	2903,78	-748,83	-709,7
6	0.8G+EY	ACC	1239,58	-159,23	-142,61
7	0.8G-EY	ACC	314,98	146,48	143,43
8	0.8G+EX	ACC	-848,14	726,39	713,18
9	0.8G-EX	ACC	3131,4	-745,12	-711,97

Panneau 2209 /Coupe/Cas/Mode			N ²	M	T
1	ELU	ELU	746,26	-15,69	24,59
2	G+Q+EY	ACC	916,49	-64,88	-51,85
3	G+Q-EY	ACC	577,46	27,24	102,96
4	G+Q+EX	ACC	-46,28	187,14	474,49
5	G+Q-EX	ACC	1142,26	-214,65	-438,38
6	0.8G+EY	ACC	564,25	-53,61	-66,45
7	0.8G-EY	ACC	226,89	37,83	87,47
8	0.8G+EX	ACC	-99,81	191,03	469,57
9	0.8G-EX	ACC	1261,8	-214,21	-438,7

5.3.5 Détermination des sollicitations Panneau 2200 :

$$M_{\max} = 719.89 \text{ KN.m}$$

$$I = (0.20 \times 5^3) / 12 = 2.08 \text{ m}^4$$

$$N_{\text{cor}} = -735.70 \text{ KN (traction)}$$

$$v = h/2 = 2.5 \text{ m}$$

$$\Omega = 0.704 \text{ m}^2$$

- Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91
- Armatures verticales

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{735.70}{0.704} + \frac{719.89 \times 2.5}{2.08}$$

$$\sigma_1 = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{735.70}{0.704} - \frac{719.89 \times 2.5}{2.08}$$

$$\sigma_2 = 0.18 \text{ MPa}$$

Section totalement comprimée

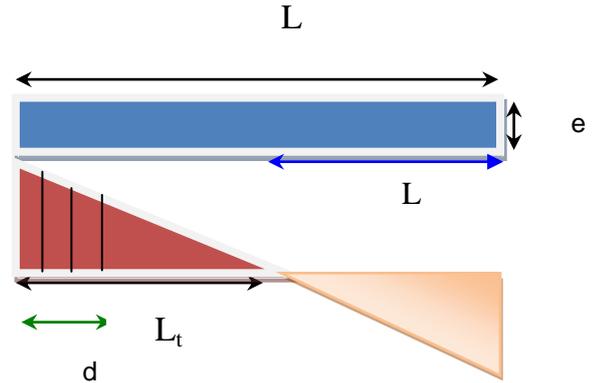


Figure. - Schéma de distribution des contraintes

$$\sigma_2 = -4.02 \text{ MPa}$$

$$h = 5 \text{ m} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$d = 5 - 0.05 = 4.95 \text{ m} \quad ; \quad a = 0,2 \text{ m}$$

Tableau V.29: Les efforts internes sur le voile.

G+Q+ EX	
N_{\max} (KN)	M_{COR} (KNm)
735.70	719.89

✓ 1^{er} cas G+Q+ EX:

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article. A.4.3.5 du BAEL en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 0.98 \text{ m}$$

$$e_t = e_1 + e_2$$

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque : $L_f/h \leq \max(15 ; 20 \frac{e_1}{h})$.

Avec : **h** : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

e₁ : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

y compris l'excentricité additionnelle. $e_1 = \frac{M}{N} + e_a \longrightarrow$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués.

$$e_a = \max(2\text{cm}, L/250)$$

$$e_a = \max(2\text{cm}, 306/250) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

Donc **e₁ = 1.18cm**

e₂: excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3.(l_f)^2}{10^4.h} \cdot (2 + \alpha.\Phi)$$

Φ: Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times h e = 2.49$$

Tableau V.30: résumé de l'excentricité cas 0.8G -EX.

	e0	ea	e1	e2	e (cm)
excentricité	0.98	2	1.18	1.29	2.47

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$B = Nu (d - c') - Mua$$

$$Mua = Mu + Nu \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Tableau V.31 : Résumé des calculs cas 0.8G-EX.

M_{corrigé}	A (T.m)	B (T.m)	Mua (t.m)
1817.20	111.143	-351.68	179.62

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = 0.124 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.778$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

Tableau : Résumé des calculs cas G+Q+EX.

Élément	Mu(N.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm2)
Voile	1 796,20	0,052	0,392	0,066	0,9735	1,07

✓ **Les armatures verticales minimales:**

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**

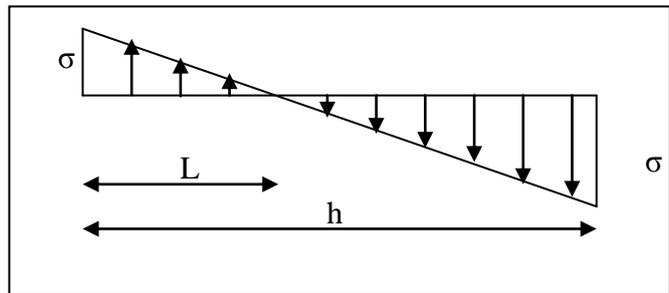
$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2}$$

Tableau V.39 : Résumé des calculs.

N (KN)	M (KNm)	a (mm)	h (mm)		
735.70	719.89	200	5000	1.91	-0.18

$$\sigma_1 = \quad \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 = \quad \leq 0$$

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{735700}{200 \times 5000} + \frac{6 \times 719890 \times 10^3}{200 \times 5000^2} = 1.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{735700}{200 \times 5000} - \frac{6 \times 719890 \times 10^3}{200 \times 5000^2} = -0.13 \text{ MPa}$$

Tableau : Résumé des résultats.

h (mm)			It(m)
5000	1.60	-0.13	0.08

Alors $A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.32 \text{ cm}$

- **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit**

Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 15 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

* **Dans la zone tendue :** $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$

Alors on prend A tendue = 1.07 cm²

- * **En zone courante :**

$$h' = h - 2l_t > 0 \Rightarrow h' = 2.5 \text{ m}$$

$$A_{min 2} = 0.001 \times b \times h' = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 2.14 \text{ cm}^2 < A_{min}^g = 15 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement :**

- **D'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min(1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) = \min(20 \times 1,5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : S= 20 cm

Dans la zone h/10

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

On prendre : D = 10 cm

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

- **Choix des armatures :**

- **Dans zone tendue: 50 cm**

Soit $5HA 10 = 3.93 \text{ cm}^2 \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

- **Dans zone courante : 250 cm**

Soit $10HA8 = 5.03 \text{ cm}^2 \longrightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

- ✓ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

T = 7823 KN

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T}{a \times d} = 0.32 \text{ MPA}$$

- **Armatures horizontales**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

- **Globalement dans la section du voile**

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3\text{cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2 \text{ par m}\ell$

1.2 L'espacement des barres :

- **Armatures Horizontales :**

On a pour chaque nappe $3\phi 8$ par $1\text{m}\ell$, Donc on prendre $S_t = 30 \text{ cm}$.

