

M/624.730

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Présenté par : ZEROUALI AKRAM



**Thème : ETUDE D'UN BATIMENT (R+4)
CONTREVENTES PAR DES VOILES**

Sous la direction de : M. ACHOUCHE DJAMEL

Juin 2012

Pres. de
27/05/2012
AZOU

Remerciements

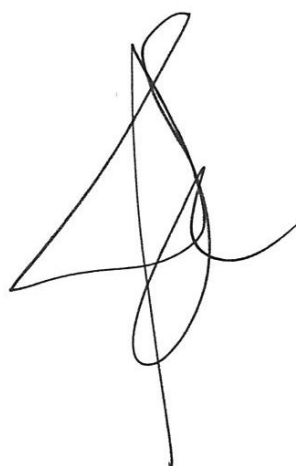
12/2840

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

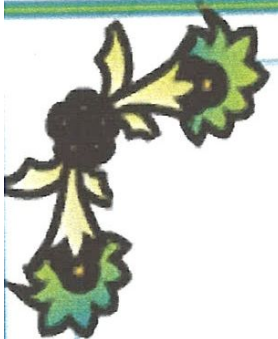
Je tiens à remercier mon encadreur : Achouche .D

Nous voudrions aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.



Recu le
27/05/2012



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

■ A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

■ A mes très chers frères et à ma petite sœur.

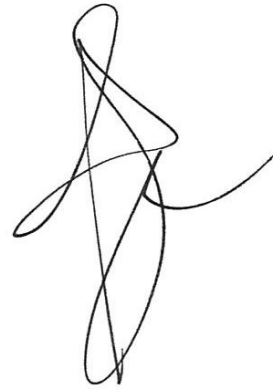
■ A toute ma famille sans exception.

■ A tous mes amis.

■ En fin, pour mon collègue Saadaoui Yassine, Je lui souhaite la guérison

Zerouafi Akram

D. Zerouafi



SOMMAIRE

Résumé	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.....	2
Présentation de l'ouvrage.....	2
Hypothèses de calcul.....	4
Caractéristique des matériaux.....	5
CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT ET DESCENTE DES CHARGES.....	12
Pré dimensionnement des planchers.....	12
Pré dimensionnement des voiles.....	13
Pré dimensionnement des escaliers.....	14
Descente des charges.....	15
Pré dimensionnement des poutres.....	19
Pré dimensionnement des poteaux.....	20
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS.....	24
Calcul des éléments structuraux secondaires.....	24
Calcul des planchers.....	47
CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES.....	57
Calcul des inerties des voiles.....	57
Calcul du centre de torsion de la structure.....	58
Calcul de la position du centre de masse.....	59
Calcul de l'excentricité entre le centre de masse et la centre de torsion.....	62
Calcul de l'inertie polaire.....	63
CHAPITRE V : EVALUATION DES CHARGES.....	64
Evaluation des charges verticales supportées par les portiques.....	64
Evaluation des charges verticales supportées par les voiles.....	66
Evaluation des charges horizontales.....	67
CHAPITRE VI : LES SOLLICITATIONS.....	74

Distribution des efforts horizontaux au niveau des voiles.....	74
Calcul les sollicitations dans les refends sous les actions horizontales	75
Combinaisons des actions sur les voiles.....	77
Calcul des sollicitations verticales.....	79
CHAPITRE VII : FERRAILLAGE.....	93
Ferraillage des voiles.....	93
Ferraillage des poutres.....	101
Ferraillage des poteaux.....	105
CHAPITRE VIII : ETUDE DES FONDATIONS.....	108
BIBLIOGRAPHIE	115

Résumé :

Notre projet consiste en l'étude de la structure d'un bâtiment à usage d'habitation situé dans la wilaya de Guelma classée zone II a selon les règles parasismiques algériennes. Cette structure est composée de portiques transversaux (porteurs) et longitudinaux (de chaînage) contreventés par des voiles pleins d'épaisseur égale a 15cm disposés dans les deux directions et supportant la totalité de l'action sismique. Les planchers sont de type a corps creux 16+4.les fondations sont filantes sous voiles et isolées sous poteaux, toutes liées par des longrines. Le dimensionnement et le calcul des ferrailages de tous les éléments structuraux ont été effectués en conformité avec les règlements en vigueur (RPA et CBA).

Mots clés : portique, voile plein, RPA, CBA, corps creux, fondation, ferrailage.

Abstract:

Our project concerns the study of the structure of a housing building to be built at the district of Guelma classified as zone IIa according to the Algerian seismic code. This structure is a beam-column framed structure braced by 15 cm thick shear walls placed in both directions and supporting the whole of the seismic action. The floors are a 16+4 hollow block slabs. The foundations are continuous under the shear walls and spread under the columns, altogether linked by a series of ground beams. The dimensions and the calculation of the reinforcement of all structural elements have been carried out in accordance with both codes of calculation that is the CBA and the RPA.

Key words: Frames, shear walls, RPA, CBA, hollow blocks, foundation, reinforcement.

ملخص :

المشروع المقدم يخص دراسة هيكل عمارة سكنية مكونة من طابق ارضي و اربعة طوابق علوية، تقع في ولاية قالمة المصنفة منطقة IIa حسب تصنيف القواعد الزلزالية الجزائرية. هيكل هذه العمارة يتكون من عوارض و اعمدة و جدران خرسانية سمكها 15سم موزعة حسب الاتجاهين الاساسيين و تتحمل مجمل التأثيرات الزلزالية. كل الطوابق هي بلاطات ذات اجسام مجوفة 4+16. الاساسات مستمرة تحت الجدران الخرسانية و معزولة تحت الاعمدة، كلها مربوطة بسلسلة من الكمرات الارضية. كل الابعاد الهندسية و حسابات التسليح انجزت تبعا للقوانين السارية الفعل RPA و CBA.

الكلمات الاساسية : اطر، جدران خرسانية، RPA، CBA، اجسام مجوفة، تسليح، اساسات.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE
DES MATERIAUX

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I-1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

Le projet que nous présentons dans ce mémoire consiste à étudier un bâtiment (RDC+4) à usage d'habitation. Il est classé dans le « groupe d'usage 2 ».

L'ouvrage sera implanté à GUELMA, ville située en zone IIa, de sismicité moyenne, selon les règles parasismiques algériennes RPA99/version2003.

I-1.1 Caractéristiques géométriques:

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan, de dimensions:

- Hauteur des étages courants 3.15m.
- Hauteur du Rez-de chaussée 3.15 m.
- Hauteur totale du bâtiment 16.35 m.
- Longueur totale du bâtiment en plan20.81 m.
- Largeur totale du bâtiment en plan 11.52 m.

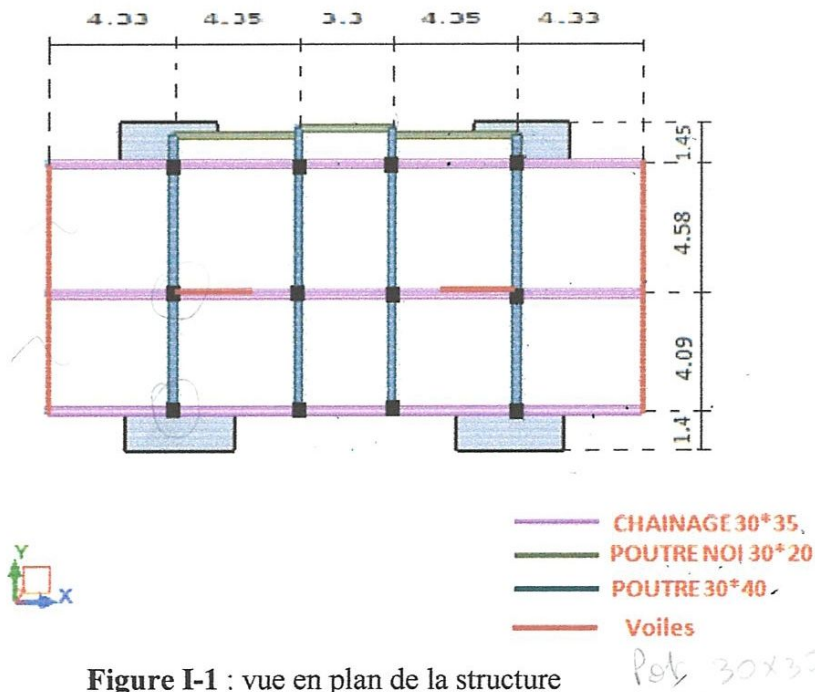


Figure I-1 : vue en plan de la structure

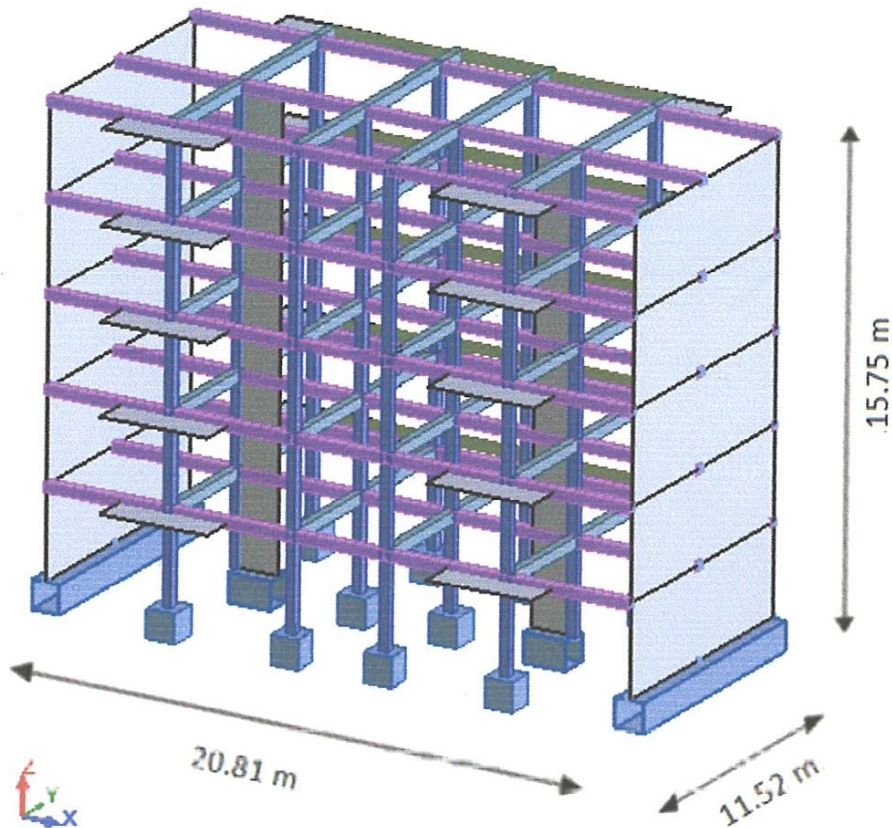


Figure I-2 : image de la structure en 3D

I-1-2 description de l'ossature :

Plancher:

Tous les planchers de cette structure sont de type en corps creux, le plancher du RDC est une dalle flottante.

Conception structurale:

L'ouvrage à étudier est une structure comportant des portiques et des voiles de contreventement. La structure est classée d'après la classification des systèmes structuraux du RPA comme une structure en portiques contreventés par des voiles en béton armé, ceci est dû au fait que les voiles reprennent 19% des sollicitations dues aux charges verticales (c'est-à-dire moins de 20%), ainsi que la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

Escaliers :

Le bâtiment comporte un seul type d'escalier ; à deux volées avec un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

Maçonneries:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

L'acrotère:

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

Terrasse:

La terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour entretien.

I-2 HYPOTHESES DE CALCUL :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

I-2-1 Le règlement CBA93 (BAEL 91) : basé sur la théorie des états limites.

a. Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

b. Etats limites de service (ELS) : constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

I-2-2 Règles parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003

Ce sont des règles visant à assurer une protection surfaissant de vies humaines et de moindres dommages subits par la construction vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

I-3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I-3-1- Béton

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et d'eau.

A-Dosage du béton

Nous avons utilisé une méthode pratique dite

« Méthode de **DREUX** et **GORISSE** »

Pour obtenir un béton normal ($D=25\text{mm}$) ayant une maniabilité plastique et une résistance à la compression $=25\text{ MPa}$, en supposant que les granulats utilisés sont secs, Nous utilisons l'abaque de Dreux énoncés dans la figure ci-dessous

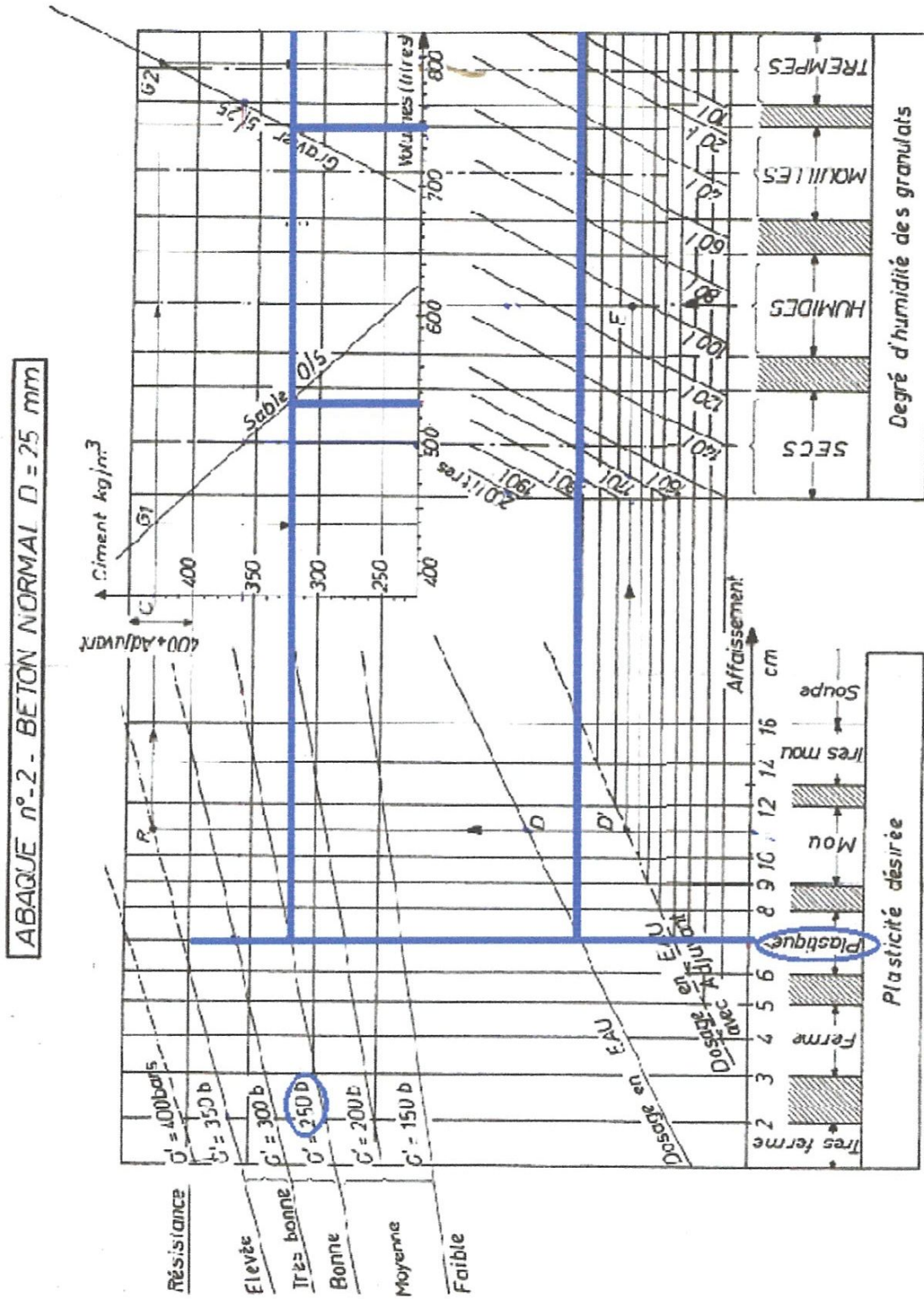


Figure I-3 : Abaque de DREUX

les compositions d' 1m^3 de béton est la suivante

- ♦ 320 kg de ciment CPJ 42.5R
- ♦ 530 L de sable
- ♦ 740 L de gravillon
- ♦ 175 L d'eau de gâchage

La méthode adoptée dans beaucoup de chantiers en Algérie :

- ♦ 350 kg de ciment de CPJ 42.5R
- ♦ 400 L de sable $D_s < 5\text{ mm}$
- ♦ 800 L de gravillon $5\text{ mm} < D_g < 25\text{ mm}$
- ♦ 175 L d'eau de gâchage

B –Masse volumique

Elle varie de 2.2 à 2.5 t / m^3 suivant la quantité d'acier mise dans le béton, dans les calculs elle est généralement prise pour un béton ordinaire égale à 2.5 t / m^3 .

C- Résistances mécaniques du béton :

- Résistance à la compression

D'après le tableau des résistances admises, le béton utilisé sera composé d'un ciment CPJ classe 42.5R avec un dosage à 350kg/ m^3 . La fabrication de ce dernier se fera avec « auto-contrôle surveillé » par conséquent et pour les calculs nous allons prendre :

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

-Résistance à la traction

Cette dernière est notée f_{tj} , elle est prise conventionnellement égale à :

$$f_{tj}= 0.6+0.06f_{cj} , \text{ et donc : } f_{t28}= 2.1\text{MPa}$$

d -Contraintes limites :

d.1 États limites ultimes (ELU) :

Pour le calcul aux E.L.U, on adopte le diagramme dit "parabole–rectangle"

(Figure I-4) En compression pure (section entièrement comprimée), le diagramme est constitué par un partie parabolique dont les déformations sont limitées à 2‰,et une partie rectangulaire dont les déformations limites sont 3.50‰.

En flexion (simple ou composée avec section partiellement comprimée), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme équivalent de calcul dit parabole rectangle.

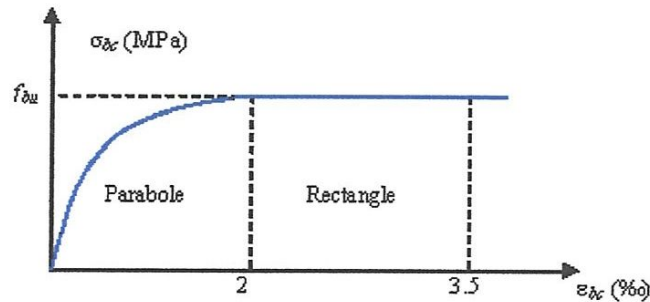


Figure I-4 : Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes-Déformations du béton

avec :

- f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.
- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si τ ne dépasse pas :

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$\bar{\tau} = \min(0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

d.2 État limite de service (ELS) :

Dans le cas des ELS le diagramme du béton est linéaire avec une contrainte limite du béton en compression $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ (Figure 1-5)

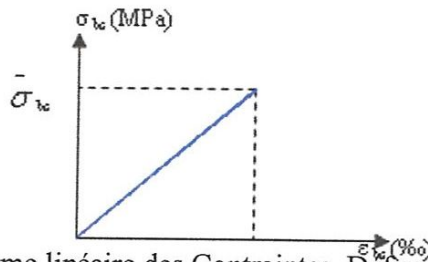


Figure I-5 : Diagramme linéaire des Contraintes-Déformations du béton

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

e-Le module de déformation longitudinale

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{vj} = 10818.16 \text{ MPa}$$

f. Coefficient de poisson ν :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = 0.20 \quad \text{dans le cas des états limites de services (béton non fissuré).}$$

$$\nu = 0 \quad \text{dans le cas des états limites ultimes (béton fissuré).}$$

I-3-2 Acier :

a. Définition :

L'acier est un alliage de fer et carbone (en faible pourcentage pour faciliter son pliage), son rôle principal est de palier à la faiblesse du béton et donc la reprise des efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux.
- Aciers à haute adhérence.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à : $E_s = 200\ 000$ MPa.

b. Caractéristiques mécaniques :

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance F_eE400 avec $f_e = 400$ MPa

C. Contraintes limites :

c.1 Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation de la figure I-6.

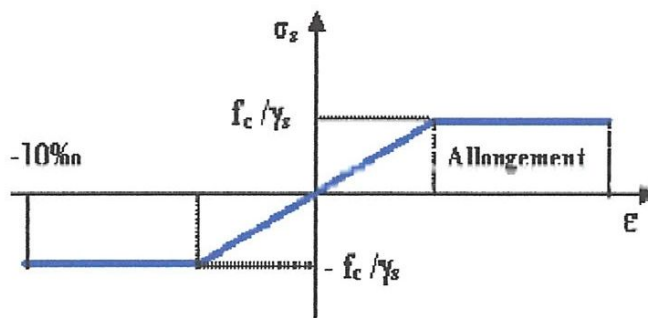


Figure 1-6 : diagramme Contraintes-Déformations d'acier

Où

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ Avec } E_s = 200\ 000 \text{ MPa.} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations fondamentales (durables ou transitoires).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \text{ en situation normale et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa} \text{ en situation}$$

accidentelle.

c.2 Etat limite de service :

la contrainte de l'acier en état limite de service selon l'état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

➤ **Coefficient d'équivalence:**

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

CHAPITRE II :
PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT ET DESCENTE
DES CHARGES

PRÉDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES CHARGES

INTRODUCTION :

Le prédimensionnement est une étape préliminaire, son but est de déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

II-1 : PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

A- Epaisseur du plancher (figura II- 1)

Le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume en le dimensionnement d'une poutrelle, et donc l'utilisation de la condition de flèche qui stipule que

$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5}$ / $L_{max} = 4.58 - 0.3 = 4.28m$ (longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis) et donc ; $3.55 - 0.4 = 3.10$

$h_t \geq \frac{428}{22.5} = 19 \text{ cm}$

Soit $h_t = 20 \text{ cm}$:
 { 16 cm de corps creux.
 { 4 cm de dalle de compression.

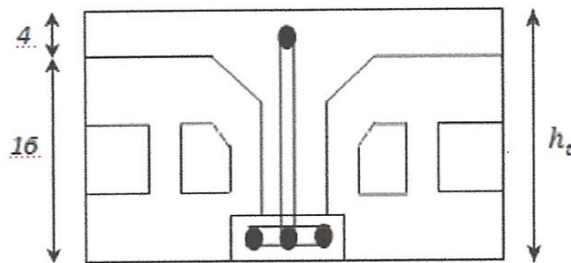


Figure II-1 : Coupe verticale du plancher en corps creux.

B – dimensions des poutrelles (figura II. 2)

$b_1 = \min(\frac{l_n}{2}; \frac{l_{max}}{10}; 6h_0)$ / l_n : la distance entre axes des nervures et $h_0 = 4cm$

$50cm \geq l_n \geq 80cm \Rightarrow l_n = \frac{50+80}{2} = 65cm$

$b_1 = \min(\frac{65}{2}; \frac{428}{10}; 24) \Rightarrow b_1 = 25 \text{ cm}$

$b_0 \geq \frac{h_t}{2} \Rightarrow b_0 \geq 10 \text{ cm}$

$$b = l_n = 65 \text{ cm}$$

$$\text{et } b_0 = b - 2b_1 = 65 - 50 = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b_0 = 15 \text{ cm}$$

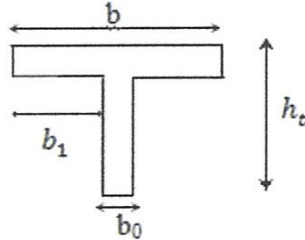


Figure II-2: Section de la poutrelle

II-2 : PREDIMENSIONNEMENT DES VOILLES

Le prédimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 de **RPA 99**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qui leurs reviennent et qu'ils transmettent aux fondations.

Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments

Satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

c.a.d:

$$e_{min} = 15 \text{ cm}$$

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 2.95 \text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités dans notre cas

$$e \geq h_e / 20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 14.75 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

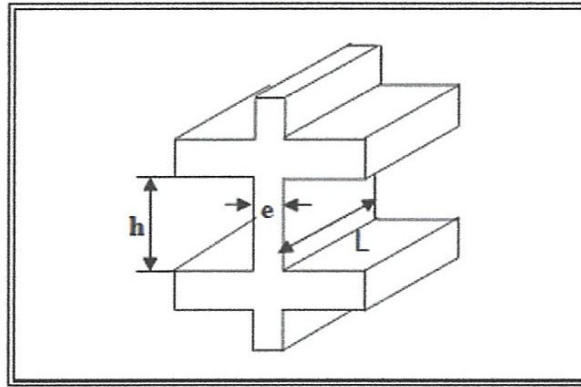


Figure II-3 : Coupe voile en élévation.

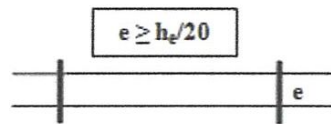


Figure II-4 : Coupe de voile en plan pour notre cas.

II-3 : PREDIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier

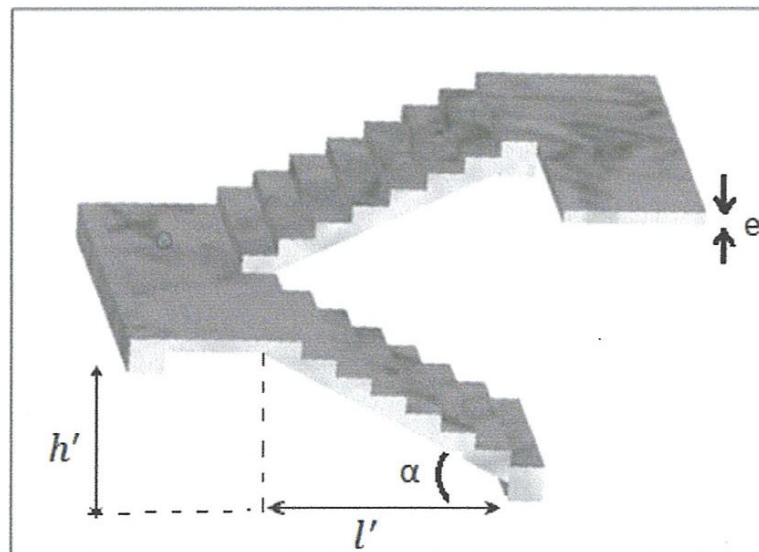


Figure II-5 : schéma de escalier

Caractéristiques techniques :

Hauteur : $H=3,15\text{m}$.

Giron : $g=30\text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a: $59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$.

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

Pour: $h=17,5\text{ cm}$

$N_c = H/h = 315/17,5 = 18$

N_c : nombre des contremarches on aura 18 contremarches entre chaque étage 9 contremarches par étage.

$n = N_c - 1 = 8$ marches

Inclinaison de la paille:

$Tg\alpha = h' / l'$ (h' et l') Figure (II.5)

$h' = N_c \times h \Rightarrow h' = 9 \times 17,5 \Rightarrow h' = 1,575\text{m}$

$l' = (n-1) \times g \Rightarrow l' = (9-1) \times 30 \Rightarrow l' = 2,4\text{m}$

$Tg\alpha = 1,575/2,4 \Rightarrow \alpha = 33,27^\circ$.

La longueur de volée est : $L = 1,575 / \sin\alpha \Rightarrow L = 2,87\text{m}$

L'épaisseur de la paille est : $L_0/30 \leq e \leq L_0/20$

L_0 : longueur développée = $2,87 + 1,5 = 4,37 \Rightarrow 4,34/30 \leq e \leq 4,34/20$

$\Rightarrow e = 16\text{cm}$.

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paille c'est-à-dire $e = 16\text{ cm}$

II-4 : DESCENTE DES CHARGES :**Introduction :**

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- ♦ Les charges permanentes (**G**).
- ♦ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

- Les planchers :

Plancher terrasse (inaccessible)

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau II-1: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1- Protection en gravillon	5	1600	80
2- Etanchéité multicouche	5	200	10
3- Forme de pente	10	2200	220
4- Isolation liège	4	400	16
5- Dalle en corps creux	16+4	1360	272 <i>280</i>
6- Enduit plâtre	2	1000	20
7- Couche de papier kraft	/	/	1
8- couche de par vapeur	0.8	1200	10

La charge permanente $G = 629 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

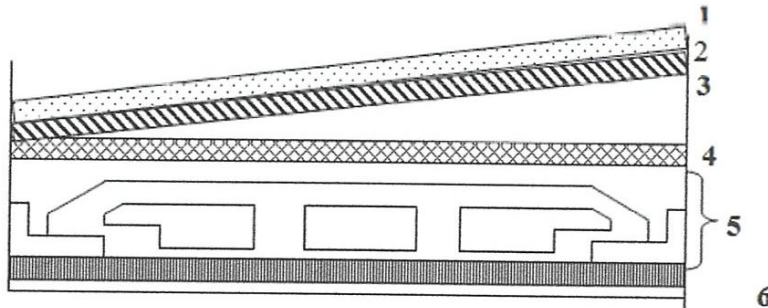


Figure II-6 : coupe plancher terrasse

Planchers étages courant+RDC : les planchers des étages courant sont en corps creux.

Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	1.5	2000	30
3-Lit de sable	1.5	1600	24
4-Dalle en corps creux	16+4	1360	272
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-cloison de séparation	10	1000	100

La charge permanente $G = 490 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

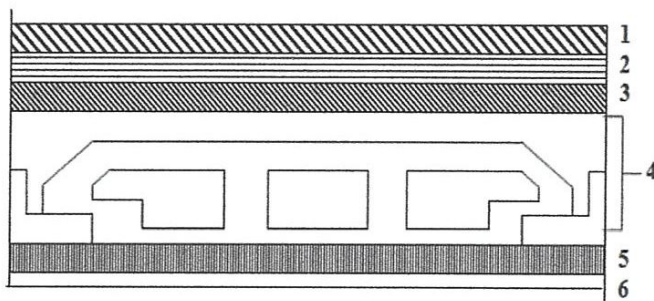


Figure II-7 : coupe plancher étage courant

• Mur extérieur:

Tableau II-3 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M ³)	G (KG/M ²)
Brique creuse	25	1400	350
Mortier de ciment	3	2000	60

La charge permanente $G = 410 \text{ Kg/m}^2$

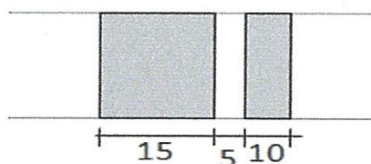


Figure II-8 : Mur extérieur

• L'acrotère

$$S = (0.02 \times 0.2) / (2) + (0.08 \times 0.2) + (0.1 \times 0.5) = 0,068 \text{ m}^2$$

$$P = (0.068 \times 2500) = 170 \text{ Kg/ml}$$

Enduit : ep 2cm → 55 Kg/ml

Charge permanente : $G = 225 \text{ kg/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/ml}$

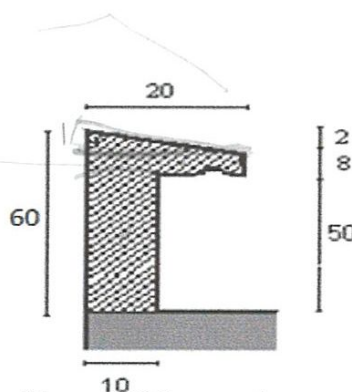


Figure. II-9 : acrotère

- **Balcons** : les balcons sont en dalle pleine

Tableau II-4 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M ³)	G (KG/M ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	1.5	2000	30
Lit de sable	1.5	1800	27
Dalle en BA	15	2500	375
Enduit ciment	2	2000	40

La charge permanente $G = 516 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

L'escalier: Palier

Tableau II-5 : Evaluation des charges permanentes de palier

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M ³)	G (KG/M ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	1.5	2000	30
Lit de sable	1.5	1800	27
Dalle en BA	16	2500	400
Enduit ciment	2	2000	40

La charge permanente $G = 541 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

Volée:

Tableau II-6 : Evaluation des charges permanentes de volée

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	1.5	2000	30
Lit de sable	1.5	1800	27
Marche	17.5	2200	$2200 \times 0,175/2 = 192,5$
Paillasse	16	2500	$(2500 \times 0,16)/\cos 33,27 = 478,41$
Enduit ciment	2	2000	40
Gardes corps	/	/	20

La charge permanente $G = 831,91 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

II-5 : PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaire s elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargement vertical ramené par les planchers.

Les poutres seront prés dimensionnés selon les formules empiriques données par le **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99 (v2003)**

Poutres principales (porteuses):**D après le BAEL91:**

Selon la condition de flèche :

$$\begin{aligned} \diamond L/15 \leq h \leq L/10 & \quad h : \text{ hauteur de la poutre.} \\ \diamond 0.3 \leq b \leq 0.7h & \quad b : \text{ largeur de la poutre.} \end{aligned}$$

Avec : L : portée maximale de poutre.

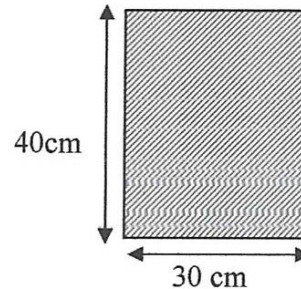
Nous avons : L= 4.28 m.

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 28.53 \text{ cm} \leq h \leq 42.8 \text{ cm.}$$

On prend $h=40\text{cm}$.

$$0.3h \leq b \leq 0.7 h \quad \Rightarrow \quad 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm.}$$

On prend $b=30\text{cm}$.



Les dimensions des poutres doivent respecter l article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :

$$\begin{aligned} \diamond b \geq 20 \text{ cm.} & \quad \Rightarrow \quad b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \quad \text{vérifiée.} \\ \diamond h \geq 30 \text{ cm.} & \quad \Rightarrow \quad h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \quad \text{vérifiée.} \\ \diamond h/b \leq 4 & \quad \Rightarrow \quad h/b = 1.33 < 4 \quad \text{vérifiée.} \end{aligned}$$

poutres secondaires (non porteuses :chainages) :**D après le BAEL91:**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Nous avons : L= 4.05 m.

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 27 \text{ cm} \leq h_t \leq 40.5 \text{ cm.}$$

On prend $h=35 \text{ cm}$.

$$0.3h \leq b \leq 0.7 h \quad \Rightarrow \quad 10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm.}$$

On prend $b=30 \text{ cm}$.

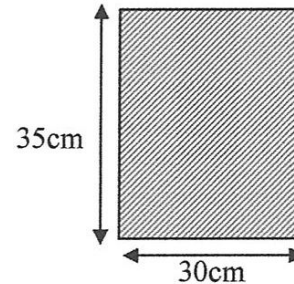
Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :

- ♦ $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifie.
- ♦ $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.16 < 4$ vérifie.

Finalement :

Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$



II-6 : PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99** (Article : 7.4.1)

En zone **IIa** les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ♦ $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm}$
- ♦ $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$
- ♦ $1/4 < a/h < 4$

Avec (a, b) : dimension de la section.

h_e : hauteur libre d'étage.

Nous optons pour des poteaux carrés $(a=b) = (30 \times 30)$

II-7-1 Descente des charges sur les poteaux

Nous allons déterminer la charge revenant à deux poteaux

a - poteau de rive

Surface afférente $S = 7.67 \text{ m}^2$

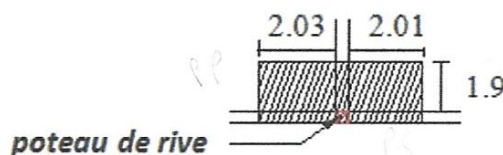


Figure II- 10 : Surface afférente pour poteau de rive

II-7-2 vérification des poteaux

Les poteaux seront prédimensionnés par vérification à la compression simple

D'après BAEL 91 article B 8.4.1

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

B_r : section réduite du poteau (en cm^2) = $(30-2)^2 = 784 \text{cm}^2$

A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A_{\text{MIN}} = \max(4u ; 0.2\%B) \Rightarrow A_{\text{min}} = 4.8 \text{ cm}^2$$

f_{c28} : résistance à la compression de béton = 25MPa

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa

$\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : coefficient dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = 0,60(50/\lambda)^2 & \dots \text{si } 50 < \lambda < 70. \\ \alpha = \frac{0,85}{(1+0,2(\lambda/35)^2)} & \dots \text{si } \lambda \leq 50. \end{cases} \quad \text{BAEL (article B.8.4.1)}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad / \quad l_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 3.15 = 2.2 \text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{\text{min}}}{S}} \quad / \quad I_{\text{min}} = I \text{ (section carrée)} = \frac{a^4}{12} = 6.75 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$S = (0.3)^2 = 0.09 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow i = 8.66 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\lambda = 25.4 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 0.508) = 0.77$$

$$N_u \leq 0.77 \left(0.0784 \times \frac{2500}{0.9 \times 1.5} + 4.8 \times 10^{-4} \times \frac{40000}{1.15} \right) = 124.64 \text{ t}$$

$122.14 < 124.64 \rightarrow$ Vérifié \Rightarrow on gardera donc pour section des poteaux celle donnée par les conditions du RPA à savoir **(30×30) cm^2** .

III-1-1-3 Ferrailage de l'acrotère:

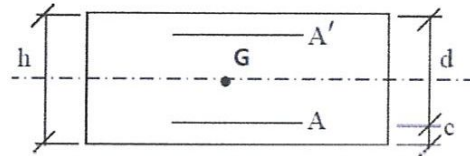
Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné fait pour une bande d'un mètre linéaire; pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 2 cm

$d = h - c$: Hauteur utile



M_f : Moment fictif calculé par rapport au **C.D.G** des armatures tendues.

a) Calcul des armatures à L'ELU :**Position du centre de pression à l'ELU :**

$e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.03} = 0.29 \text{ m} = 29 \text{ cm} > \frac{h}{2}$ → Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est a priori partiellement comprimée, et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f).