- **Les Armatures Transversales :** (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré, on prendra 05 épingle/m²

- **Vérification de contrainte de compression : « à la base du voile »**

Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5\text{MPa}$

Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

Bernoulli :

$$\sigma_c = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2}$$

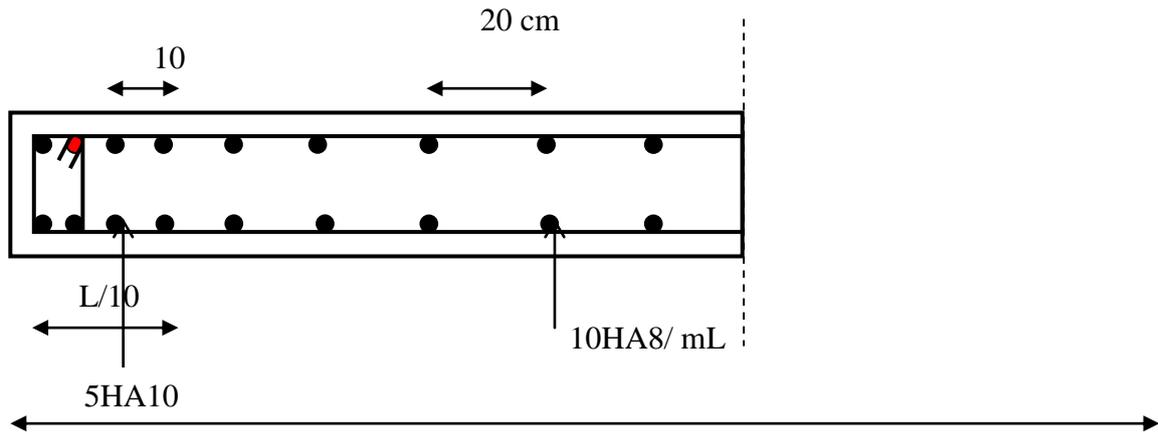
Soit le voile V_{L1} au niveau de RDC

La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$N = 3383,91\text{KN}$$

$$M = 2455,45 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = 7.34 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPA}$$



- Armatures horizontales
- Vérification des voiles à l'Effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Article 7.7.2 des RPA99/Version 2003)

La contrainte de cisaillement est
$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calculé}}}{b_0 d}$$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile = 0.9 h

h : Hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (l'article 7.7.2 des RPA 99/Version 2003).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}$$

5.3.6 Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant

Les sections A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq (\tau_u - 0.3 f_{tj} K) / 0.8 f_e$$

Avec

$K=0$ en cas de fissuration très préjudiciable ; En cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

D'autre part les RPA99/Version 2003 prévoient un pourcentage minimum de ferrailage :

- 0.15 % de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$
- 0.25 % de la section de voile considérée si : $\tau_b > 0.025 f_{c28}$.

5.3.7 Exemple de calcul

On prend comme exemple le voile 2 :

$$\tau_u = 1.4 T_{\text{calculé}} / b_0 d$$

$$\tau_u = 1.4 \times [0.592 / (0.16 \times 0.9 \times 4.4)] = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

D'après l'article 7.7.4.3 des RPA99/Version2003 l'espacement des barres doit être :

$$S_t \leq \min (1.5a; 30\text{cm}).$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq (0.2 \times 0.16 \times 1.2) / (0.8 \times 400)$$

$$A_t \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

5.3.8 Schéma de ferrailage du voile:

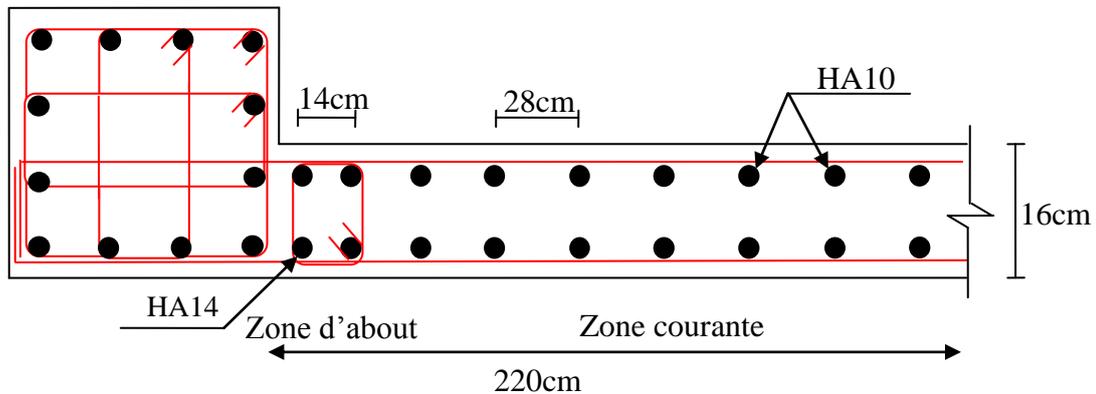


Figure. -Schéma de ferrailage du voile

5.4 FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastrees à leurs extrémités.

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

5.4.1 Ferrailage

• Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T, on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- Des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en partie courante (A_c).

a. Aciers longitudinaux : (A_l)

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$A_l \geq M / (Z \times f_e)$$

Tel que :

M : Moment dû à l'effort tranchant ($T = 1.4 T_{\text{calculé}}$).

Z = h - 2d

h : Hauteur total du linteau.

d : Enrobage.

b. Aciers transversaux : (A_t)

Linteaux longs ($\lambda_g = L / h > 1$)

$$S_t \leq A_t \times f_c \times Z / T$$

Avec :

S_t : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section des cours d'armatures transversales.

$$T = 1.4 T_{\text{calculé}}$$

L : Portée du linteau.

Linteaux courts ($\lambda_g = L / h \leq 1$)

$$S_t \leq A_t f_e L / (T + A_t \sigma_s)$$

$$T = \min (T_1, T_2)$$

$$T_2 = 2 T_{\text{calculé}}$$

$$T_1 = (M_{ii} + M_{ij}) / L_{ij}$$

$$M_{ij} = A_l f_c Z$$

- **Deuxième cas : $\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$**

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire. Les sollicitations (M, T) sont reprises suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = T / (2 f_c \sin \alpha)$$

Avec :

T de calcul (sans majoration).

$$\text{tg } \alpha = (h - 2d) / L$$

Ferrailage minimal :

- Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0.0015 \times b \times h$$

Avec: - b : Epaisseur du linteau.

- h : Hauteur du linteau.

- Armatures transversales:

$$\text{- Pour } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0015 \times b \times s$$

$$\text{- Pour } \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0025 \times b \times s$$

- Armatures en section courante (armature de peau).