Calcul en flexion simple:**➤ Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 3.03 \times (0.29 + 0.05 - 0.02) = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.97 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.0106$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0.0106 < \mu_l = 0.392 \quad (\mu_l = 0.392 \text{ pour } F_e E400)$$

⇒ La section est simplement armée donc $A'_u = 0$

➤ Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

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

et

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.995 \text{ et donc: } A_f = \frac{0.97 \times 10^6}{0.995 \times 80 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

III-1-1-4 : Vérifications à l'ELU:

a) condition de non fragilité: (Art.A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0.23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.006 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } A_s = 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 3\text{HA6} = 0.85 \text{ cm}^2$$

b) Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)

$$N_u = 1.5Q = 150 \text{ Kg}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0.019 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPA} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

c) Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :

$$l_s = 40 \varnothing = 40 \times 0.6 = 24 \text{ cm}$$

III-1-1-5 : Vérifications à l'ELS:

$$e_0 = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.6}{2.25} = 0.26 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0.016 \text{ m} \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée}$$

$$M_{SA} = N_S \left(d - \frac{h}{2} \right) + M_S = 225(0.08 - 0.05) + 60 \Rightarrow M_{SA} = 0.67 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{ST} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \quad / \eta = 1.6 \text{ « armature en HA »}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{ST} = 202 \text{ MPA}$$

$$\bar{Z}_1 = d - \frac{\bar{y}}{3} \quad \text{avec: } \bar{y} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 202} \times 80 = 42.15 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \bar{Z}_1 = 8 - \frac{4,2}{3} = 6.6 \text{ cm et donc } M_1 = \sigma_{bc} \times b \times \bar{y} \times \frac{\bar{Z}}{12} = 2.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{SA} < M_1 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_{SA}}{Z_1 \times \sigma_{st}} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max \left(A_{St} - \frac{M_s}{\sigma_{st}} ; A_{\min} \right) \Rightarrow A_s \geq 0.96 \rightarrow 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

III-1-1-6 Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3) :

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \cdot C_p \cdot W_p \text{ avec :}$$

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone II.a, groupe d'usage 2)

$$\Rightarrow A = 0.15 \text{ selon (RPA99 – art 2-3-2 Tableau 4 -1)}$$

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$) élément console

W_p : Poids de l'acrotère = 225 kg/ml

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 225 = 108 \text{ Kg /ml}$$

$$f_p < 1.5Q \quad \rightarrow \text{condition déjà vérifié}$$

III-1-1-7 -Dessin du ferrailage de l'acrotère :

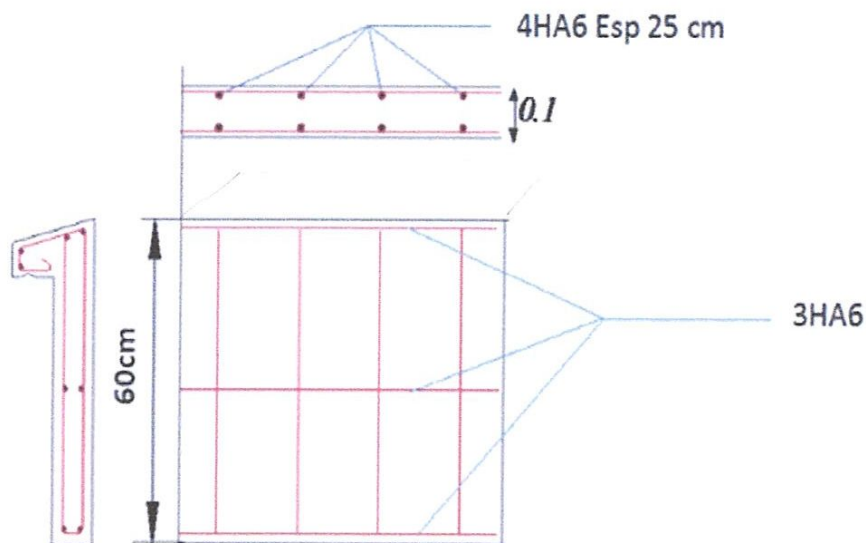
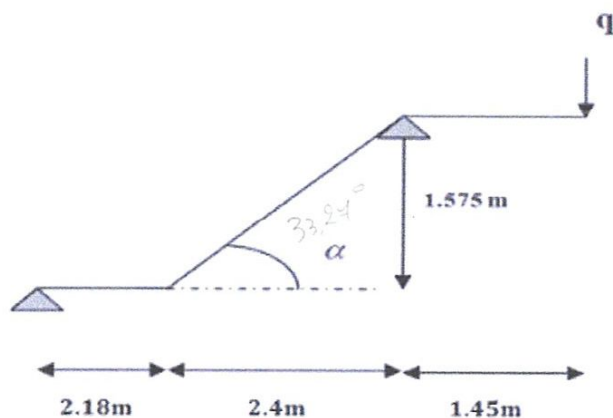


Figure. III-3: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III-1-2 Calcul des escaliers

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un escalier à deux volées; il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

L'escalier est assimilé statiquement dans le calcul à une poutre isostatique.



III-1-5 : Schéma statique d'escalier

III-1-2-1 : charges et surcharges

Palier $G = 541 \text{ Kg/m}^2$

$$Q = 250 \text{ Kg/m}^2$$

Paillasse $G = 831.91 \text{ Kg/m}^2$

$$Q = 250 \text{ Kg/m}^2$$

Mur $G = 410 \times (1.575 - 0.16) = 580.15 \text{ Kg/ml}$

III-1-2-2 : Calcul à l'état limite ultime (ELU)

➤ Combinaison à l'état limite ultime (ELU) :

Palier $q_{u1} = (1.35 \times 5.41 + 1.5 \times 2.5) \times 1.4 = 15.47 \text{ KN/ml}$

Paillasse $q_{u2} = (1.35 \times 8.32 + 1.5 \times 2.5) \times 1.4 = 21 \text{ KN/ml}$

Mur $q_{um} = 1.35 \times 5.8 \times 1.4 = 10.96 \text{ KN}$ (1.4m est la largeur de l'escalier)

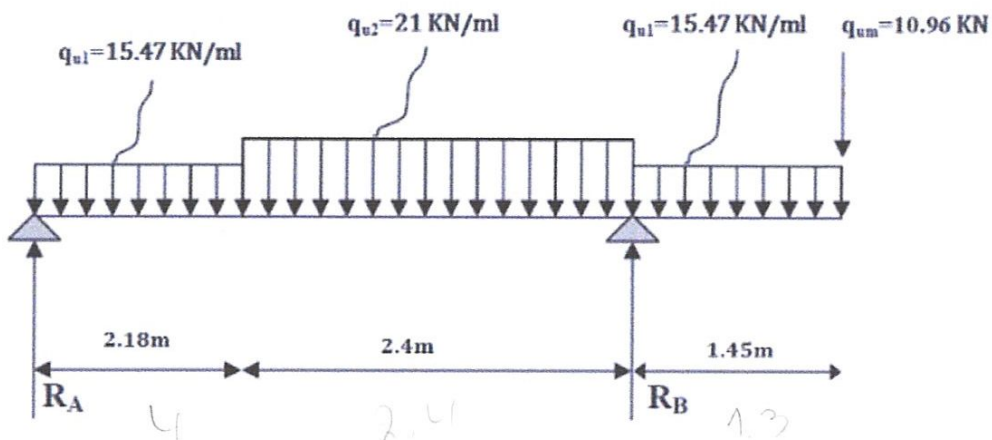


Figure III-1-6 : Schéma statique de calcul

➤ Diagramme des sollicitations : (ELU)

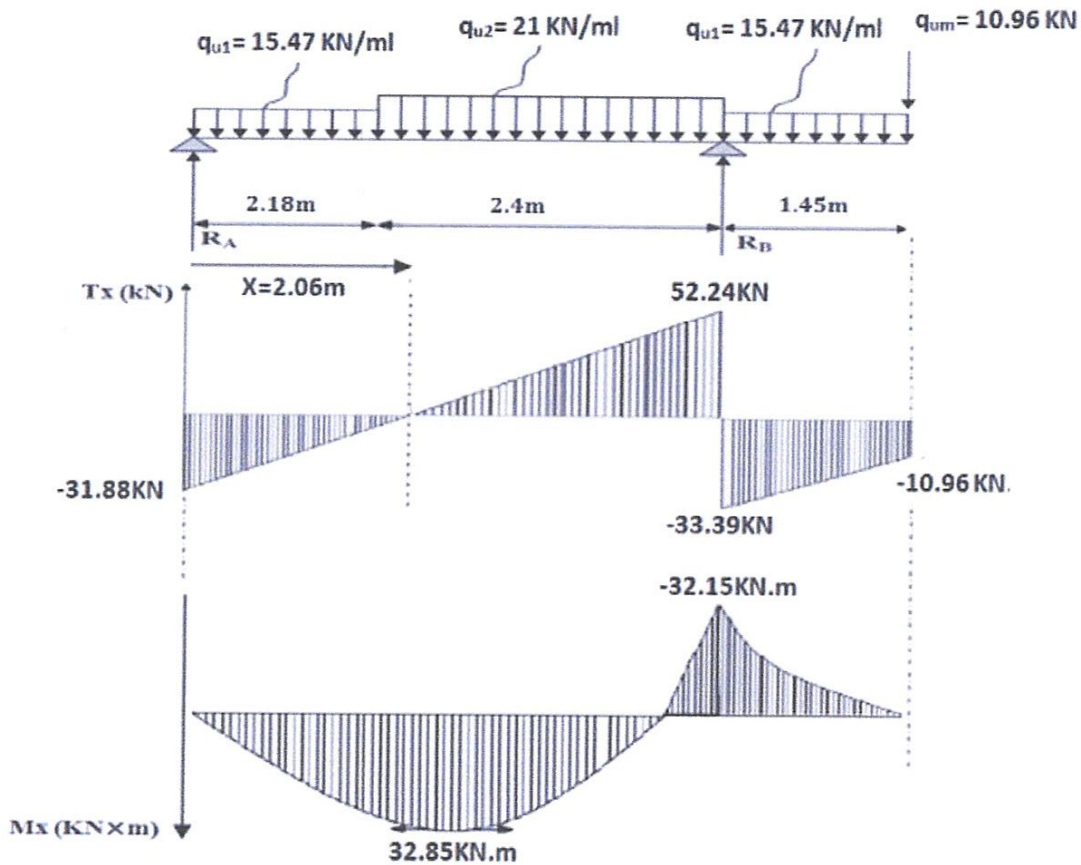


Figure III-4 : Diagramme des sollicitations

Afin de tenir compte des encastremets partiels, les moments en travées et aux appuis seront affectés de 0.85 et de 0.3 respectivement.

- En appui A : $M_{uA} = -0.3M_{umax} = -0,3 (32.85) = -9.86 \text{ KN}\cdot\text{m}$

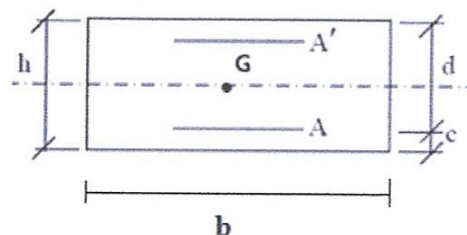
- En travées : $M_{uT} = 0.85M_{umax} = 0,85 (32.85) = 27.92 \text{ KN}\cdot\text{m}$

- En appui B : $M_{uB} = -32.15 \text{ KN}\cdot\text{m}$

➤ Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1.4 m.

$h = 16 \text{ cm}$, $b = 140 \text{ cm}$, $d = 14 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$



➤ Armatures principales :

Appui A:

$$\mu_u = \frac{M_u A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.86 \times 10^6}{1400 \times 140^2 \times 14.2} = 0.025$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u < \mu_l \quad (\mu_l = 0.392 \text{ pour } F_c E400)$$

⇒ La section est simplement armée donc $A'_u = 0$

$$A_u = \frac{M_u A}{\beta d \sigma_s} \text{ avec } \beta = 1 - (0.4 \times \alpha) \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.987 \quad ; \quad \sigma_s = 384 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{9.86 \times 10^5}{0.987 \times 14 \times 348 \times 10^2} = 2.05 \text{ cm}^2 \quad (\text{soit } 3HA 12 = 3.39 \text{ cm}^2)$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u T}{bd^2 f_{bu}} = \frac{27.92 \times 10^6}{1400 \times 140^2 \times 14.2} = 0.071$$

$$\mu_u < \mu_l \quad (\mu_l = 0.392 \text{ pour } F_c E400) \Rightarrow \text{La section est simplement armée donc } A'_u = 0$$

$$A_u = \frac{M_u T}{\beta d \sigma_s} \text{ avec } \beta = 0.963 \quad ; \quad \sigma_s = 384 \text{ MPa et } A_u = \frac{27.92 \times 10^5}{0.963 \times 14 \times 348 \times 10^2} = 5.95 \text{ cm}^2$$

(soit 7HA 12 = 7.92 cm²)

Appui B :

$$\mu_u = \frac{M_u B}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32.15 \times 10^6}{1400 \times 140^2 \times 14.2} = 0.0825$$

$$\mu_u < \mu_l \quad (\mu_l = 0.392 \text{ pour } F_c E400)$$

⇒ La section est simplement armée donc $A'_u = 0$

$$A_u = \frac{M_u B}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = 0.956 \quad ; \quad \sigma_s = 384 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{32.15 \times 10^5}{0.956 \times 14 \times 348 \times 10^2} = 6.9 \text{ cm}^2 \quad (\text{soit } 10HA 12 = 11.31 \text{ cm}^2)$$

➤ Armatures de répartition :

Appui A:

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.5}{4} = 1.37 \text{ cm}^2 \quad (\text{soit } 5\text{HA } 8 = 2.51 \text{ cm}^2)$$

En travée :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 \quad (\text{soit } 5\text{HA } 8 = 2.51 \text{ cm}^2)$$

Appui B :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{11.31}{4} = 2.82 \text{ cm}^2 \quad (\text{soit } 6\text{HA } 8 = 3.02 \text{ cm}^2)$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91A4.21) :

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 140 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} < A_u \rightarrow \text{vérifiée}$$

➤ Espacement des barres (Armatures principales) :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(48; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Appui A:

$$S_t = \frac{140}{2} = 70 > 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{nous allons utiliser } 7\text{HA}10 \text{ esp } 20 \text{ cm}$$

En travée :

$$S_t = \frac{140 - 10 - 8.4}{6} = 20 \text{ cm}$$

Appui B :

$$S_t = \frac{140 - 10 - 12}{9} = 13 \text{ cm}$$

➤ vérification de l'effort tranchant (BAEL91.ArtA552) :

$$\tau_U = \frac{V_{u\max}}{bd} = \frac{52.24 \times 10^3}{1400 \times 140} = 0.266 \text{ MPA}$$

$\bar{\tau} = 0.07 \cdot \frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-1-2-3 : Calcul à l'état limite service (ELS)

➤ Combinaison à l'état limite ultime (ELU) :

Palier $q_{s1} = (5.41+2.5) \times 1.4 = 11.07 \text{ KN/ml}$

Paillasse $q_{s2} = (8.32+2.5) \times 1.4 = 15.15 \text{ KN/ml}$

Mur $q_{sm} = 5.8 \times 1.4 = 8.12 \text{ KN}$

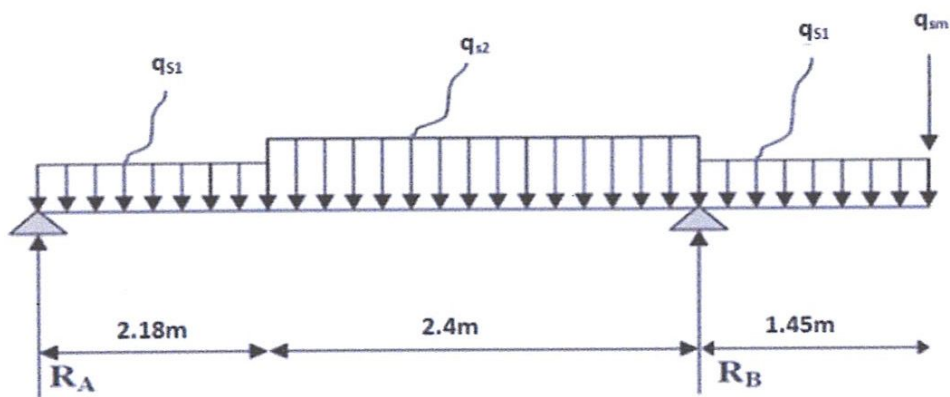


Figure III-5 : Schéma statique de calcul

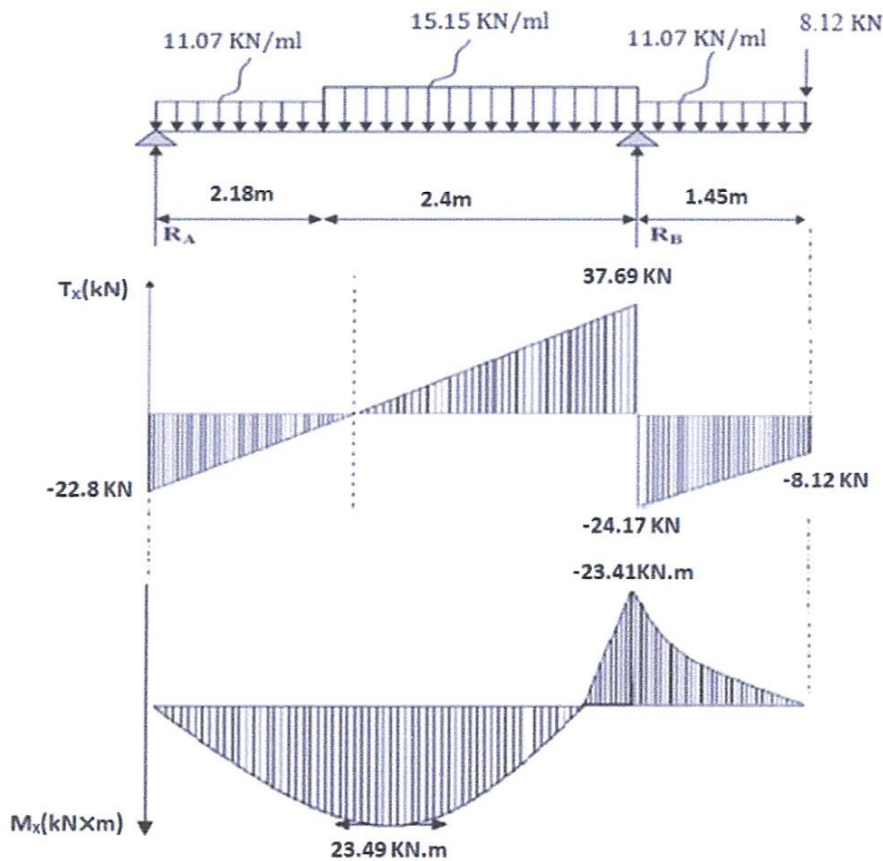


Figure III-6 : Diagramme des sollicitations

Afin de tenir compte des semi encastres, les moments en travées et aux appuis seront affectés de 0.85 et de 0.3 respectivement.

- En appui A : $M_{sA} = -0.3M_{umax} = -7.04 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{sT} = 0.85M_{umax} = 19.96 \text{ KN.m}$
- En appui B : $M_{sB} = -23.41 \text{ KN.m}$

➤ **Armatures principales :**

Appui A:

$$\mu_1 = \frac{M_{sA}}{bd^2 \times \sigma_{st}} \quad / \quad \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \text{ avec } \eta = 1.6$$

$$\Rightarrow \mu_1 = \frac{7.04 \times 10^6}{1400 \times 140^2 \times 202} = 0.0012$$

$$K = 0.015 \quad ; \quad \beta_1 = 0.94$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0.015 \times 202 = 3.03 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A'_s = \frac{M_{SA}}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{7.04 \times 10^5}{0.94 \times 14 \times 202 \times 10^2} = 2.64 \text{ cm}^2 < A_U \Rightarrow \text{vérifié}$$

En travée :

$$\mu_1 = \frac{M_{st}}{bd^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = 0.0036$$

$$K = 0.028 \quad ; \quad \beta_1 = 0.902$$

$$\sigma_{bc} = k \times \bar{\sigma}_{st} = 0.028 \times 202 = 5.65 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = 7.82 \text{ cm}^2 < A_U \Rightarrow \text{vérifié}$$

Appui B:

$$\mu_1 = \frac{M_{sB}}{bd^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = 0.0042$$

$$K = 0.030 \quad ; \quad \beta_1 = 0.896$$

$$\sigma_{bc} = k \times \bar{\sigma}_{st} = 0.03 \times 202 = 6.06 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A'_s = \frac{M_{sB}}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = 9.17 \text{ cm}^2 < A_U \Rightarrow \text{vérifié}$$

Finalement :

➤ Résultats : 3 HA 12

Appui (A) : $A_{Prin} = 7HA\ 10\ esp\ 20cm$

$A_t = 5HA8/ml$

Appui (B) : $A_{Prin} = 10HA\ 12\ esp\ 13cm$

$A_t = 6HA8/ml$

Travée : $A_{Prin} = 7HA\ 12\ esp\ 20cm$

$A_t = 5HA8 / ml$

III-1-2-4 : Dessin du ferrailage de l'escalier

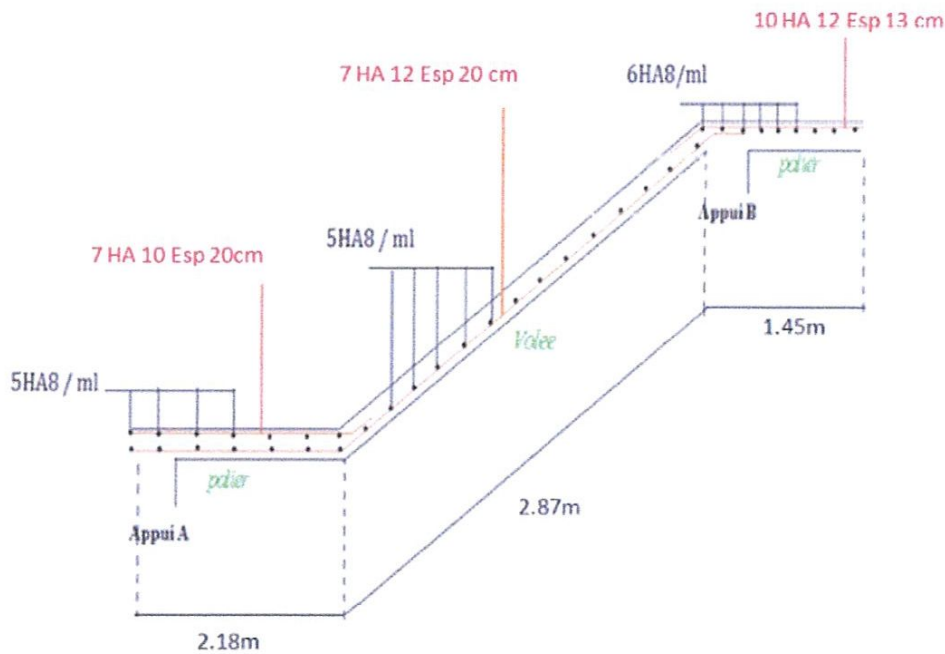


Figure III-7 : Schéma de ferrailage de l'escalier

➤ à l'ELU :

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{39.34 \times 3^2}{8} = 44.25 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant

$$T = \frac{qu \times l}{2} = \frac{39.34 \times 3}{2} = 59.01 \text{ KN}$$

En tenant compte des semi encastres on aura :

$$M_{uapp} = (-0, 3) M_0 = -13.27 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ut} = (0, 85) M_0 = 37.61 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferrailage :**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{uT}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{37.61 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0.168$$

$$\mu_u < \mu_l \quad \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée donc $A'_u = 0$

$$A_u = \frac{M_{uT}}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec} \quad \beta = 0.907 \quad ; \quad \sigma_s = 384 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{37.61 \times 10^5}{0.907 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 4.25 \text{ cm}^2 \quad (\text{soit } 6 \text{ HA } 14 = 6.79 \text{ cm}^2)$$

6 HA 14 = 6.79

En appui :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.27 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0.06$$

$$\mu_u < \mu_l \quad \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée donc $A'_u = 0$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec} \quad \beta = 0.97 \quad ; \quad \sigma_s = 384 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{13.27 \times 10^5}{0.97 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 1.4 \text{ cm}^2 \quad (\text{soit } 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2)$$

En tenant compte des semi encastres on aura :

$$M_{sapp} = (-0,3) M_0 = -9.6 \text{ KN.m.}$$

$$M_{st} = (0,85) M_0 = 27.17 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$\mu_1 = \frac{M_{sapp}}{bd^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\Rightarrow \mu_1 = \frac{9.6 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 202} = 0.003$$

$$K = 0.025 \quad ; \quad \beta_1 = 0.91$$

$$\sigma_{bc} = k \times \bar{\sigma}_{st} = 0.025 \times 202 = 5.05 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{9.6 \times 10^5}{0.91 \times 28 \times 202 \times 10^2} = 1.86 \text{ cm}^2 < A_U \Rightarrow \text{vérifié}$$

En travée :

$$\mu_1 = \frac{M_{st}}{bd^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = 0.0085$$

$$K = 0.047 \quad ; \quad \beta_1 = 0.861$$

$$\sigma_{bc} = k \times \bar{\sigma}_{st} = 0.047 \times 202 = 9.49 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = 5.57 \text{ cm}^2 < A_U \Rightarrow \text{vérifié}$$

➤ Résultat :

Appui : $A_{Prin} = 3HA\ 12$ et $A_t = HA6$ Esp 7 cmTravée : $A_{Prin} = 6HA\ 12$ et $A_t = HA6$ Esp 15cm

III-1-2-6 : Dessin du ferrailage de la poutre palière

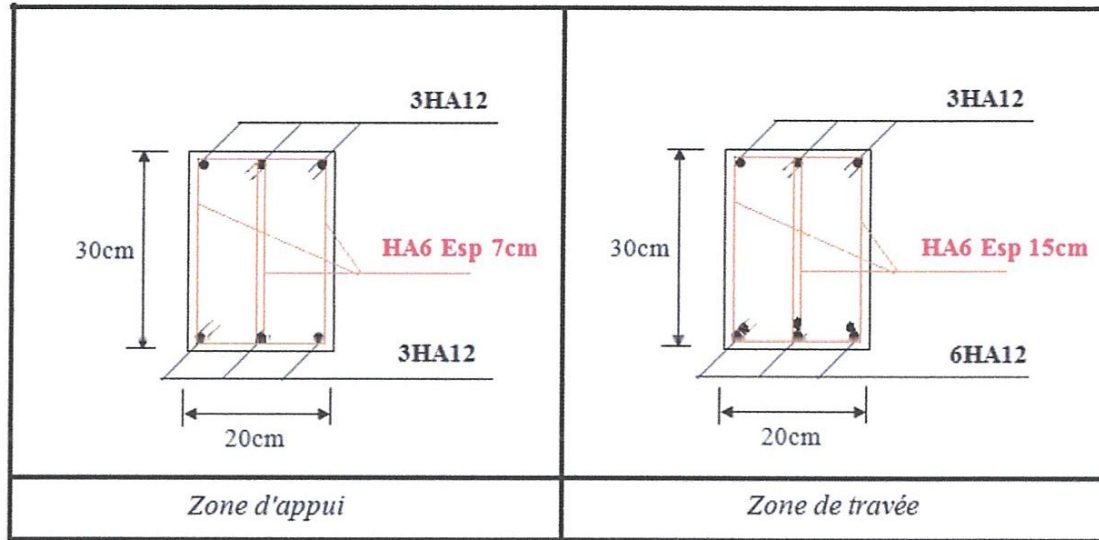


Figure III-8 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III-1-3 Calcul des Balcons

Dans notre structure nous avons un seul type de balcon « console en dalle pleine »

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher.

Elle est réalisée en dalle pleine.

III-1-3-1 pré dimensionnement de la dalle pleine :

Longueur = 3.76m

Largeur = 1.45m

$$L' épaisseur \geq \frac{L}{20} + 7\text{cm} \Rightarrow ep \geq \frac{1.45}{20} + 7 = 15.25\text{ cm}$$

L'épaisseur doit être au moins égale 12cm suivant (RPA99 V 2003), On adopte une épaisseur $ep = 15\text{cm}$

Schéma statique de calcul:

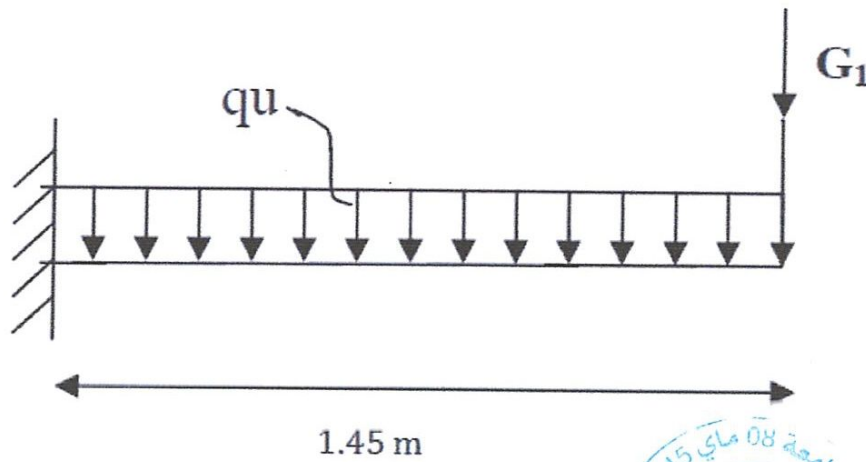


Figure III-9 Schéma statique du balcon

q_u : charge ultime sur la dalle.

G_1 : poids du garde-corps.

III-1-3-2 Calcul des efforts:

$$G = 516 \text{ Kg/m}^2 = 5.16 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ Kg/m}^2 = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_1 = 200 \text{ Kg/m}^2 = 2 \text{ KN/m}^2 \text{ à multiplier par bande de } 1 \text{ m.}$$

➤ Combinaisons de charges:

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m .

A l'ELU :

$$\text{La dalle : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = [1,35(5,16) + 1,5(3,5)] \times 1\text{m} = 12,216 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Le garde corps : } q_{u1} = 1\text{ml} \times 1,35G_1 = 1 \times 1,35 \times 2 = 2,7 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS:

$$\text{La Dalle: } q_s = (G+Q) \times 1\text{m} = (5,16+3,5) \times 1\text{m} = 8,66 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le garde corps: } q_{s1} = G_1 \times 1\text{m} = 2 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calculs des moments d'encastres****A l'ELU:**

Le moment dû à la charge q_u de la dalle pleine:

$$M_{qu} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.216 \times 1.45^2}{2} = 12.84 \text{ KN.m}$$

Le moment dû à la charge q_{u1} de garde corps:

$$M_{qu1} = q_{u1} \times L = 2.7 \times 1.45 = 3.91 \text{ KN.m}$$

$$M_U = M_{qu} + M_{qu1} = 12.84 + 3.91 = 16.57 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

Le moment dû à la charge q_s de la dalle pleine:

$$M_{qs} = \frac{q_s l^2}{2} = \frac{8.66 \times 1.45^2}{2} = 9.1 \text{ KN.m}$$

Le moment dû à la charge q_{s1} de garde corps:

$$M_{qs1} = q_{s1} \times L = 2 \times 1.45 = 2.9 \text{ KN.m}$$

$$M_S = M_{qs} + M_{qs1} = 9.1 + 2.9 = 12 \text{ KN.m}$$

III-1-3-3 Calcul des armatures à l'ELU :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; d = 0,15 - 0,02 = 0,13 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.57 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.069$$

$$\mu_u < \mu_1 \quad \mu_1 = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée donc $A_u = 0$

$$A'_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = 0.964 \quad ; \quad \sigma_s = 384 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{16.57 \times 10^5}{0.964 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 3.84 \text{ cm}^2 \quad (\text{soit } 5 \text{ HA } 12 = 5.65 \text{ cm}^2)$$

III-2 Calcul des planchers

III-2-1 Introduction

Les planchers sont des aires horizontales séparant deux niveaux ; ils peuvent être

Exécuté en béton armé, ils ont deux fonctions principales

➤ Fonction d'isolation

Ils assurent une isolation thermique et phonique entre les différents étages.

➤ Fonction de résistance

Les planchers supportent leur propre poids ainsi que les charges permanentes et les surcharges d'exploitations qui leurs sont appliquées.

III-2-2 étude des planchers

Notre type de plancher est un plancher en corps creux ,son calcul se résume en l'étude de poutrelles.

Les moments et les efforts tranchants dans les poutrelles sont calculés selon la méthode de **Caquot** su que la méthode forfaitaire n'est pas applicable car le rapport

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.35}{3.3} = 1.31 > 1.25.$$

- Plancher terrasse

Pour notre projet nous allons calculer les poutrelles au niveau de la terrasse et généraliser ce ferrailage à toutes les poutrelles si les charges au niveau de l'étage courant s'avèrent être inférieures à celles de la terrasse.

$$G_t = 629 \text{ Kg/m}^2 \quad Q_t = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{A l'ELU: } q_u = (1.35G_t + 1.5Q_t) \times 0.65 = 649.44 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = (G_t + Q_t) \times 0.65 = 473.85 \text{ Kg/ml}$$

- Plancher courant

$$G_{et} = 490 \text{ Kg/m}^2 \quad Q_{et} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{A l'ELU: } q_u = (1.35G_{et} + 1.5Q_{et}) \times 0.65 = 576.22 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = (G_{et} + Q_{et}) \times 0.65 = 416 \text{ Kg/ml}$$

$\Rightarrow q_u$ (Plancher courant) = 576.22 Kg/ml < q_u (Plancher terrasse) = 649.44 Kg/ml

Et

q_s (Plancher courant) = 416 Kg/ml < q_s (Plancher terrasse) = 473.85 Kg/ml

\Rightarrow Nous allons effectivement donc adopter le meme ferrailage que celui de la terrasse pour tous les planchers .

Dans notre structure nous allons considérer un seul type de poutrelle qui est la suivante :

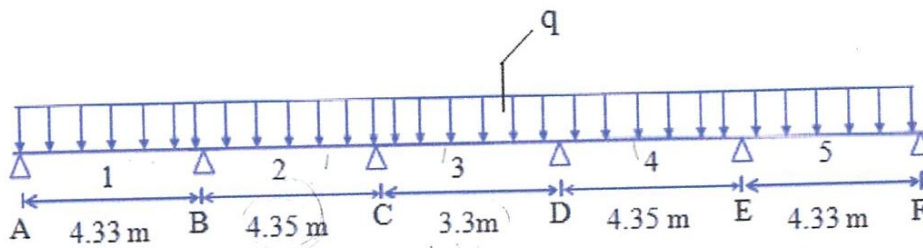


Figure III-11 : Schéma statique de la poutrelle

III-2-3 Calcul des moments a l'ELU

➤ sur les appuis intermédiaires (B ; C ; D ; E)

$$M_u = \frac{q_g \times (l'_g)^3 + q_d \times (l'_d)^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \text{ avec}$$

$l' = 0.8 \times l$ pour une travée intermédiaire

$l' = 1$ pour une travée de rive

les valeurs des moments sur appuis sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-1 moments sur les appuis

APPUI	l'_g (m)	l'_d (m)	q_g (t/ml)	q_d (t/ml)	M_i (t.m)
B	4.33	3.48	0.649	0.649	1.2
C	3.48	2.64	0.649	0.649	0.75
D	2.64	3.48	0.649	0.649	0.75
E	3.48	4.33	0.649	0.649	1.2

➤ sur les appuis de rive (A ; F)

$$M_u = 0.2 \times M_0 = 0.2 \times \frac{q \times l^2}{8} = 0.2 \times \frac{0.649 \times (4.33)^2}{8} = 0.3 \text{ t.m}$$

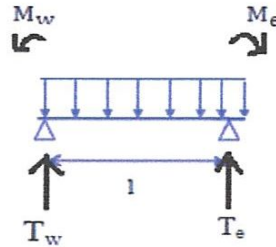
Les moments en travées et sur appuis pour les différentes travées seront calculés comme suit :

➤ en travée

$$T_w = \frac{q l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = \frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$M_t = T_w \times x - \frac{q x^2}{2} - M_w \quad \text{avec } x = \frac{T_w}{q}$$



Les résultats sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau III-2 moments et efforts tranchants

Travée	M _w (t.m)	M _e (t.m)	q(t)	L(m)	T _w (t)	T _e (t)	X(m)	M _i (t.m)
1	0.3	1.2	0.649	4.33	1.2	1.6	1.84	0.81
2	1.2	0.75	0.649	4.35	1.51	1.31	2.32	0.57
3	0.75	0.75	0.649	3.3	1.07	1.07	1.64	0.132
4	0.75	1.2	0.649	4.35	1.31	1.51	2.01	0.57
5	1.2	0.3	0.649	4.33	1.6	1.2	2.46	0.81

➤ Diagramme des moments et des efforts tranchants :