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau (A_c en deux nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%

$$A_c \geq 0.002 \times b \times h$$

5.4.2 Exemple de calcul

Nous proposons le calcul détaillé du linteau au niveau du RDC ;

Caractéristiques du linteau :

- h = 1.06 m
- L = 1.20 m
- b = 0.20m

Détermination des sollicitations :

$$V_{\text{à gauche}} = 280 \text{ KN} \quad M_{\text{à gauche}} = 93 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{à droite}} = 270 \text{ KN} \quad M_{\text{à droite}} = 140 \text{ KN.m}$$

Majoration de l'effort tranchant : on prend comme effort tranchant le plus défavorable des deux.

$$\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calculé}} \Rightarrow \bar{V} = 385 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après les RPA99/Version 2003, on a :

$$\tau_b = V / b_0 \times d \text{ avec : } d = 0.9 h = 0.95 \text{ m}$$

$$\tau_b = 0.385 / (0.20 \times 0.95) = 2.07 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures :

$$\bar{\tau}_b = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 2.07 \text{ MPa} > 1.5 \text{ MPa}$; donc on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux (A_l, A_l') qui sont calculés en flexion simple
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (A_c)
- Des aciers diagonaux (A_d)

Calcul de (A_l) :

Section minimale exigée par les RPA99/Version 2003:

$$(A_l, A_l') \geq 0.0015 \times 20 \times 106 = \mathbf{3.18 \text{ cm}^2}$$

Calcul de (A_t) :

$$\tau_b = 2.07 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa.}$$

Condition minimale des RPA 99/Version 2003:

$$A_t \geq 0.0025 \times b \times S = 0.0025 \times 20 \times 15 = \mathbf{0.75 \text{ cm}^2}$$

Calcul de (A_c) :

$$A_c \geq 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 20 \times 106 = \mathbf{4.24 \text{ cm}^2}$$

Calcul de (A_D):

$$\tau_b = 2.07 \text{ MPa} > 1.5 \text{ MPa}$$

$$A_D = V / (2f_c \cdot \sin \alpha)$$

$$\text{tg}(\alpha) = (h - 2d') / L$$

$$A_D = (0.385 / 2 \times 400 \times 0.64)$$

$$A_D = 5.12 \text{ cm}^2$$

Section minimale exigée par les RPA 99/Version 2003:

$$\tau_b = 2.07 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$A_D = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 106 = 3.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_D = \max (A_{D\text{calculée}}, A_{DRPA})$$

$$A_D = 5.14 \text{ cm}^2$$

5.4.3 Ferrailage final :

Le ferrailage final des linteaux se résume comme suit :

- $A_l = 3.18 \text{ cm}^2$ soit **4HA10** (3.14 cm^2)
- $A_t = 0.75 \text{ cm}^2$ soit **2HA 8** (1.005 cm^2)
- $A_c = 4.24 \text{ cm}^2$ soit **5HA 10** (3.92 cm^2)
- $A_D = 5.14 \text{ cm}^2$ soit **4HA 14** (6.15 cm^2)

5.4.4 Les schémas de ferrailage des linteaux :

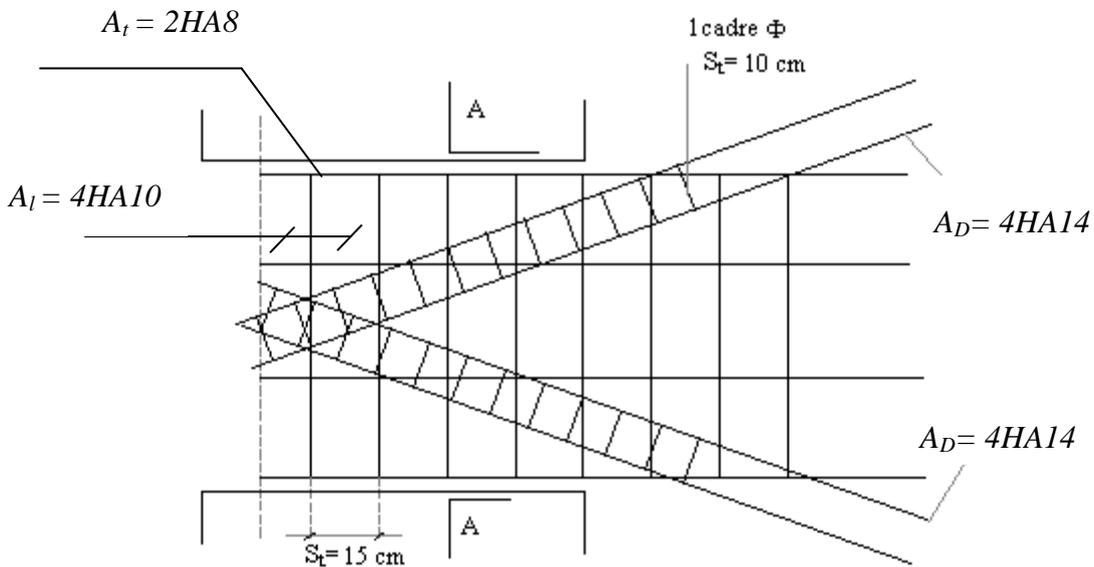


Figure. - Coupe longitudinale de ferrailage du linteau

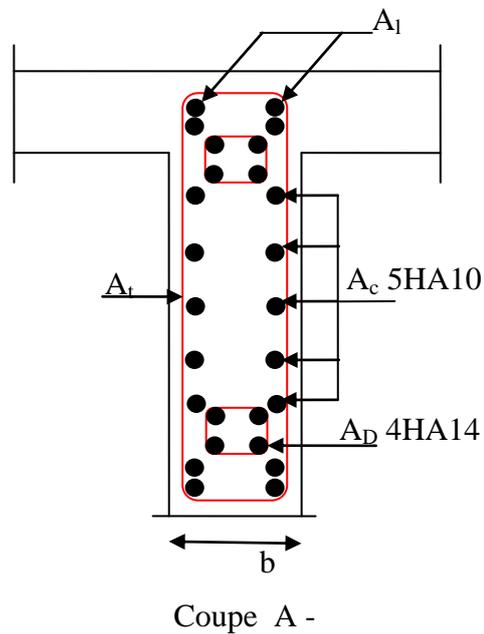


Figure. - Coupe transversale de ferrailage du linteau

Chapitre V (6)

ETUDE DES FONDATIONS

VI. ETUDE DE FONDATION

1. INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'Ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- La forme et l'emplacement de la fondation.
- La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

✓ Différents types de fondations

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1.6 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés.
- Semelles filantes.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
($S_s / S_b < 50\%$)

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{Totale}} \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec

$$N_{\text{Total}} = N_G + N_Q = 7459,91 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,6 \text{ bars} = 16 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{Totale}} = 466,24 \text{ m}^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{bâtiment}} = 30,3 \times 28,1 = 851,43 \text{ m}^2$$

$$0,5 S_b = 0,5 \times 851,43 = 425,71 \text{ m}^2$$

$$S_s = 466,24 \text{ m}^2 > 0,5 S_b = 425,71 \text{ m}^2$$

Alors on déduit que le radier général est nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment.

3. COMBINAISON D'ACTION

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

4. CALCUL DU RADIER GENERAL

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Convient mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

5. ETUDE DU RADIER

5.1.1 Pré dimensionnement

a. Condition forfaitaire

- Sous voile

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : La longueur max du voile

$$L_{\max} = 5 \text{ m} \implies 62.5 \text{ cm} \leq h_r \leq 100 \text{ cm}$$

- Sous poteaux

- La dalle

$$h_t \geq L_{\max}/20.$$

avec L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux

h_t : épaisseur du radier.

$$\text{D'où : } h_t \geq 550/20 = 27.5 \text{ cm}$$

On adopter **h=40cm**

- La nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow h \geq \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

b. Condition de rigidité

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : La plus grande distance entre deux poteaux .

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{\max} = 5.5 \text{ m}$; $E = 3216420 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.5^4}{3216420 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0.8 \text{ m}$$

- **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est

$$h_r = \max (55 \text{ cm} , 27.5 \text{ cm} , 80 \text{ cm})$$

On prend une épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée

- **On prend : $h_r = 80 \text{ cm}$.**

5.1.2 Calcul de la surface minimale du radier :

Détermination des efforts

ELU: $N_u = 109830,19\text{KN}$

ELS: $N_s = 80035,07\text{KN}$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \cdot \bar{\sigma}} = \frac{109830.19}{1.33 \cdot 160} = 516.12 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{80035.07}{160} = 500.22 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 851.43\text{m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 516.12 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (30.3 m).

L_y : largeur en plan (28.1 m).

5.1.3 Calcul de débordement D

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 0.8\text{m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$.

On prend $D = 0.4 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 851,43 + 0.4 \times 2 \times (30.3 + 28.1) = 898.15 \text{ m}^2$$

-Poids du radier

$$G = (898.15 \times 0.4 \times 25) = 8981,5 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action

$$N_u = 109830.19 + 1.35 (8981.5) = 121955,22 \text{ KN}$$

$$N_s = 80035.07 + 8981.5 = 89016,57 \text{ KN}$$

4.2. Vérifications de radier

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91)(Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 72 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{121955,22 \cdot 100}{898.15} \cdot \frac{5.5}{2} = 746,81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{746.81 \cdot 10^3}{1000 \cdot 72} = 1.35 \text{ MPa} \leq 1.6 \text{ MPa} \rightarrow \text{c. v}$$

➤ Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 3 \times 10 \times 1.5 \times 391,84 = 17632,8 \text{ KN}$$

$$G \geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 2,5 \cdot 10 \cdot 1,5 \cdot 898.15 = 33680.625$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 2.5 \text{ m}$)

$$G_T = 73\,862,02\text{KN} > 33\,680.625\text{KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

➤ **Vérification des contraintes dans le sol**

La formule suivante doit être vérifiée $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Avec
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_x = 56024.80\text{m}^4$$

$$I_y = 26056.31\text{m}^4$$

Le centre de gravité :

$$X_g = 14.39\text{m}$$

$$Y_g = 13.84 \text{ m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$M_X = 9517.120 \text{ t}$$

$$M_Y = 8986.54\text{t}$$

$$N = 10983.019 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times 160 = 212,8 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 21.28 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

	σ_1	σ_2	σ_m	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	15	10.8	13,545	C.V
Y-Y	15.12	10.68	13,805	C.V

➤ **Vérification au poinçonnement : (BAEL91 Art A.5.2 4)**

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h: Épaisseur totale du radier

➤ **Vérification pour les poteaux**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.5 + 0.5 + 2 \times 0.8) = 2.6 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 2.6 \times 0.8 \times 25000}{1.5} = 2426.67 \text{ KN}$$

$$N_u = 1818.00 \text{ KN} < \bar{N}_u = 2426.67 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification pour les voiles**

$$N_u = 5570.03 \text{ KN}, e = 20 \text{ cm}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (5 + 3.06 + 2 \times 0.2) = 8.64 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 8.64 \times 0.8 \times 25000}{1.5} = 7522.67 \text{ KN}$$

$$N_u = 5570.03 \text{ KN} < \bar{N}_u = 7522.67 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

5.1.4 FERRAILLAGE DU RADIER :

Le radier se calculera comme un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du

coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Si : $0 < \rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8, M_y = 0$$

Si : $0,4 < \rho < 1$; la dalle porte dans deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

- Si la dalle est continue au-delà de ces appuis, on aura une dalle intermédiaire.

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x}$$

- Si la dalle est une dalle de rive

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

Ma=0.3Moxpour appuis de rive.

Ma=0.5 Mox pour appuis intermédiaire.

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

ELU $q_u = N_u / S_{rad} \rightarrow q_u = 141.366 \text{ KN/m}^2$

ELS $q_{ser} = N_s / S_{rad} \rightarrow q_{ser} = 103.092 \text{ KN /m}^2$

- **Calcul des moments**

ELU: v=0 ; $q_u = 141.366 \text{ KN/m}$

PANNEAU	L _X (M)	L _Y (M)	ρ	μ _x	μ _y	M _{Ox} (KN.M)	M _{Oy} (KN.M)
P	5	5		0.0423		177.001	147.088

ELS :v=0.2 ; $q_{ser} = 103.092 \text{ KN/m}$

PANNEAU	L _X (M)	L _Y (M)	ρ	μ _x	μ _y	M _{Ox} (KN.M)	M _{Oy} (KN.M)
P	5	5		0.0423		159.357	132.425

Calcul des armatures

- **ELU :**

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

panneau	SENS X- X		SENS Y-Y	
	En travée	en appui	en travée	en appui
Mu (KN ×m)	150,45	88,5	125,025	44,12
μ	0,0865	0,0509	0,0719	0,0254
μ<μ_L	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm²)	0	0.00	0	0.00
α	0,1132	0,0653	0,0933	0,0321
β	0,9547	0,9739	0,9627	0,9872
σ_σ	348	348	348	348
As (cm²/ml)	12,938	7,461	10,663	3,669
As_{min} (cm²/ml)	4,226	4,226	4,226	4,226
Choix des barres/ml	7HA16	4HA16	7HA14	4HA14
A_scorres (cm²/ml)	14.07	8.04	10.77	6.15
Espacement (cm)	15	15	15	15

• ELS

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

panneau	SENS X- X		SENS Y-Y	
	En travée	en appui	en travée	en appui
Mu (KN ×m)	135,45	79,678	112,412	39,727
μ	0,0779	0,0458	0,0646	0,0228
μ<μ_L	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm²)	0	0.00	0	0.00
α	0,1015	0,0586	0,0836	0,0289
β	0,9594	0,9765	0,9666	0,9884

σ_{σ}	348	348	348	348
A_s (cm ² /ml)	11,591	6,699	9,548	3,300
$A_{s\ min}$ (cm ² /ml)	4,226	4,226	4,226	4,226
Choix des barres/ml	7HA16	4HA16	7HA14	4HA14
$A_{s\ corres}$ (cm ² /ml)	14.07	8.04	10.77	6.15
Espacement (cm)	15	15	15	15

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots (A5.1.1) \text{page 51}$$

$$T_u = \frac{P_u \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} = \frac{141,366 \times 5 \times 5}{2 \times 5 + 5} = 235.61 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{235.61 \times 10}{1000 \times 35} = 0.067 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = \min(2.5; 4 \text{MPa})$$

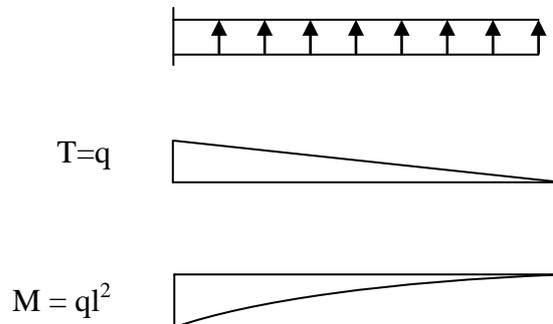
$$\tau_u = 0.067 \pi [\tau_u] \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \leq 2.5 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

Etude du débord du radier

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion simple.