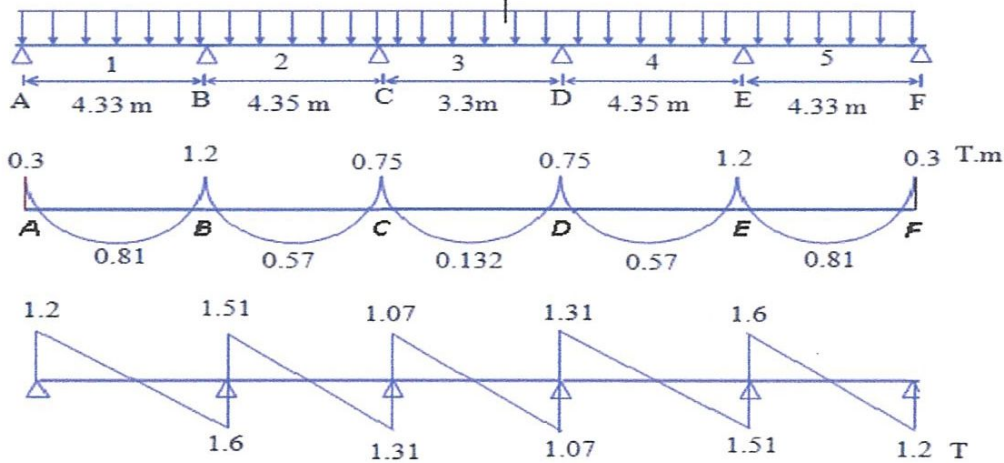


Figure III-12 diagramme des moments et des efforts tranchants

III-2-4 Calcul du ferrailage

En travée

Nous allons calculer le ferrailage pour la travée la plus chargée et généraliser celui-ci pour toutes les autres travées, par conséquent le moment maximal dans notre poutrelle est $M_{t \max} = 0.81 \text{ T.m}$

Les nervures sont calculées à la flexion simple comme une section en T de dimensions :

$$b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 15 \text{ cm} ; h_t = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} .$$

$$M_0 = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \left(18 - 2 \right) = 59072 \text{ N.m} = 5.9 \text{ T.m}$$

$M_{t \max} < M_0 \Rightarrow$ la section calculée comme section rectangulaire $b_0 d$.

$$\mu_u = \frac{M_{t \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.81 \times 10^7}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.027$$

$$\mu_u < \mu_l \quad \text{avec} \quad \mu_l = 0.392$$

\Rightarrow La section est simplement armée donc $A'_u = 0$

$$A_u = \frac{M_{t \max}}{\beta d \sigma_s}$$

poutrelle

$$\beta = 0.986 \quad ; \quad \sigma_s = 384 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{0.81 \times 10^6}{0.986 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.31 \text{ cm}^2 \quad (\text{soit } 2 \text{ HA } 12 = 2.26 \text{ cm}^2)$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_{\min} < A_u = 2.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ vérifiée

Sur appui

$M_{\max} = 1.2 \text{ T.m} \Rightarrow M$ est < 0 par conséquent la section est une section rectangulaire $b_0 d$

$$\mu_u = \frac{M_{\max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{12 \times 10^6}{150 \times 180^2 \times 14.2} = 0.173$$

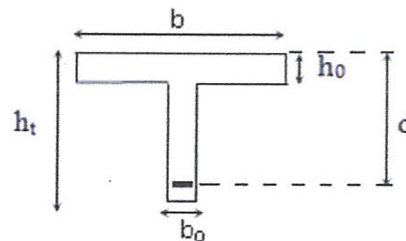


Figure III-13 Section de la poutrelle

$$\mu_u < \mu_l \quad \text{avec} \quad \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée donc $A'_u = 0$

$$A_u = \frac{M_{\max}}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = 0.904$$

$$A_u = \frac{12 \times 10^5}{0.904 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 2.12 \text{ cm}^2 \quad (\text{soit } 2 \text{ HA } 12 = 2.26 \text{ cm}^2)$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 15 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

⇒ $A_{\min} < A_u = 2.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ vérifiée

III-2-5 Calcul à l'ELS

Vu que la fissuration est considérée comme peu préjudiciable il est inutile de calculer les armatures à l'ELS, elles seront inférieures à celles de l'ELU.

Nous ne ferons que la vérification de l'ELS de compression du béton.

Les moments :

➤ sur les appuis intermédiaires (B ; C ; D ; E)

Tableau III-3 moments sur les appuis

APPUI	l'_g (m)	l'_d (m)	q_g (t/ml)	q_d (t/ml)	M_i (t.m)
B	4.33	3.48	0.473	0.473	0.87
C	3.48	2.64	0.473	0.473	0.55
D	2.64	3.48	0.473	0.473	0.55
E	3.48	4.33	0.473	0.473	0.87

➤ sur les appuis de rive (A ; F)

$$M_s = 0.2 \times M_0 = 0.2 \times \frac{q_s \times l^2}{8} = 0.2 \times \frac{0.473 \times (4.33)^2}{8} = 0.22 \text{ t.m}$$

➤ en travée

Tableau III-2-4 moments en travée

Travée	$M_w(t.m)$	$M_e(t.m)$	$q(t)$	$L(m)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$X(m)$	$M_i(t.m)$
1	0.22	0.87	0.473	4.33	0.87	1.174	1.84	0.58
2	0.87	0.55	0.473	4.35	1.1	0.955	2.32	0.41
3	0.55	0.55	0.473	3.3	0.78	0.78	1.65	0.086
4	0.55	0.87	0.473	4.35	0.955	1.1	2.02	0.41
5	0.87	0.22	0.473	4.33	1.174	0.87	2.48	0.58

➤ Diagramme des moments et des efforts tranchants

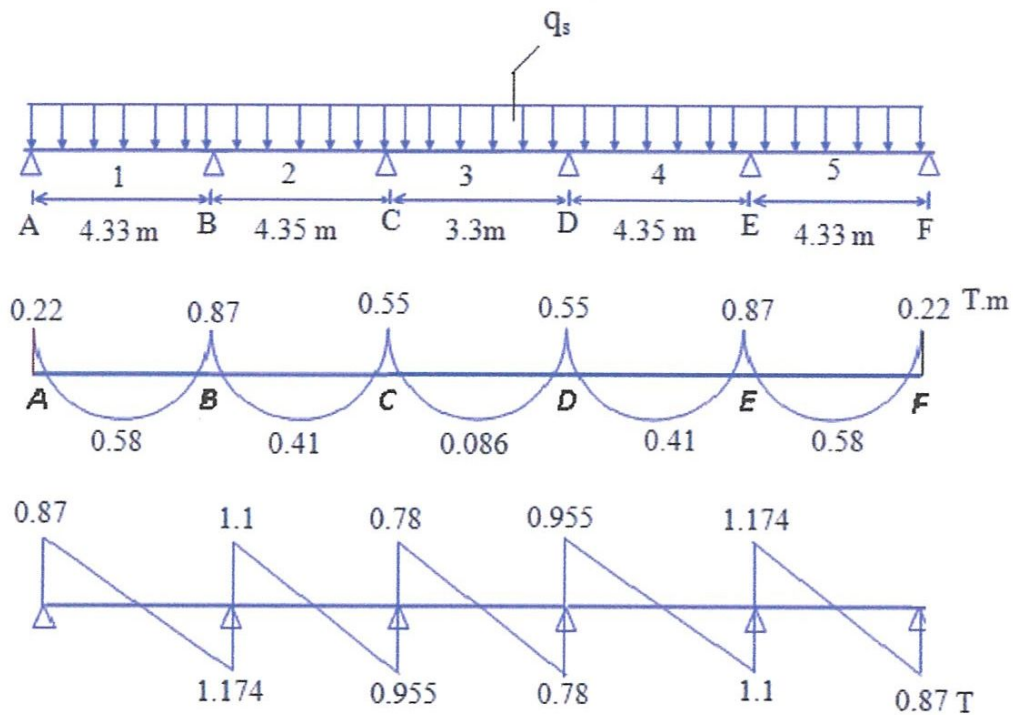


Figure III-14 diagramme des moments et des efforts tranchants

Vérification de la compression du béton en service :

Puisque la section est sollicitée en flexion simple, et les armatures sont en FeE400, et que la fissuration est considérée comme peu nuisible on peut alors dire que :

$$\text{Si } \alpha_u \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ alors } A's=0.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} ; \alpha_u = 0.034 \text{ en travée} / \alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times U_u}}{0.8}$$

$$\alpha_u = 0.239 \text{ sur appui}$$

➤ sur les appuis

$$\gamma = \frac{1.2}{0.87} = 1.37 \Rightarrow \left(\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0.435 > \alpha_u = 0.239 \rightarrow \text{vérifiée}$$

➤ en travée

$$\gamma = \frac{0.81}{0.58} = 1.39 \Rightarrow \left(\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0.445 > \alpha_u = 0.034 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Calcul à l'effort tranchant :

$$V_{u \max} = 1.51 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{bd} = \frac{1.51 \times 10^4}{150 \times 180} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}). \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{les}$$

Armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_1 \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{150}{10} ; 12 \right)$$

on prend un cadre HA6

Espacement :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing ; 25 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \left(\frac{20}{4} ; 12 \times 1.2 ; 25 \text{ cm} \right) = 7.5 \text{ cm} \Rightarrow S_T = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante } S_t \leq \frac{h}{2} = 10 \text{ cm}$$

➤ **Ferraillage de la dalle de compression :**

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage auquel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / m_1$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,705 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6 $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20$ cm.

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

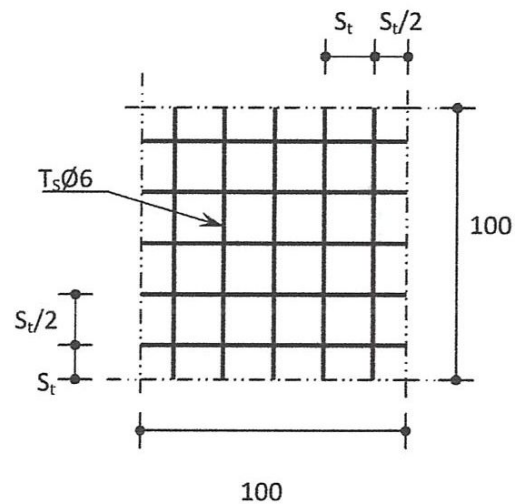


Figure III-15 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III-2-7: Dessin du ferrailage des poutrelles

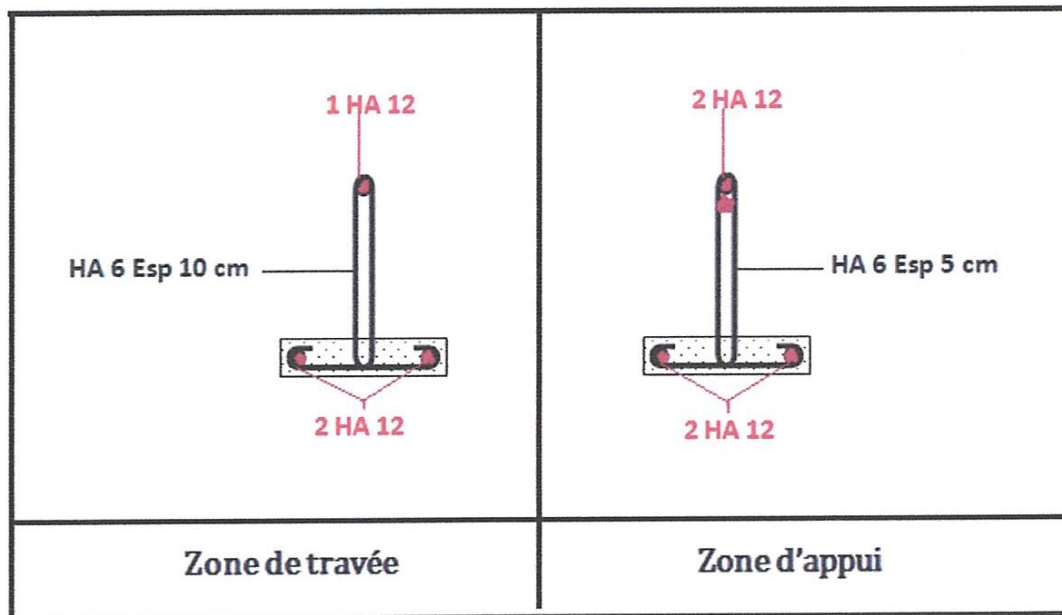


Figure III-16 : Schéma de ferrailage des poutrelles

La dalle flottante

Une **dalle flottante** est un ouvrage de grandes dimensions, généralement en béton ou béton armé, qui repose uniformément sur le sol.

Contrairement à un plancher porté ou une dalle, le dallage est un ouvrage qui repose directement sur le sol permettant de transmettre directement les charges qui lui sont appliquées sur ce dernier

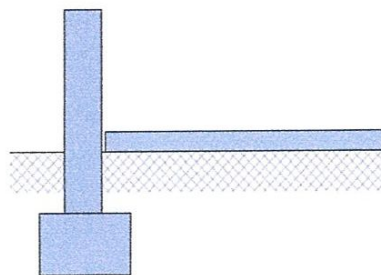


Figure III-17 : Schéma de notre dallage sur terre plein

Constitution d'un dallage.

Un dallage est destiné à transmettre au sol les charges qui lui sont appliquées, sa constitution dépend des charges d'exploitation en présence. Un dallage se compose de trois parties

- La forme (sous-couche ou fondation) est constituée de sable, de granulats concassés, de tout-venant ou d'un grave ciment sur une épaisseur H_1 de 100 à 300 mm selon les charges à transmettre. Celle-ci est compactée de manière à obtenir une plate-forme stable, apte à recevoir le corps du dallage.
- Le corps du dallage est réalisé en béton armé de dosage en ciment supérieur à 300 kg/m³.

Pour notre ouvrage Nous choisissons épaisseur 15 cm comporte une armature en treillis soudé de type Ts \varnothing 6 mm et $St = 20$ cm

Le treillis soudé à pour rôle de limiter les fissurations lors du retrait du béton.

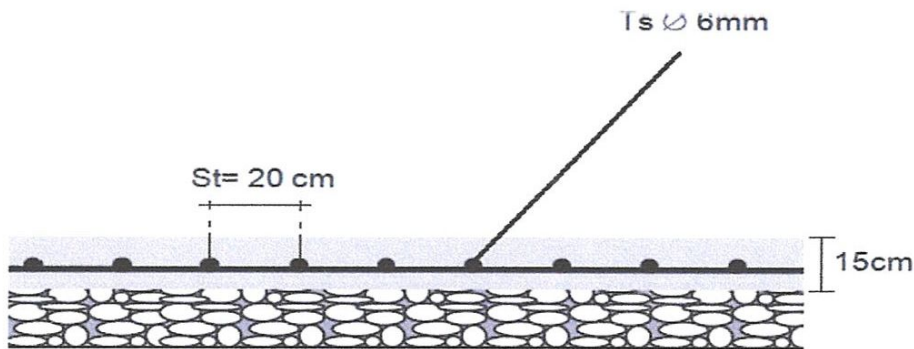


Figure III-18 : Schéma de la dalle flottante

CHAPITRE IV :
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

La structure de notre bâtiment est repérée en plan par rapport au système d'axes O_x, O_y

Le bâtiment est contreventé par deux files de contreventement par voiles transversalement et une file longitudinalement.

Les charges verticales sont supportées par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs surfaces afférentes.

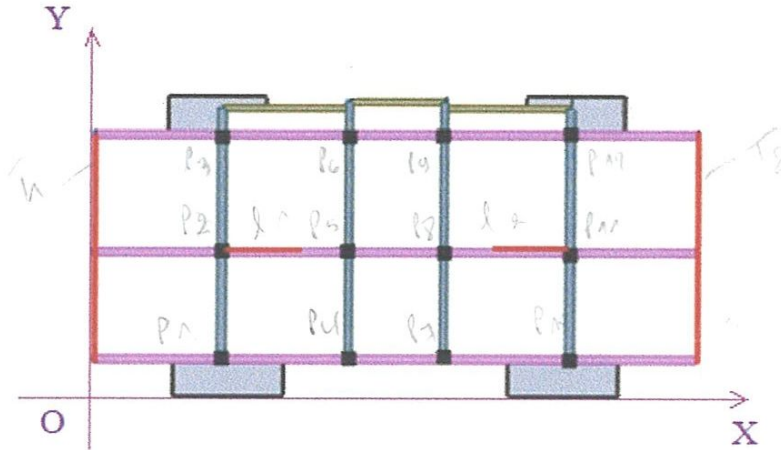


Figure IV-1 : structure dans le repère O_x, O_y

IV -1 CALCUL DES INERTIES DES VOILES

Notre structure comporte :

02 (deux) voiles transversaux pleins selon o_y .

02 (deux) voiles longitudinaux pleins selon o_x .