- l'ELU

Mu (KN.m)	μ	α	β (m)	A_s (cm ²)
70.68	0.0406	0.0819	0.979	5.92

- l'ELS

Ms (KN.m)	μ	α	β (m)	A_s (cm ²)
51.2	0.018	0.0227	0.991	3.299

$A_s=5.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc on choisit 6HA12

Vérification au cisaillement

$$\tau \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.1 \frac{f_{c28}}{\gamma_c}; 3\text{MPa}\right) = \min(2.5; 3\text{MPa})$$

$$\tau_u = V / b \cdot d$$

$$V_u = q_u \times l / 2$$

$$\tau \leq \tau = 1.25 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V}$$

5.1.5 ETUDE DE LA NERVURE :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 80 \text{ cm} \quad d = 75 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

a- Calcul les charges revenant à la nervure ELU

$$N_u = 109\,830,19 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 80\,035,07 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{109\,830,19}{898,15} = 141,366 \text{ KN / m}^2$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{80\,035,07}{898,15} = 103,092 \text{ KN / m}^2$$

b- Ferrailage de la nervure

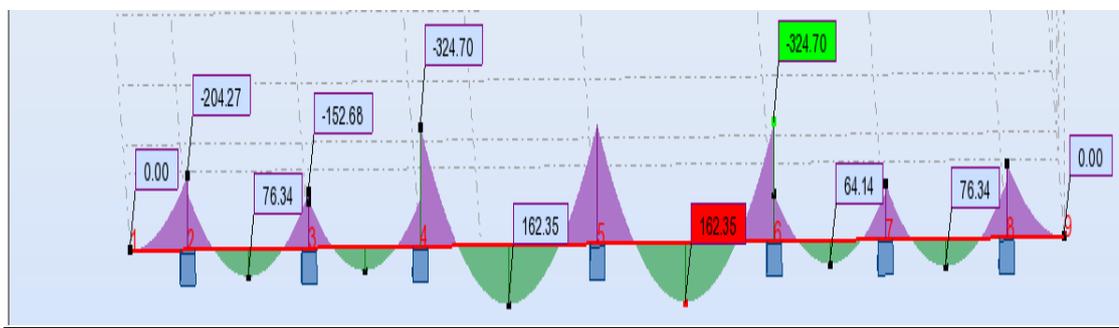
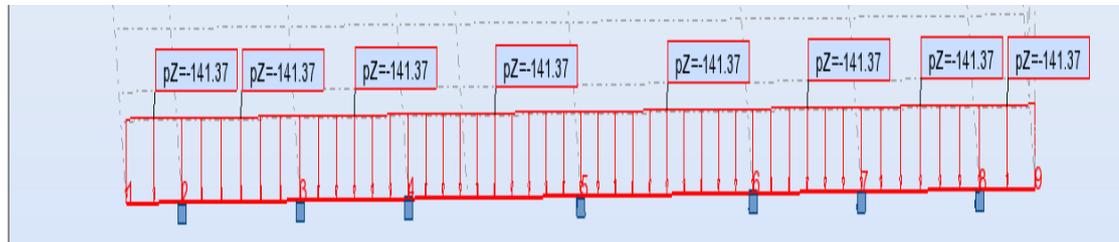
Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel de Robot Millénium v2015

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après

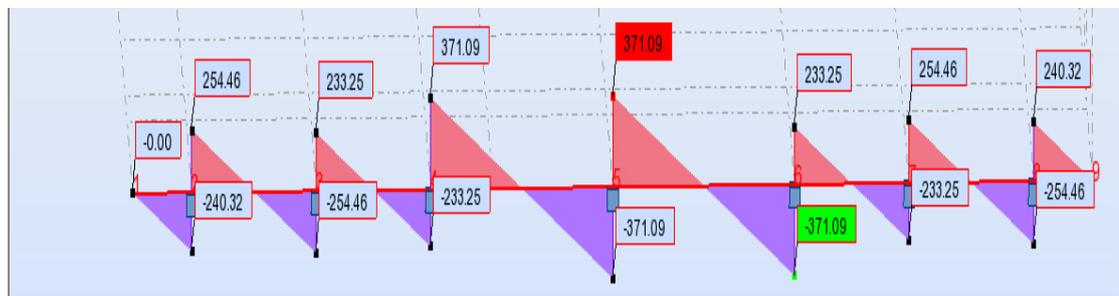
Pour le ferrillage on prend le moment maximal sur appuis et en travées

- Sens X-X

ELU

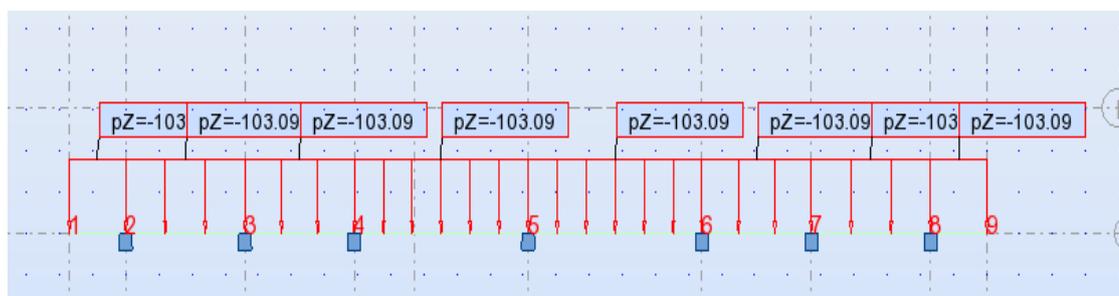


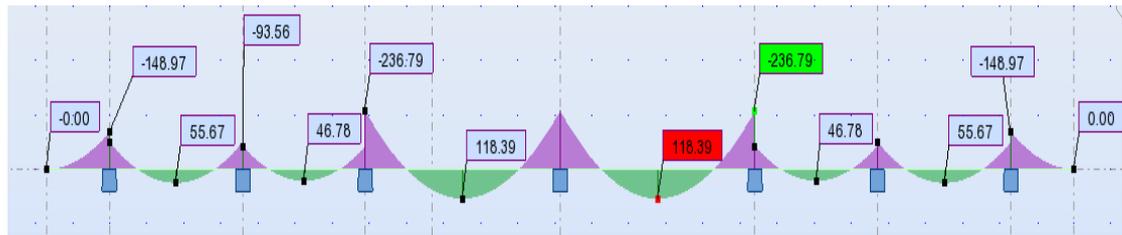
M (KN. m)