On note :

b_i : l'épaisseur des voiles.

l_i : la longueur des voiles.

les moments d'inertie principaux seront: $I_i = \frac{b_i \times l_i^3}{12}$ et $J_i = \frac{b_i^3 \times l_i}{12}$, dans tout les cas J_i sera négligée vu que le voile ne travaille que selon un seul sens, celui de son inertie maximale .

$$\text{Voile } T_1 \text{ et } T_2 \text{ (transversaux)} : I_x = \frac{b_i \times l_i^3}{12} = \frac{8.97^3 \times 0.15}{12} = 9.02 \text{ m}^4$$

$$\text{Voile } L_1 \text{ et } L_2 \text{ (longitudinaux)} : I_y = \frac{b_i \times l_i^3}{12} = \frac{2^3 \times 0.15}{12} = 0.1 \text{ m}^4$$

Voiles	l(m)	b(m)	$I_x \text{ (m}^4\text{)}$	$I_y \text{ (m}^4\text{)}$
$T_1 = T_2$	8.97	0.15	9.02	/
$L_1 = L_2$	2	0.15	/	0.1

IV -2 CALCUL DE LA POSITION CENTRE DE TORSION DE LA STRUCTURE :

La position du centre de torsion est donnée par les formules suivantes :

$$X_{ct/o} = \frac{\sum x_i \times I_x}{\sum I_x} \quad ; \quad Y_{ct/o} = \frac{\sum y_i \times I_y}{\sum I_y} \quad / \quad X_i \text{ et } Y_i : \text{ Coordonnées des centres de gravité des éléments structuraux.}$$

IV -2.1 VOILES :

Sens transversal

Voiles	l(m)	b(m)	$I_x \text{ (m}^4\text{)}$	$X_i \text{ (m)}$	$I_x \cdot X_i \text{ (m}^5\text{)}$
T_1	8.97	0.15	9.02	0.075	0.6765
T_2	8.97	0.15	9.02	20.735	187.03
Σ			18.04		187.7

Sens longitudinal

Voiles	l(m)	b(m)	$I_y \text{ (m}^4\text{)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$I_y \cdot Y_i \text{ (m}^5\text{)}$
L_1	2	0.15	0.1	5.565	0.5565
L_2	2	0.15	0.1	5.565	0.5565
Σ			0.2		1.113

$$X_{ct/o} = \frac{187.7}{18.04} = 10.405 \text{ m}$$

$$Y_{ct/o} = \frac{1.113}{0.2} = 5.57 \text{ m}$$

IV -2.2 POTEAUX :

Poteaux	$I_x=I_y$ (m ⁴)	X_i (m)	Y_i (m)	$I_x \cdot X_i$ (m ⁵)	$I_y \cdot Y_i$ (m ⁵)
P 1	6.75×10^{-4}	4.41	1.4	2.976×10^{-3}	9.45×10^{-4}
P 2	6.75×10^{-4}	4.41	5.49	2.976×10^{-3}	3.705×10^{-3}
P 3	6.75×10^{-4}	4.41	10.07	2.976×10^{-3}	6.8×10^{-3}
P 4	6.75×10^{-4}	8.76	1.4	5.913×10^{-3}	9.45×10^{-4}
P 5	6.75×10^{-4}	8.76	5.49	5.913×10^{-3}	3.705×10^{-3}
P 6	6.75×10^{-4}	8.76	10.07	5.913×10^{-3}	6.8×10^{-3}
P 7	6.75×10^{-4}	12.06	1.4	8.14×10^{-3}	9.45×10^{-4}
P 8	6.75×10^{-4}	12.06	5.49	8.14×10^{-3}	3.705×10^{-3}
P 9	6.75×10^{-4}	12.06	10.07	8.14×10^{-3}	6.8×10^{-3}
P 10	6.75×10^{-4}	16.41	1.4	1.107×10^{-2}	9.45×10^{-4}
P 11	6.75×10^{-4}	16.41	5.49	1.107×10^{-2}	3.705×10^{-3}
P 12	6.75×10^{-4}	16.41	10.07	1.107×10^{-2}	6.8×10^{-3}
Σ	8.1×10^{-3}			8.432×10^{-2}	4.574×10^{-2}

$$X_{ct/o} = \frac{8.432 \times 10^{-2}}{8.1 \times 10^{-3}} = 10.405 \text{ m}$$

$$Y_{ct/o} = \frac{4.574 \times 10^{-2}}{8.1 \times 10^{-3}} = 5.65 \text{ m}$$

Les coordonnées finales du centre de torsion sont donc :

$$(X_{ct/o}; Y_{ct/o}) = (10.405 ; 5.57) \text{ m}$$

IV -3 CALCUL DE LA POSITION DU CENTRE DE MASSE :

Le centre de masse est le point d'application de la résultante des efforts horizontaux, sa position sera déterminée par les formules suivantes :

$$X_{cm/o} = \frac{\Sigma(M_i \cdot X_i)}{\Sigma M_i}$$

$$Y_{cm/o} = \frac{\Sigma(M_i \cdot Y_i)}{\Sigma M_i}$$

X_i et Y_i : Coordonnées des centre de gravité de la masse M_i

➤ Plancher terrasse

Planchers	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i \cdot X_i$ (t.m)	$M_i \cdot Y_i$ (t.m)
1	$0.629 \times S_1 = 9.744$	2.2	3.445	21.5	33.67
2	11.03	2.2	7.78	24.28	85.87
3	9.65	6.585	3.445	63.577	33.26
4	10.9	6.585	7.78	71.796	84.826
5	7.15	10.41	3.445	74.45	24.637
6	8.076	10.41	7.78	84.07	62.834
7	9.65	14.235	3.445	137.436	33.26
8	10.9	14.235	7.78	155.2	84.826
9	9.77	18.61	3.445	181.894	33.67
10	11.03	18.61	7.78	205.41	85.873
11	2.17	10.41	10.79	22.59	23.41
12	1.783	6.585	10.57	11.742	18.84
13	1.783	14.235	10.57	25.366	18.84
Σ	103.66			1078.58	623.84

$$X_{cm/O} = \frac{1078.58}{103.66} = 10.405 \text{ m} = \frac{\text{longueur}}{2} \text{ (symétrique)}$$

$$Y_{cm/O} = \frac{623.84}{103.66} = 6.01 \text{ m}$$

➤ Plancher courant

$$X_{cm/O} = \frac{775.06}{74.49} = 10.405 \text{ m (symétrique)}$$

$$Y_{cm/O} = \frac{437.03}{74.49} = 5.86 \text{ m}$$

➤ L'acrotère

$$X_{cm/O} = \frac{144.42}{13.88} = 10.405 \text{ m (symétrique)}$$

$$Y_{cm/O} = \frac{84.63}{13.88} = 6.09 \text{ m}$$

➤ Poutres principales

$$X_{cm/O} = \frac{116.06}{11.154} = 10.405 \text{ m (symétrique)}$$

$$Y_{cm/O} = \frac{71.58}{11.154} = 6.41 \text{ m}$$

➤ Poutres secondaires

$$X_{cm/O} = \frac{188.33}{18.1} = 10.405 \text{ m (symétrique)}$$

$$Y_{cm/O} = \frac{118.38}{18.1} = 6.53 \text{ m}$$

➤ Les poteaux

$$X_{cm/O} = \frac{88.5}{8.505} = 10.405 \text{ m (symétrique)}$$

$$Y_{cm/O} = \frac{48.08}{8.505} = 5.65 \text{ m}$$

➤ Mur extérieur

$$X_{cm/O} = \frac{500}{48.052} = 10.405 \text{ m (symétrique)}$$

$$Y_{cm/O} = \frac{298.355}{48.052} = 6.2 \text{ m}$$

➤ Voiles

$$X_{cm/O} = \frac{85.53}{8.22} = 10.405 \text{ m (symétrique)}$$

$$Y_{cm/O} = \frac{46.89}{8.22} = 5.7 \text{ m}$$

➤ Les escaliers

$$X_{cm/O} = \frac{98.64}{9.48} = 10.405 \text{ m (symétrique)}$$

$$Y_{cm/O} = \frac{78.163}{9.48} = 8.24 \text{ m}$$

➤ Les balcons

$$X_{cm/O} = \frac{89.81}{8.632} = 10.405 \text{ (symétrique)}$$

$$Y_{cm/O} = \frac{38.66}{8.632} = 4.47 \text{ m}$$

Les coordonnées finales du centre de masse seront donc :

$$\bullet \quad X_{cm/O} = \frac{\sum(M_i \cdot X_i)}{\sum M_i}$$

$$\frac{1078.58 + 775.06 + 144.42 + 116.05 + 188.5 + 88.49 + 500 + 85.53 + 98.64 + 89.81}{103.66 + 74.49 + 13.88 + 11.154 + 18.1 + 8.505 + 48.052 + 8.22 + 9.48 + 8.632}$$

$$= \frac{3165.08}{304.173} = 10.405 \text{ m}$$

$$\bullet \quad Y_{cm/O} = \frac{\sum(M_i \cdot Y_i)}{\sum M_i}$$

$$\frac{623.84 + 437.03 + 84.63 + 71.58 + 118.38 + 48.08 + 298.355 + 46.89 + 78.163 + 38.66}{103.66 + 74.49 + 13.88 + 11.154 + 18.1 + 8.505 + 48.052 + 8.22 + 9.48 + 8.632}$$

$$= \frac{1845.608}{304.173} = 6.06 \text{ m}$$

$$(X_{cm/O}; Y_{cm/O}) = (10.405; 6.06) \text{ m}$$

IV -4 CALCUL DE L'EXCENTRICITE ENTRE LE CENTRE DE MASSE ET LE CENTRE DE TORSION

Cette excentricité est calculée par rapport au repère oxy ; c'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion.

$$E_x = X_{cm} - X_{ct} = 10.405 - 10.405 = 0 \text{ (symétrique)}$$

$$E_y = Y_{cm} - Y_{ct} = 6.06 - 5.57 = 0.49 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité effective

Le RPA 99 (Article 4.2.7) exige une excentricité du centre de masse par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes : 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.

$$E_a = 0.05 \times 20.81 = 1.04 \text{ m}$$

$$E_x = \max(E_x; E_a) = \max(0; 1.04) = 1.04 \text{ m}$$

$$E_y = \max(E_y; E_a) = \max(0.49; 1.04) = 1.04 \text{ m}$$

$$\text{Par conséquent: } E_x = E_y = 1.04 \text{ m}$$

Position nouvelle et définitive du centre de torsion :

$$X_{ct} = X_{cm/O} - E_x = 10.405 - 1.04 = 9.266 \text{ m}$$

$$Y_{ct} = Y_{cm/O} - E_y = 6.15 - 1.04 = 5.11 \text{ m}$$

IV -5 CALCUL DE L'INERTIE POLAIRE :

L'inerte polaire est donnée par les formules suivantes :

$$I_0 = \Sigma I_x \times (x_i)^2 + \Sigma I_y \times (y_i)^2$$

X_i ; Y_i : distance entre le centre de gravité des éléments de contreventement (voiles) et le centre de torsion

- Pour les voiles transversaux

Voiles	$I_x (m^4)$	$X_i (m)$	$X_i^2 (m^2)$	$I_x \cdot X_i^2 (m^6)$
T ₁	9.02	-10.33	106.7	962.43
T ₂	9.02	10.33	106.7	962.43
Σ	18.04			1924.86

- Pour les voiles longitudinaux

Voiles	$I_y (m^4)$	$Y_i (m)$	$Y_i^2 (m^2)$	$I_y \cdot Y_i^2 (m^6)$
L ₁	0.1	0	0	0
L ₂	0.1	0	0	0
Σ	18.04			0

Finalement :

$$I_0 = 1924.86 + 0 = 1924.86 \text{ m}^6$$

CHAPITRE V:
EVALUATION DES CHARGES

EVALUATION DES CHARGES ✍

V-1 : EVALUATION DES CHARGES VERTICALES

V-1-1: Evaluation des charges verticales supportées par les portiques :

Les planchers étant en corps creux donc travaillant selon un seul sens seront alors supportés uniquement dans le sens transversal aussi bien par les portiques transversaux que par les voiles transversaux, les portiques longitudinaux ne porteront que leurs poids propres et les murs extérieurs pour ceux de rives.

a) Sens transversal :

Nous allons considérer le portique intermédiaire le plus chargé ;

- *Plancher terrasse* : $G = 0.625\text{t/m}^2$, $Q = 0.1\text{t/m}^2$

$$G_{\text{plancher}} = 0.629 \times \left(\frac{4.05}{2} + \frac{4.03}{2} \right) = 2.525\text{t/ml}$$

$$G_{\text{Poutre}} = 2.5 \times (0.3 \times 0.4) = 0.3\text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow G_{\text{total}} = G_{\text{plancher}} + G_{\text{poutre}} = 2.825\text{ t/ml}$$

$$Q = 0.1 \times \left(\frac{4.05}{2} + \frac{4.03}{2} \right) = 0.404\text{ t/ml}$$

La console :

$$G_{\text{plancher}} = 0.629 \times \left(\frac{4.05}{2} \right) = 1.26\text{ t/ml}$$

$$G_{\text{Poutre}} = 2.5 \times (0.3 \times 0.4) = 0.3\text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow G_{\text{total}} = G_{\text{plancher}} + G_{\text{poutre}} = 1.56\text{ t/ml}$$

$$Q = 0.1 \times \left(\frac{4.05}{2} \right) = 0.202\text{ t/ml}$$

- *Plancher courant* : $G = 0.49\text{t/m}^2$, $Q = 0.15\text{t/m}^2$

$$G_{\text{plancher}} = 0.49 \times \left(\frac{4.05}{2} + \frac{4.03}{2} \right) = 1.98\text{ t/ml}$$

$$G_{\text{Poutre}} = 2.5 \times (0.3 \times 0.4) = 0.3\text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow G_{\text{total}} = G_{\text{plancher}} + G_{\text{poutre}} = 2.28\text{ t/ml}$$

$$Q = 0.15 \times \left(\frac{4.05}{2} + \frac{4.03}{2} \right) = 0.606\text{ t/ml}$$

La console :

$$G_{\text{plancher}} = 0.49 \times \left(\frac{4.05}{2} \right) = 1\text{t/ml}$$

$$G_{\text{Poutre}} = 2.5 \times (0.3 \times 0.4) = 0.3\text{ t/ml}$$

$\Rightarrow G_{total} = G_{plancher} + G_{poutre} = 1.3t/ml$

$Q = 0.15 \times \left(\frac{4.05}{2}\right) = 0.303 t/ml$

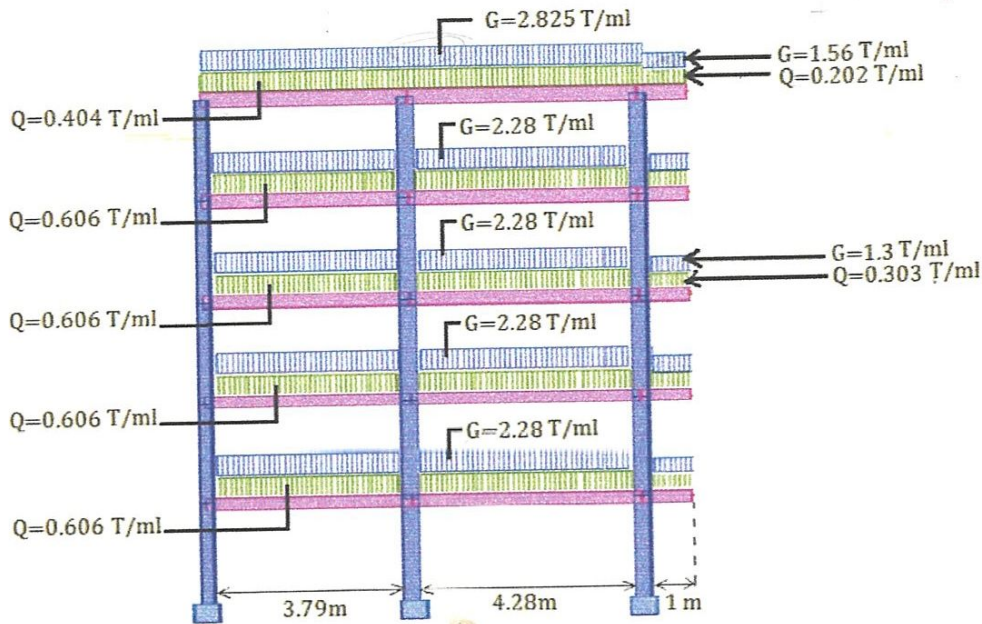


Figure V-1. Evaluation des charges verticales supportées par le portique transversal

b) sens longitudinal :
nous allons considérer le portique intermédiaire :

$G_{Poutre} = 2.5 \times (0.3 \times 0.35) = 0.262t/ml$

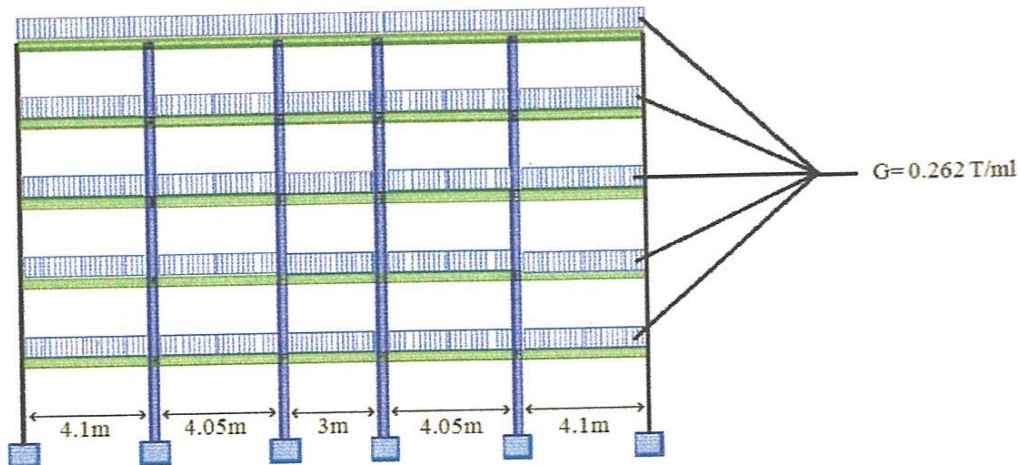


Figure V-2: Evaluation des charges verticales supportées par le portique longitudinal

V-2 : EVALUATION DES CHARGES HORIZONTALES**V-2-1 : Concentration des masses**

On traite dans cette partie du calcul des masses de chaque étage , ainsi que du poids total de la structure .

On note « W » la somme des poids « W_i » calculés à chaque niveau « i »

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$\text{Avec } W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû a la charge permanente

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA 99).

dans notre cas $\beta = 0.2$ (bâtiment d'habitation) .

Les calculs sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau V-3 : Masse de la terrasse

Elément	G (t)	Q (t)
Plancher terrasse : surface = 164.87 m ²	103.7	16.48
L'acrotère : longueur = 61.71 m	13.89	/
1/2 Des voiles	12.95	/
1/2 Des poteaux (12×3.15×0.3 ² ×2.5)	4.26	/
Les poutres (principal+secondaire)	29.26	/
1/2 Murs extérieures	24.03	/
Total	188.09	16.49

$$\Rightarrow W_5 = W_{G5} + 0.2 W_{Q5} = 191.388 \text{ t}$$

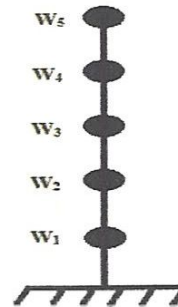
Tableau V-4 : Masse de l'étage courant

Elément	G (t)	Q (t)
Plancher courant : surface = 159.54 m ²	78.18	23.93
L'escalier	9.48	3.48
Des voiles	25.9	/
Des poteaux	8.505	/
Les poutres (principal+secondaire)	29.26	/
Murs extérieures	48.05	/
Balcon	8.63	5.86
Total	208	33.27

$$\Rightarrow W_4 = W_3 = W_2 = W_1 = W_G + 0.2 W_Q = 214.65 \text{ t}$$

Tableau V-5 : Masse revenant à chaque étage

$W_5 = 191.388 \text{ t}$
$W_4^* = 214.65 \text{ t}$
$W_3 = 214.65 \text{ t}$
$W_2 = 214.65 \text{ t}$
$W_1 = 214.65 \text{ t}$
$W_{\text{total}} = 1049.98 \text{ t}$



V-2-2 : Evaluation de la force sismique

Introduction

Afin d'éviter l'effondrement de l'ouvrage sous l'action d'un éventuel séisme, il y a lieu d'établir une étude approfondie de la structure sous l'action de la vibration.