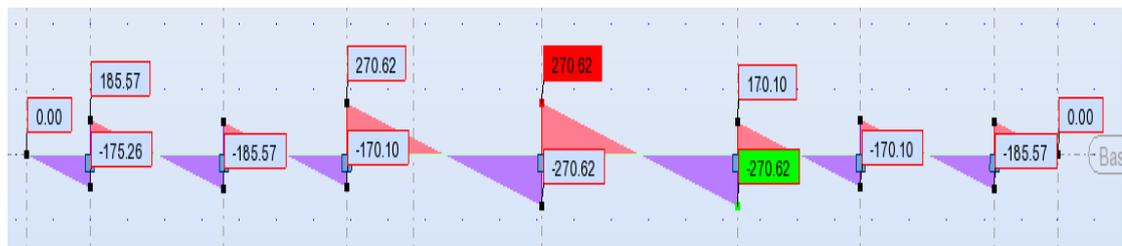
T (kN)

ELS





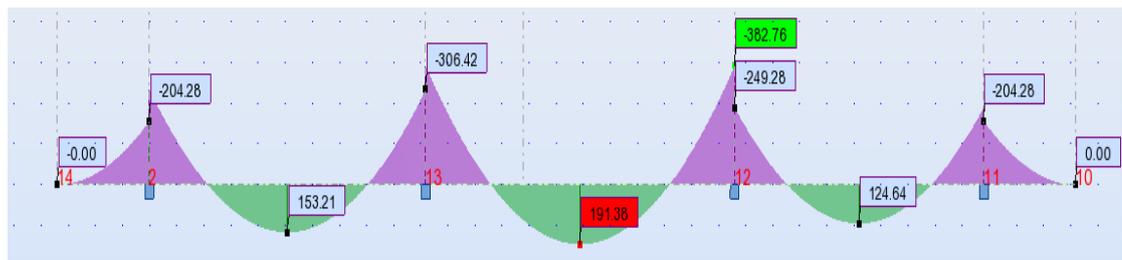
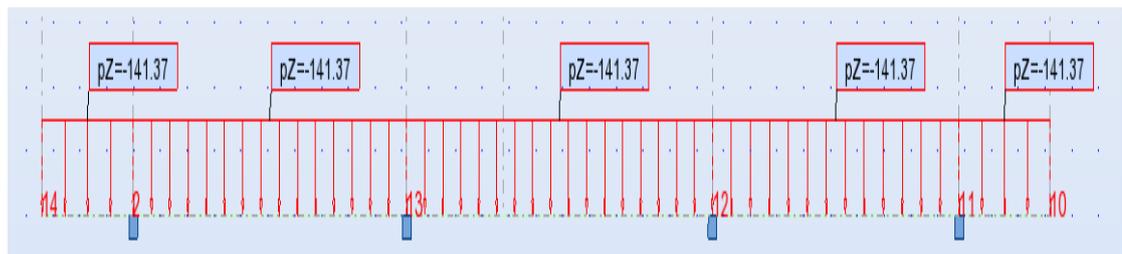
M (KN. m)



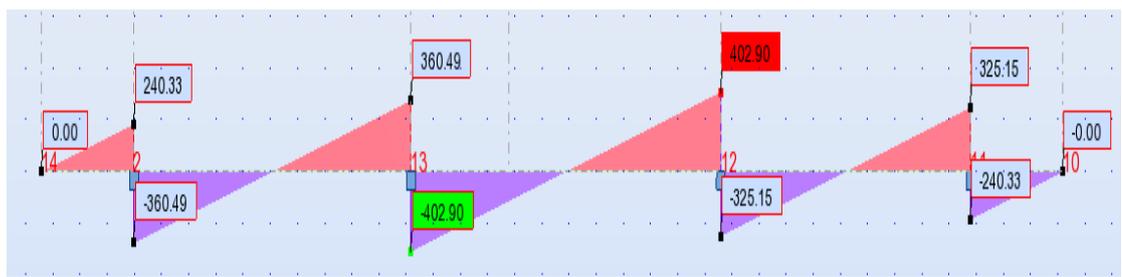
T (kN)

- Sens Y-Y

ELU

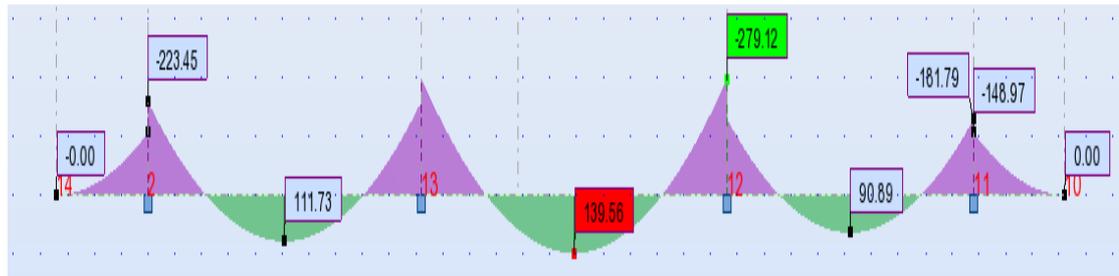
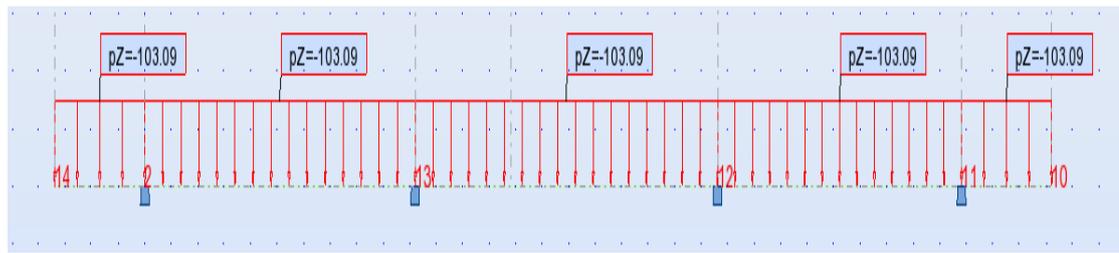


M (KN. m)

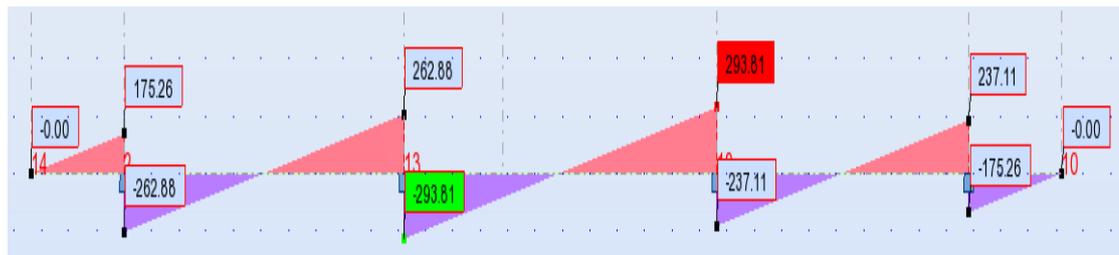


T (kN)

ELS



M (KN. m)



T (kN)

$$ELU \begin{cases} (X - X): M_t = 162.35 \text{ KN.m}, & M_a = 324.70 \text{ KN.m} \\ (Y - Y): M_t = 191.38 \text{ KN.m}, & M_a = 382.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (X - X): M_t = 118.39 \text{ KN.m}, & M_a = 236.79 \text{ KN.m} \\ (Y - Y): M_t = 139.56 \text{ KN.m}, & M_a = 279.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens		M_u [KN.m]	μ_b	β	A_{min}	A_s	$A_{adoptée}$	Section adoptée
X-X	Appuis	324.7	0.186	0.895	3.623	29.76	31.42	10HA20
	Travée	162.35	0.093	0.95	3.623	14.01	18.85	6HA20
Y-Y	Appuis	382.76	0.22	0.874	3.623	35.95	37.7	12HA20
	travée	191.38	0.11	0.941	3.623	16.68	18.85	6HA20

➤ **Vérifications à l'ELU**

- **Vérifications de la l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

Sens	V _u (KN.m)	τ _u (MPa)	Observation
X-X	371.09	2.4	C.V
Y-Y	402.90	2.13	C.V

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 40 \cdot 75 \cdot \frac{2,1}{400} \rightarrow A_{\min} = 3,622 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales minimales**

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{h}{10}, \phi \right) \rightarrow \phi = (2,28.8.20) \rightarrow \text{on prend } \phi = 10 \text{ mm}$$

- **Armatures transversales minimales**

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : A_t = 4HA10 = 3.14 cm²

- **Espacement des armatures transversales**

• **En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right) \Rightarrow S_t \leq \min (12.5, 16.8)$$

$$S_t \leq 16$$

• **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \rightarrow S_t \leq 40$$

Nous prenons :

S_t = 15 cm En zone nodale

S_t = 20 cm En zone courante

5.1.6 FERRAILLAGE DU DEBORD :

Le débord peut constituer une zone d’ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

5.1.7 Schéma Ferrailage Du Radier générale :

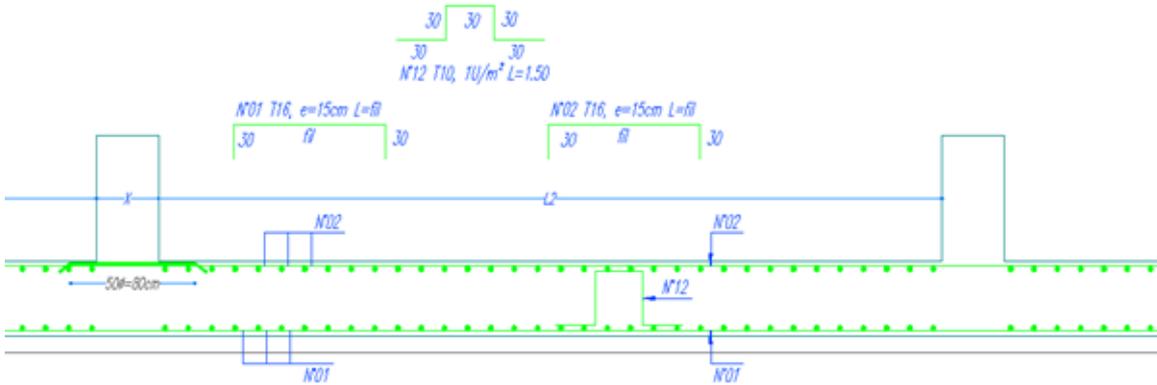


Figure. Ferrailage de radier générale sens y-y.

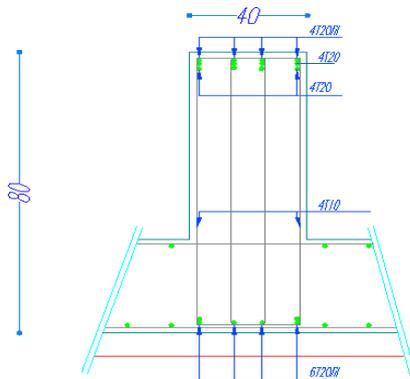


Figure Ferrailage Nervure sens x-x.

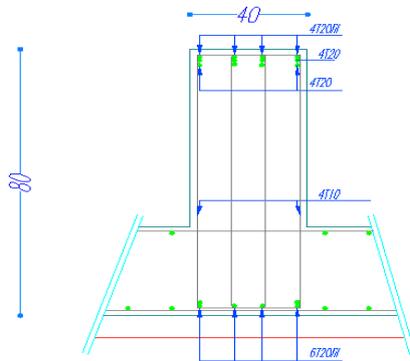


Figure Ferrailage Nervure sens y-y

SOMMAIRE

Chapitre I. Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

1. INTRODUCTION GENERALE	01
2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	01
2.1. Caractéristiques géométriques de la structure	01
2.2. <u>Données du site</u>	02
3. <u>CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX</u>	02
3.1. Le Béton	02
- La résistance du béton	02
- Déformation longitudinale du béton	04
- Coefficient de poisson	04
- Contraintes limites	04
3.2. L'Acier :	06
- Caractéristiques mécaniques	06
- Contrainte limite	07
4. HYPOTHESES DE CALCUL	08

Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

6. Introduction	
7. Pré-dimensionnement des éléments structuraux et secondaires	10.
7.1. Pré dimensionnement des planchers à Corps Creux	10.
7.2. Pré dimensionnement des poutres.....	13.
7.3. Pré dimensionnement des poteaux	14.
7.4. L'acrotère	15
7.5. Pré dimensionnement des escaliers	16.
7.6. Pré-dimensionnement des voiles	17.
7.7. Les charges réglementaires	19.
- Les charges permanentes G	19.
- Les charges d'exploitation Q	19.
7.8. Descente des charges Poteaux	20
- Plancher terrasse inaccessible	20..
- Plancher étage courant à usage d'habitation	20.
- Balcons étage courant	21.
- Balcon terrasse	22..

- Murs extérieurs en maçonnerie	22.
- Acrotère	23.
- Escalier « RDC et Etage courant »	23.
- Résumé des charges réglementaires	24
- Poteaux centrale Axes « E2 »	26
- Poteaux de rive Axes « B2 »	28.
- Vérification de la section du poteau B2 :	30.
- Descente des charges avec la nouvelle section (50x50) Ptx Axes « B2 ».....	32

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

IV. 1- L'ACROTÈRE35.

3.1.1 Introduction	35.
3.1.2 Evaluation des charges	35
3.1.3 Les sollicitations.....	36.
3.1.4 Combinaisons d'action	36.
3.1.5 Calcul de ferrailage	36
3.1.6 Condition de non fragilité	38.
3.1.7 Pourcentage minimale des armatures longitudinales	38
3.1.8 Armatures de répartition	39.
3.1.9 Vérification De L'effort Tranchant	39
3.1.10 Présentation du ferrailage	39