L'étude sismique sera établie à partir des règles parasismiques Algériennes (RPA 99 Version 2003)

Méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan :

a-1) Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses → **condition vérifiée**

a-2) A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dans notre cas :

$$E_x = 1.04\text{m} < 0.15 \times 20.81 = 3.12\text{m}$$

$$E_y = 1.04\text{ m} < 0.15 \times 11.52 = 1.728\text{m}$$

→ **Condition vérifiée**

a-3) La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du Plancher inférieur ou égal 4

$$\text{Dans notre cas : } \frac{L_x}{L_y} = \frac{20.81}{10.27} = 2.026 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction

Dans notre cas :

$$\text{Sens transversal } \frac{1.25+1.3}{11.52} \times 100 = 22.13\% < 25\% \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens longitudinal } \frac{2+2}{20.81} \times 100 = 19.22\% < 25\% \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

a-4) Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15%

Condition vérifiée

b) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en élévation :

b-1) Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Tous les poteaux et voiles principalement sont continus de la fondation au dernier étage. → **Condition vérifiée**

b-2) Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment : même type de plancher et mêmes dimensions aux différents étages → **Condition vérifiée**

b-3) Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension. → **Condition vérifiée**

⇒ Toutes les conditions de régularité en plan et en élévation sont vérifiées et donc notre bâtiment sera classé régulier.

Notre bâtiment est situé en zones IIa, il ne dépasse pas 65m de hauteur, ce qui D'après les conditions complémentaires du RPA 99 (groupe d'usage 2 ; 16.35m < 23m) donc la méthode statique équivalente est applicable.

V-2-3 : 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 :

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA 99V2003)

Dans notre cas (zone ^{III} IIa ; groupe 2) ⇒ $A = 0.15 = 0,25$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (h) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA99V2003), dans notre cas site S_3 (site meuble) ⇒ $T_2 = 0.5\text{sec} = 0,7$
su très meuble

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$

ε % est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Dans notre cas $\varepsilon = 10\%$.

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 > 0.7$$

$$\Rightarrow \text{La force sismique } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.2}{4 \cdot V} \times 1049.98 = 89.77 \text{ t}$$

149,62

$\Rightarrow V = 89.77 \text{ t}$ dans les deux sens X et Y.

V-2-3 : 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 :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule

$F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à $0,7$ secondes. Dans notre cas $f_t = 0$ ($T = 0.406 < 0.7 \text{ sec}$)

La partie restante de V soit ($V - F_t$) doit être distribuée sur la hauteur de la structure

suivant la formule : $f_i = \frac{(v - f_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$

Tableau V-6 : Résultat du calcul

Niveau	h_i (m)	W_i (t)	$W_i \cdot h_i$ (t.m)	F_i (t)	V_i (t)
5	16.35	191.38	3129.06	28.40	28.40
4	12.6	214.65	2704.59	24.54	52.94
3	9.45	214.65	2028.44	18.41	71.35
2	6.3	214.65	1352.29	12.27	83.62
1	3.15	214.65	676.14	6.13	89.75
Σ			9890.52		

$$A = 0,25$$

$$R = 4$$

$$B = 0,20$$

CHAPITRE VI :
LES SOLLICITATIONS

LES SOLLICITATIONS

VI-1 DISTRIBUTION DES EFFORTS HORIZONTAUX AU NIVEAU DES VOILES

Pour la distribution des efforts sismiques horizontaux au niveau des voiles, on utilise la méthode exposée par « **Albert Fuentes** »

Principe de la méthode : puisque la résultante des efforts externes ne coïncide pas avec le centre de gravité des inerties (rigidités) il y a alors torsion, par conséquent la résultante sera composée de :

- Un Effort de translation :

L'effort engendré par la translation : ne concerne que les refends parallèles à la direction de l'effort horizontal, la résultante passe par le centre de torsion, cet effort sera donc distribué aux refends comme suit :

- sens longitudinal : $H_X = V_X \times \frac{I_Y}{\sum I_{Yi}}$

- sens transversal : $H_Y = V_Y \times \frac{I_X}{\sum I_{Xi}}$

- Effort de rotation dû à l'excentricité :

L'effort engendré par la rotation : effort de rotation donné par :

- sens longitudinal : $H_X = V_X \times d_{yi} \times e_y \times \frac{I_{Yi}}{I_0}$

- sens transversal : $H_Y = V_Y \times d_{xi} \times e_x \times \frac{I_{Xi}}{I_0}$

d_{yi} . d_{xi} : distance entre le centre de gravité du voile et le centre de torsion.

e_y ; e_x : excentricité

I_0 : L'inertie polaire

$V_X = V_Y$ effort tranchant d'étage.

Superposition des effets :

En superposant les deux efforts, de translation et de rotation, on aura donc l'effort tranchant revenant à chaque voile au niveau de chaque étage :

- sens longitudinal $H_X = (V_X \times \frac{I_Y}{\sum I_{Yi}}) + (V_X \times d_{yi} \times e_y \times \frac{I_{Yi}}{I_0})$

- sens transversal $H_Y = (V_Y \times \frac{I_X}{\sum I_{Xi}}) + (V_Y \times d_{xi} \times e_x \times \frac{I_{Xi}}{I_0})$

L'application des deux formules précédentes pour le calcul des efforts tranchants revenant aux voiles est résumée dans les tableaux qui suivent :

Sens transversal : $E_X = 1.04m$; $I_0 = 1924.86 m^6$

Voiles	T_1	T_2
$I_X (m^4)$	9.02	9.02
$d_X (m)$	-10.33	10.33

Niveau	$V_Y (t)$	H_Y pour $T_1 (t)$	H_Y pour $T_2 (t)$
5	28.40	12.77	15.63
4	52.94	23.8	29.14
3	71.35	32.08	39.27
2	83.62	37.6	46.02
1	89.75	40.35	49.4

Sens Longitudinal : $E_X = 1.04m$; $I_0 = 1924.86 m^6$

Voiles	L_1	L_2
$I_Y (m^4)$	0.1	0.1
$d_Y (m)$	0	0

Niveau	$V_X (t)$	H_X pour $L_1 (t)$	H_X pour $L_2 (t)$
5	28.40	14.2	14.2
4	52.94	26.47	26.47
3	71.35	35.67	35.67
2	83.62	41.81	41.81
1	89.75	44.88	44.88

VI-2 CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LES REFENDS SOUS L'ACTION DES CHARGES HORIZONTALES

Tous les voiles étant des voiles pleins, les sollicitations à déterminer seront :

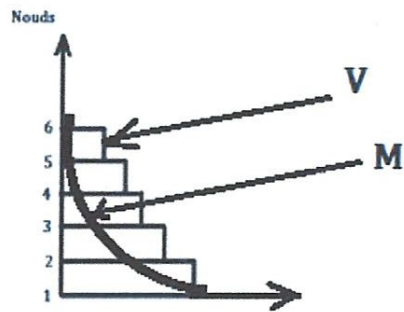
- un effort tranchant
- un moment fléchissant

Remarque : dans les voiles pleins il n'y a pas d'effort normal du directement à l'action sismique : $N_E=0$

Distribution verticale des efforts tranchants et des moments fléchissants :

L'effort tranchant au niveau de chaque étage : $V_i = V_{i+1} + F_i$

Moment fléchissant au niveau de chaque étage : $M_i = M_{i+1} + V_{i+1} \times h_e$



- Sens transversal :

Tableau VI-1: Distribution des efforts tranchants et des moments fléchissants dans les voiles transversaux

Sollicitation/niveau(nœud)	V_i (t)		M_i (t .m)	
	T_1	T_2	T_1	T_2
Voile 6	12.77	15.63	0	0
5	23.8	29.14	47.48	58.61
4	32.08	39.27	122.45	150.4
3	37.6	46.02	223.5	274.1
2	40.35	49.4	341.94	419.06
1	40.35	49.4	469.04	574.67

- Sens longitudinal

Tableau VI-1 : Distribution des efforts tranchants et des moments fléchissants dans les voiles longitudinaux

Sollicitation/niveau(nœud)	V_i (t)		M_i (t .m)	
	L_1	L_2	L_1	L_2
Voile 6	14.2	14.2	0	0
5	26.47	26.47	53.25	53.25
4	35.67	35.67	136.63	136.63
3	41.81	41.81	249	249
2	44.88	44.88	380.7	380.7
1	44.88	44.88	522.07	522.07

VI-3 COMBINAISONS DES ACTIONS SUR LES VOILES :

Les combinaisons d'actions à effectuer sont celles du CBA93 et du RPA. Ces combinaisons serviront à la détermination des sollicitations les plus défavorables qui seront utilisées pour le calcul du ferrailage des voiles de la structure.

Efforts normaux ultimes :

Combinaison des actions	Selon le RPA99Ver2003 (situation accidentelle)	Selon le CBA 93 (Situation fondamentale)
1	$N_G + N_Q \mp N_E$	$1.35N_G + 1.5N_Q$
2	$0.8N_G \mp N_E$	$N_G + 1.5N_Q$

N_G : effort normal du aux charges verticales permanentes.

N_Q : effort normal du aux charges verticales d'exploitation.

N_E : effort normal du à l'action sismique ; pour les voiles pleins ($N_E = 0$)

Moments ultimes :

Combinaison des actions	Selon le RPA99Ver2003 (situation accidentelle)	Selon le CBA 93 (situation fondamentale)
1	$M_G + M_Q \mp N_E$	$1.35M_G + 1.5M_Q$
2	$0.8M_G \mp M_E$	$M_G + 1.5M_Q$

Remarque : le signe (-) est dû la réversibilité des charges sismiques .

Niveau de référence pour le calcul du ferrailage

Pour le calcul du ferrailage, nous choisissons (3) niveaux qui sont

- Le niveau 0 de base 0.00m
- Le niveau 2 = 6.3m de la base.
- Le niveau 4 = 12.6m de la base.

Voiles transversaux :

➤ Efforts normaux :

Voiles T ₁ et T ₂			
Efforts et Combinaisons	Niveau 00 (t)	Niveau 02 (t)	Niveau 04 (t)
N _G	100.52	61.3	22.09
N _Q	12.86	7.34	1.83
N _E	0	0	0
N _G + N _Q ± N _E	113.38	68.64	23.92
0.8N _G ± N _E	80.41	49.04	17.67
1.35N _G + 1.5N _Q	155	93.76	32.56
N _G + 1.5N _Q	119.82	72.31	24.83

➤ Moment fléchissant :

Voile T ₁			
Efforts et Combinaisons	Niveau 00 (t.m)	Niveau 02 (t.m)	Niveau 04 (t.m)
M _G	0	0	0
M _Q	0	0	0
M _E	469.04	223.5	47.48
M _G + M _Q ± M _E	± 469.04	± 223.5	± 47.48
0.8M _G ± M _E	± 469.04	± 223.5	± 47.48
1.35M _G + 1.5M _Q	0	0	0
M _G + 1.5M _Q	0	0	0

Voile T ₂			
Efforts et Combinaisons	Niveau 00 (t.m)	Niveau 02 (t.m)	Niveau 04 (t.m)
M _G	0	0	0
M _Q	0	0	0
M _E	574.67	274.1	58.61
M _G + M _Q ± M _E	± 574.67	± 274.1	± 58.61
0.8M _G ± M _E	± 574.67	± 274.1	± 58.61
1.35M _G + 1.5M _Q	0	0	0
M _G + 1.5M _Q	0	0	0

Voiles longitudinaux

➤ Efforts normaux :

Voiles L ₁ et L ₂			
Efforts et Combinaisons	Niveau 00 (t)	Niveau 02 (t)	Niveau 04 (t)
N _G	11.81	7.08	2.36
N _Q	0	0	0
N _E	0	0	0
N _G + N _Q ∓ N _E	11.81	7.08	2.36
0.8N _G ∓ N _E	9.44	5.66	1.88
1.35N _G + 1.5N _Q	15.95	9.56	3.18
N _G + 1.5N _Q	11.81	7.08	2.36

➤ Moments fléchissant :

Voiles L ₁ et L ₂			
Efforts et Combinaisons	Niveau 00 (t.m)	Niveau 02 (t.m)	Niveau 04 (t.m)
M _G	0	0	0
M _Q	0	0	0
M _E	522.07	249	53.25
M _G + M _Q ∓ M _E	∓ 522.07	∓ 249	∓ 53.25
0.8M _G ∓ M _E	∓ 522.07	∓ 249	∓ 53.25
1.35M _G + 1.5M _Q	0	0	0
M _G + 1.5M _Q	0	0	0

VI-4 CALCUL DES SOLLICITATIONS VERTICALES :

Pour calculer les portiques vis-à-vis des charges verticales, nous allons utiliser le logiciel *Robot*

Présentation du logiciel « ROBOT »

« ROBOT » est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. *Robot* permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par *Robot* est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

a) Sens transversal :

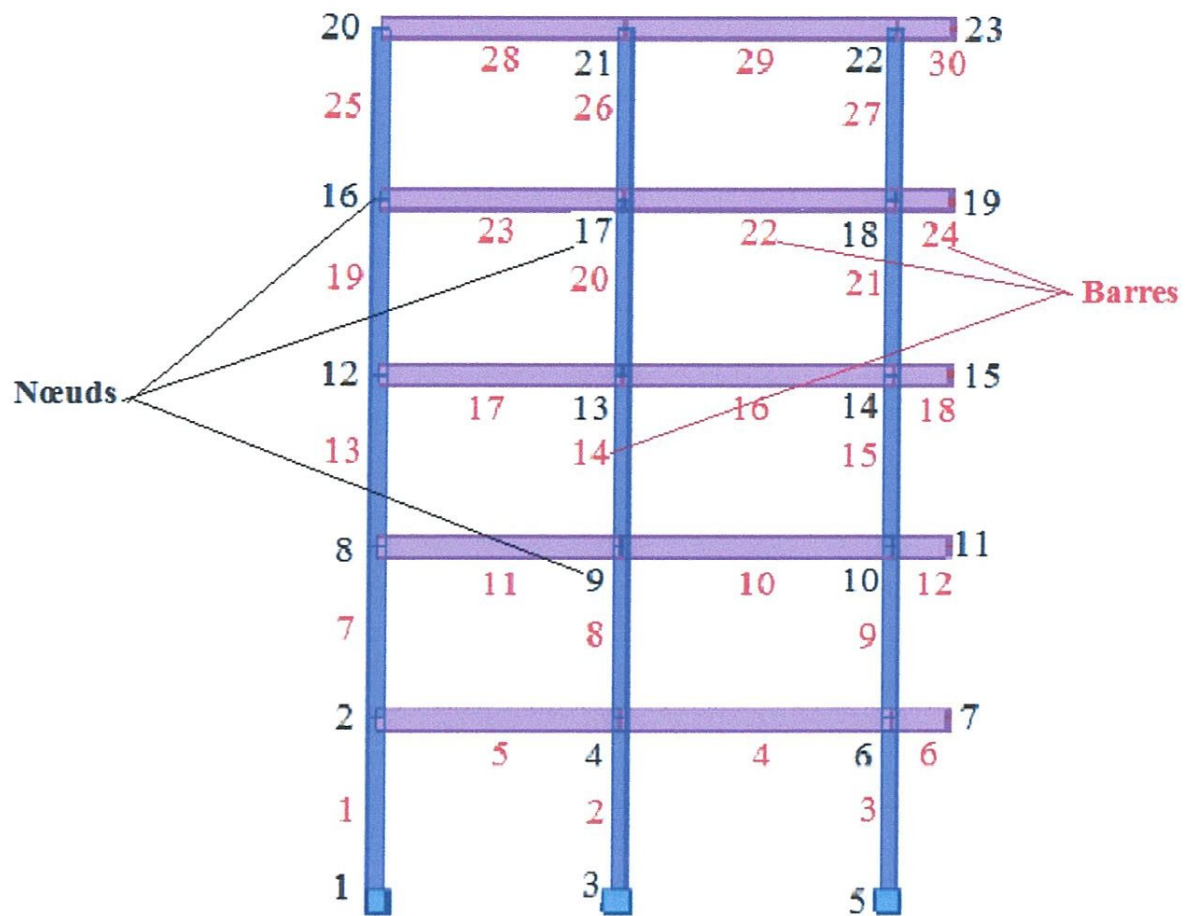


Figure :VI-1 : portique transversal

Résultats du calcul :

- Dans les poutres :

A ELU : 1.35G+1.5Q

Elément	Fx (kN)	Fz (kN)	My (Kn.m)	Nœud
Poutre BA_4	-8.1	95.95	-57.96	6
Poutre BA_4	-8.1	-104.86	-78.35	4
Poutre BA_5	-7.05	97.79	-71.88	4
Poutre BA_5	-7.05	-81.53	-38.62	2
Poutre BA_6	0	26.07	-13.03	6
Poutre BA_6	0	0	0	7
Poutre BA_10	-0.43	99.22	-65.97	10
Poutre BA_10	-0.43	-101.58	-71.39	9
Poutre BA_11	-0.56	94.1	-64.34	9
Poutre BA_11	-0.56	-85.22	-46.17	8
Poutre BA_12	0	26.07	-13.03	10
Poutre BA_12	0	0	0	11
Poutre BA_16	-0.17	100.57	-68.35	14
Poutre BA_16	-0.17	-100.24	-67.59	13
Poutre BA_17	-0.28	92.64	-60.74	13
Poutre BA_17	-0.28	-86.68	-48.54	12
Poutre BA_18	0	26.07	-13.03	14
Poutre BA_18	0	0	0	15
Poutre BA_22	-6.87	102.69	-73.93	18
Poutre BA_22	-6.87	-98.12	-63.46	17
Poutre BA_23	-5.83	90.08	-55.78	17
Poutre BA_23	-5.83	-89.24	-54.06	16
Poutre BA_24	0	26.07	-13.03	18
Poutre BA_24	0	0	0	19
Poutre BA_28	21.18	89.16	-36.68	20
Poutre BA_28	21.18	-107.86	-74.92	21
Poutre BA_29	24.28	115.5	-80.32	21
Poutre BA_29	24.28	-105.13	-56.57	22
Poutre BA_30	0	28.06	-14.03	22
Poutre BA_30	0	0	0	23

A ELS : G + Q

Élément	F _x (kN)	F _z (kN)	M _y (Kn.m)	Nœud
Poutre BA_4	-5.87	69.61	-42.07	6
Poutre BA_4	-5.87	-76.05	-49.66	4
Poutre BA_5	-5.11	70.94	-44.14	4
Poutre BA_5	-5.11	-59.14	-28.01	2
Poutre BA_6	0	18.97	-9.49	6
Poutre BA_6	0	0	0	7
Poutre BA_10	-0.31	71.98	-47.88	10
Poutre BA_10	-0.31	-73.68	-48.44	9
Poutre BA_11	-0.41	68.25	-46.66	9
Poutre BA_11	-0.41	-61.82	-33.5	8
Poutre BA_12	0	18.97	-9.49	10
Poutre BA_12	0	0	0	11
Poutre BA_16	-0.11	72.96	-49.61	14
Poutre BA_16	-0.11	-72.7	-49	13
Poutre BA_17	-0.2	67.2	-44.04	13
Poutre BA_17	-0.2	-62.88	-35.22	12
Poutre BA_18	0	18.97	-9.49	14
Poutre BA_18	0	0	0	15
Poutre BA_22	-5.07	74.52	-48.16	18
Poutre BA_22	-5.07	-71.14	-45.98	17
Poutre BA_23	-4.3	65.32	-40.41	17
Poutre BA_23	-4.3	-64.76	-39.27	16
Poutre BA_24	0	18.97	-9.49	18
Poutre BA_24	0	0	0	19
Poutre BA_28	15.43	65.17	-26.75	20
Poutre BA_28	15.43	-78.93	-49.55	21
Poutre BA_29	17.69	84.51	-50.01	21
Poutre BA_29	17.69	-76.86	-41.31	22
Poutre BA_30	0	20.56	-10.28	22
Poutre BA_30	0	0	0	23