IV. 2. L'ESCALIER

4.2.8 Définition.....	40.
4.2.9 Etude de l'escalier	40.
4.2.10 Evaluation des charges.....	40.
4.2.11 Ferrailage	43
• Armatures Longitudinales.....	43.
• Conditions de non fragilité	44.
• Pourcentage minimal	44.
• Vérification de l'effort tranchant.....	45.
4.2.12 Vérification de la flèche.....	46
• Calcul du moment fléchissant à l'ELS	47
4.2.13 Calcule de la flèche	48
4.2.14 Présentation du ferrailage de l'escalier.....	49
4.2.15 Calcul de la Poutre Palière	50
• Pré-dimensionnement.....	50
• Évaluation des charges	50
4.2.16 Calcul de la poutre P à la flexion	50
• Calcul de ferrailage	51

•	Condition de non fragilité	52
•	Pourcentage minimale	52
•	Vérification de la contrainte de cisaillement	52.
•	Vérification De La Flèche	53.
4.2.17	Calcul de la poutre a la torsion	53
•	Vérification du béton	54
•	Les armatures longitudinales	54
•	Armatures transversales	55.
4.2.18	Représentation graphique du Ferrailage de la Poutre Palière	55
III.	3. LE PLANCHER :	
3.3.1	Introduction.....	56
3.3.2	Méthodes de calcul des poutrelles	56.
3.3.3	Méthode forfaitaire :	56
•	Conditions d'application :	56
3.3.4	Méthode de Caquot :	56.
•	Conditions d'application :	56.
•	Calcul des moments :	57
•	Charge permanente et surcharge :	57
3.3.5	Les types des planchers (Poutrelles) :	58
•	RDC & Etages courants:	58
•	Plancher terrasse :	59
II.	Plancher RDC & Etages courants	60
•	Poutrelle Type 01.....	60
•	ELU Diagramme des moments.	61
•	Poutrelle Type 02 étage courant.....	61
•	ELU Diagramme des moments.....	62.
•	Poutrelle Type 03 étage courant.....	63.
•	Poutrelle Type 04 étage courant.....	64.
III.	PLANCHER TERRASSE	65
•	Poutrelle Type 05.....	65.
•	Poutrelle Type 06.....	66.
•	Poutrelle Type 07.....	67
•	Poutrelle Type 08.....	67.
3.3.6	<u>FERRAILLAGE DU PLANCHER</u> :	68.
3.3.7	Tableau Récapitulatif Du Ferrailage :	70
•	Vérification a l'état limite de service :	71
•	Vérification de la contrainte limite de cisaillement	71
•	Diamètre minimale Φ_t	71.
•	Espacement des cadres	72
•	Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis	72

• La dalle mince (Table de compression)	73.
• Vérification de la flèche	73
• Calcul de flèche	73.
3.3.8 Présentation du ferrailage	75

Chapitre IV (4) Etude Sismique

4.4.1 Introduction	77
4.4.2 Méthodes de calcul	77
4.4.3 Méthode statique équivalente.....	77
1. Définition.....	77
2. Conditions d'application de la Méthode statique équivalente.....	78
4.4.4 Méthode d'analyse modale spectrale:	78
3. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003	78
4. Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Modale Spectrale)	78
4.4.5 Description du logiciel de calcul « ROBOT VERSION 2011»	
✓ Description de logiciel ROBOT.....	79.
✓ Buts de l'analyse dynamique.....	79.
4.4.6 <u>Méthode statique équivalente</u>	79
✓ Calcul de la force sismique totale.....	79.
✓ Spectre de réponse de calcul.....	80
✓ Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	80
• Coefficient d'accélération A.....	80.
• Coefficient de comportement global de la structure R	80
• Facteur d'amplification dynamique moyen (D)	81
• Calcul de la période T	81
• Facteur d'amplification dynamique moyen (D)	82
• Facteur de qualité Q.....	82
• Poids total de la structure (W)	83
4.4.7 L'Effort tranchant dynamique à la base « M. Modale Spectrale »	
4.4.8 Nombre de modes à considérer	84.
4.4.9 Analyse de la structure	84.
4.4.10 Première variante	84.
4.4.11 Deuxième variante	85.
4.4.12 Troisième variante	86.
• Interprétation & Conclusion.....	86.
• Vérification de la Période fondamentale	87.
4.4.13 Distribution des Forces Sismiques.....	88.
4.4.14 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	88
4.4.15 Vérification des déplacements	90.
4.4.16 Vérification VIS-A-VIS De L'effet P- Δ	91.

4.4.17 Vérification au Renversement.....	92.
4.4.18 Conclusion :	96.

Chapitre V (5) : Ferrailage des éléments structuraux

5.1 Ferrailage des Poteaux.....	98.
• Combinaisons des charges	98.
• Recommandation des RPA99/Version 2003	99
• Exemple de calcul	101.
1. Ferrailage longitudinal	101
2. Justification des poteaux.....	103.
3. Vérification de la contrainte de cisaillement à l'ELU.....	104
4. Vérification de la contrainte de cisaillement à l'ELS	105
5. Armatures transversales	106.
• Schémas de ferrailages des poteaux.....	109.
5.2 Ferrailage des Poutres	109.
• Combinaisons d'actions	109
• Recommandations du RPA 99/version 2003	109.
• Vérification nécessaire pour la poutre principale	110
• Calcul du ferrailage	110
• Vérification a l'état limite de service	112.
• Ferrailage des armatures transversales.....	113
• Disposition constructive	113
• Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23)	
• Condition exigée par le RPA99/2003. (A.7.5.2.2) :	
• Vérification nécessaire pour la poutre secondaire	114
• Calcul du ferrailage.....	114.
• Vérification a l'état limite de service	115
• Disposition constructive.....	116
• Schémas de ferrailage.....	117.
5.3 Ferrailage des voiles	118.
• Introduction.....	118.
• Voiles pleins	118
• Aciers verticaux.....	119.
• Aciers horizontaux.....	119
• Règles communes.....	119

• Les sollicitations « N, M, T »	122
• Détermination des sollicitations Panneau 2200	123
• Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .910.....	123
• Armatures verticales.....	123
• L'espacement	126.
• Choix des armatures	126
• Vérification des contraintes de cisaillement	126
• Armatures horizontales	127
• L'espacement des barres	127
• Vérification des voiles à l'Effort tranchant.....	127
• Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant	127
• Exemple de calcul	128
• Schéma de ferrailage du voile.....	128
5.4 Ferrailage des linteaux.....	129
• Ferrailage	129
• Exemple de calcul	130
• Ferrailage final	132
• Les schémas de ferrailage des linteaux	133

Chapitre V (6) Etude des fondations

6.1 Etude De L'infrastructure.....	135
1. Introduction.....	135
2. Choix Type De Fondation.....	135
3. Combinaison d'action.....	136.
4. Calcul du Radier général.....	136
5. Etude du radier	137
5.1.1 Pré dimensionnement	137
5.1.2 Calcul de la surface minimale du radier.....	138
5.1.3 Calcul de débordement D	139
• Vérification de la contrainte de cisaillement	139
• Vérification de l'effort de sous pression	139
• Vérification des contraintes dans le sol	140
• Vérification au poinçonnement	140
• Vérification pour les voiles	140
• Vérification pour les poteaux	141
5.1.4 Ferrailage De Radier.....	141
5.1.5 ETUDE DE LA NERVURE	145
5.1.6 FERRAILLAGE DU DEBORD	150
5.1.7 Schéma Ferrailage Du Radier générale	150