- Dans les poteaux :

A ELU : 1.35G + 1.5Q

Élément	Fx (kN)	Fz (kN)	My (Kn.m)	Nœud
Poteau BA_1	478.76	-7.45	7.57	1
Poteau BA_1	469.38	-7.45	-15.91	2
Poteau BA_2	1049.71	-1.27	1.04	3
Poteau BA_2	1040.32	-1.27	-2.96	4
Poteau BA_3	682.84	8.72	-9.49	5
Poteau BA_3	673.45	8.72	17.98	6
Poteau BA_7	387.85	-14.5	22.7	2
Poteau BA_7	378.46	-14.5	-22.97	8
Poteau BA_8	837.67	-2.32	3.51	4
Poteau BA_8	828.29	-2.32	-3.79	9
Poteau BA_9	551.43	16.82	-26.95	6
Poteau BA_9	542.04	16.82	26.03	10
Poteau BA_13	293.24	-15.06	23.2	8
Poteau BA_13	283.85	-15.06	-24.24	12
Poteau BA_14	632.6	-2.18	3.26	9
Poteau BA_14	623.21	-2.18	-3.62	13
Poteau BA_15	416.75	17.25	-26.91	10
Poteau BA_15	407.36	17.25	27.42	14
Poteau BA_19	197.18	-15.34	24.3	12
Poteau BA_19	187.79	-15.34	-24.04	16
Poteau BA_20	430.33	-2.07	3.23	13
Poteau BA_20	420.94	-2.07	-3.28	17
Poteau BA_21	280.73	17.41	-27.9	14
Poteau BA_21	271.34	17.41	26.95	18
Poteau BA_25	98.55	-21.18	30.03	16
Poteau BA_25	89.16	-21.18	-36.68	20
Poteau BA_26	232.75	-3.11	4.39	17
Poteau BA_26	223.36	-3.11	-5.39	21
Poteau BA_27	142.58	24.28	-33.95	18
Poteau BA_27	133.19	24.28	42.54	22

Diagramme des moments dans le portique transversal à ELU

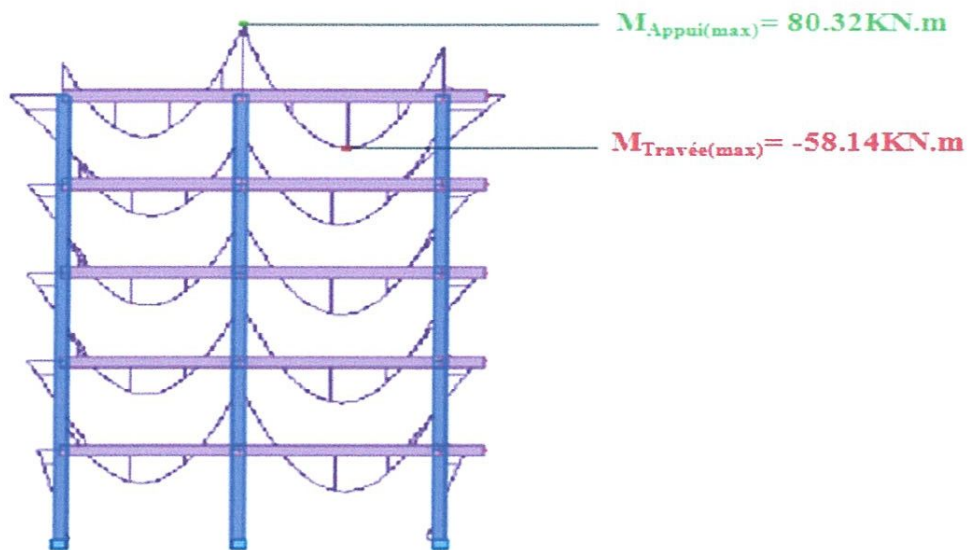


Figure VI-2 : Diagramme des moments dans le portique transversal

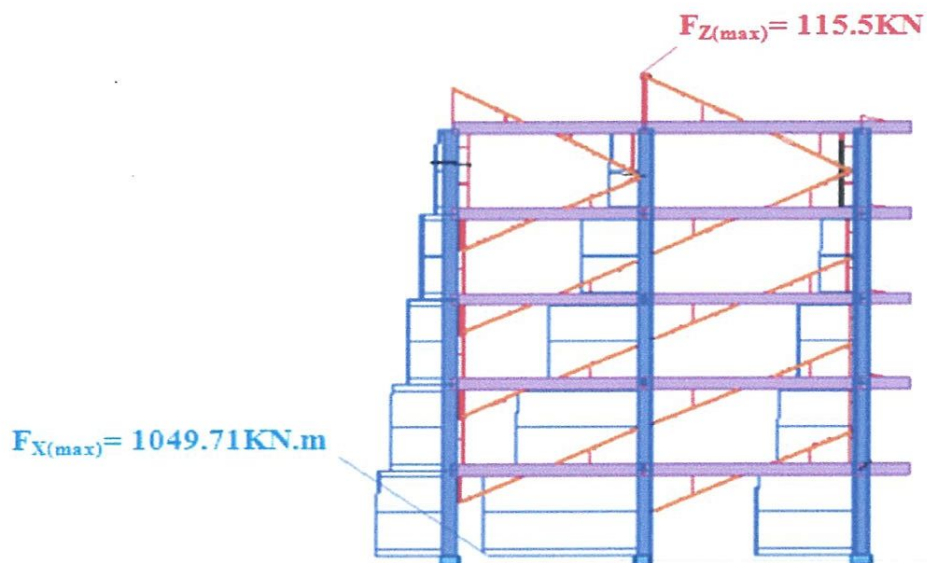
Diagramme des efforts tranchants (f_v) et des efforts normaux (f_n) dans le portique transversal à ELU

Figure VI-3 : diagramme des efforts normaux et tranchants.

b) Sens longitudinal :

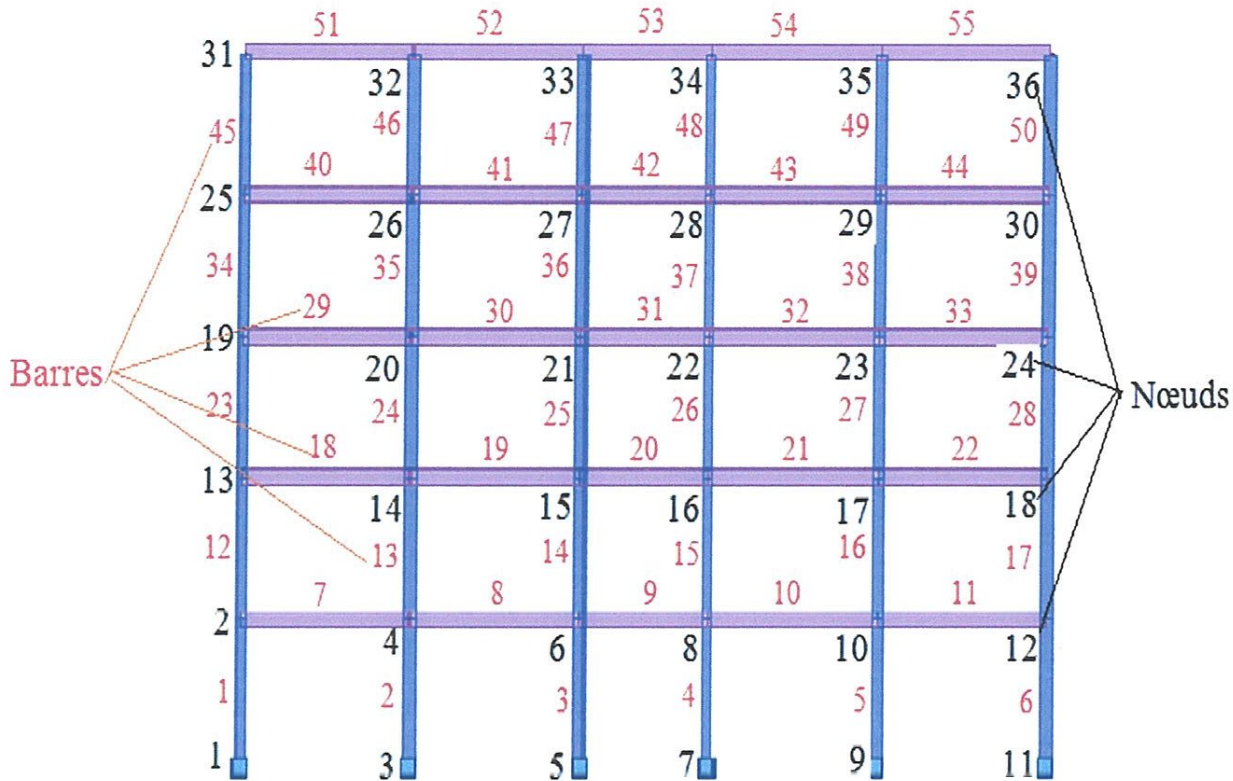


Figure VI-4 : modélisation du portique longitudinal

Résultats du calcul

- Dans les poutres :

A ELU : 1.35G+1.5Q (travée chargée) et 1.35G / Q= 0(travée déchargée)

Elément	Fx (kN)	Fz (kN)	My (Kn.m)	Nœud
Poutre BA_7	-0.67	7.12	-4.05	2
Poutre BA_7	-0.67	-7.94	-5.83	4
Poutre BA_8	-0.67	7.74	-5.74	4
Poutre BA_8	-0.67	-7.38	-4.94	6
Poutre BA_9	-0.42	5.74	-3.58	6
Poutre BA_9	-0.42	-5.74	-3.58	8
Poutre BA_10	-0.67	7.38	-4.94	8

Poutre BA_10	-0.67	-7.74	-5.74	10
Poutre BA_11	-0.67	7.94	-5.83	10
Poutre BA_11	-0.67	-7.12	-4.05	12
Poutre BA_18	0	7.32	-4.57	13
Poutre BA_18	0	-7.73	-5.45	14
Poutre BA_19	-0.05	7.65	-5.51	14
Poutre BA_19	-0.05	-7.48	-5.14	15
Poutre BA_20	-0.06	5.74	-3.55	15
Poutre BA_20	-0.06	-5.74	-3.55	16
Poutre BA_21	-0.05	7.48	-5.14	16
Poutre BA_21	-0.05	-7.65	-5.51	17
Poutre BA_22	0	7.73	-5.45	17
Poutre BA_22	0	-7.32	-4.57	18
Poutre BA_29	0.01	7.4	-4.71	19
Poutre BA_29	0.01	-7.65	-5.25	20
Poutre BA_30	-0.04	7.62	-5.44	20
Poutre BA_30	-0.04	-7.51	-5.19	21
Poutre BA_31	-0.04	5.74	-3.57	21
Poutre BA_31	-0.04	-5.74	-3.57	22
Poutre BA_32	-0.04	7.51	-5.19	22
Poutre BA_32	-0.04	-7.62	-5.44	23
Poutre BA_33	0.01	7.65	-5.25	23
Poutre BA_33	0.01	-7.4	-4.71	24
Poutre BA_40	-0.55	7.53	-5.06	25
Poutre BA_40	-0.55	-7.53	-5.05	26
Poutre BA_41	-0.47	7.55	-5.28	26
Poutre BA_41	-0.47	-7.57	-5.31	27
Poutre BA_42	-0.33	5.74	-3.56	27
Poutre BA_42	-0.33	-5.74	-3.56	28
Poutre BA_43	-0.47	7.57	-5.31	28
Poutre BA_43	-0.47	-7.55	-5.28	29
Poutre BA_44	-0.55	7.53	-5.05	29
Poutre BA_44	-0.55	-7.53	-5.06	30
Poutre BA_51	2.01	7.05	-3.54	31
Poutre BA_51	2.01	-8.01	-5.62	32
Poutre BA_52	2.03	7.72	-5.6	32
Poutre BA_52	2.03	-7.4	-4.9	33
Poutre BA_53	1.37	5.74	-3.79	33
Poutre BA_53	1.37	-5.74	-3.79	34
Poutre BA_54	2.03	7.4	-4.9	34
Poutre BA_54	2.03	-7.72	-5.6	35
Poutre BA_55	2.01	8.01	-5.62	35
Poutre BA_55	2.01	-7.05	-3.54	36

A ELS : G + Q(travée chargée) et G(travée déchargée)

Élément	Fx (kN)	Fz (kN)	My (Kn.m)	Nœud
Poutre BA_7	-0.5	5.27	-3	2
Poutre BA_7	-0.5	-5.88	-4.32	4
Poutre BA_8	-0.5	5.74	-4.25	4
Poutre BA_8	-0.5	-5.47	-3.66	6
Poutre BA_9	-0.31	4.25	-2.65	6
Poutre BA_9	-0.31	-4.25	-2.65	8
Poutre BA_10	-0.5	5.47	-3.66	8
Poutre BA_10	-0.5	-5.74	-4.25	10
Poutre BA_11	-0.5	5.88	-4.32	10
Poutre BA_11	-0.5	-5.27	-3	12
Poutre BA_18	0	5.43	-3.39	13
Poutre BA_18	0	-5.73	-4.04	14
Poutre BA_19	-0.04	5.66	-4.08	14
Poutre BA_19	-0.04	-5.54	-3.81	15
Poutre BA_20	-0.04	4.25	-2.63	15
Poutre BA_20	-0.04	-4.25	-2.63	16
Poutre BA_21	-0.04	5.54	-3.81	16
Poutre BA_21	-0.04	-5.66	-4.08	17
Poutre BA_22	0	5.73	-4.04	17
Poutre BA_22	0	-5.43	-3.39	18
Poutre BA_29	0.01	5.48	-3.49	19
Poutre BA_29	0.01	-5.67	-3.89	20
Poutre BA_30	-0.03	5.64	-4.03	20
Poutre BA_30	-0.03	-5.56	-3.84	21
Poutre BA_31	-0.03	4.25	-2.65	21
Poutre BA_31	-0.03	-4.25	-2.65	22
Poutre BA_32	-0.03	5.56	-3.84	22
Poutre BA_32	-0.03	-5.64	-4.03	23
Poutre BA_33	0.01	5.67	-3.89	23
Poutre BA_33	0.01	-5.48	-3.49	24
Poutre BA_40	-0.41	5.58	-3.75	25
Poutre BA_40	-0.41	-5.57	-3.74	26
Poutre BA_41	-0.35	5.6	-3.91	26
Poutre BA_41	-0.35	-5.61	-3.94	27
Poutre BA_42	-0.24	4.25	-2.63	27
Poutre BA_42	-0.24	-4.25	-2.63	28
Poutre BA_43	-0.35	5.61	-3.94	28
Poutre BA_43	-0.35	-5.6	-3.91	29
Poutre BA_44	-0.41	5.57	-3.74	29

Poutre BA_44	-0.41	-5.58	-3.75	30
Poutre BA_51	1.49	5.22	-2.62	31
Poutre BA_51	1.49	-5.93	-4.16	32
Poutre BA_52	1.5	5.72	-4.15	32
Poutre BA_52	1.5	-5.48	-3.63	33
Poutre BA_53	1.02	4.25	-2.81	33
Poutre BA_53	1.02	-4.25	-2.81	34
Poutre BA_54	1.5	5.48	-3.63	34
Poutre BA_54	1.5	-5.72	-4.15	35
Poutre BA_55	1.49	5.93	-4.16	35
Poutre BA_55	1.49	-5.22	-2.62	36

- Dans les poteaux

A ELU : 1.35G

Élément	F _x (kN)	F _z (kN)	M _y (Kn.m)	Nœud
Poteau BA_1	83.36	-0.8	0.85	1
Poteau BA_1	73.97	-0.8	-1.68	2
Poteau BA_2	124.09	0.02	-0.01	3
Poteau BA_2	114.7	0.02	0.04	4
Poteau BA_3	112.97	0.26	-0.27	5
Poteau BA_3	103.58	0.26	0.55	6
Poteau BA_4	112.97	-0.26	0.27	7
Poteau BA_4	103.58	-0.26	-0.55	8
Poteau BA_5	124.09	-0.02	0.01	9
Poteau BA_5	114.7	-0.02	-0.04	19
Poteau BA_6	83.36	0.8	-0.85	11
Poteau BA_6	73.97	0.8	1.68	12
Poteau BA_12	66.86	-1.48	2.37	2
Poteau BA_12	57.47	-1.48	-2.28	13
Poteau BA_13	99.02	0.02	-0.05	4
Poteau BA_13	89.63	0.02	0.01	14
Poteau BA_14	90.46	0.51	-0.82	6
Poteau BA_14	81.07	0.51	0.8	15
Poteau BA_15	90.46	-0.51	0.82	8
Poteau BA_15	81.07	-0.51	-0.8	16
Poteau BA_16	99.02	-0.02	0.05	10
Poteau BA_16	89.63	-0.02	-0.01	17
Poteau BA_17	66.86	1.48	-2.37	12
Poteau BA_17	57.47	1.48	2.28	18
Poteau BA_23	50.14	-1.47	2.29	13
Poteau BA_23	40.76	-1.47	-2.36	19
Poteau BA_24	74.25	-0.04	0.06	14

Poteau BA_24	64.86	-0.04	-0.06	20
Poteau BA_25	67.85	0.51	-0.79	15
Poteau BA_25	58.47	0.51	0.81	21
Poteau BA_26	67.85	-0.51	0.79	16
Poteau BA_26	58.47	-0.51	-0.81	22
Poteau BA_27	74.25	0.04	-0.06	17
Poteau BA_27	64.86	0.04	0.06	23
Poteau BA_28	50.14	1.47	-2.29	18
Poteau BA_28	40.76	1.47	2.36	24
Poteau BA_34	33.35	-1.46	2.35	19
Poteau BA_34	23.97	-1.46	-2.26	25
Poteau BA_35	49.59	-0.09	0.12	20
Poteau BA_35	40.2	-0.09	-0.16	26
Poteau BA_36	45.22	0.51	-0.81	21
Poteau BA_36	35.83	0.51	0.8	27
Poteau BA_37	45.22	-0.51	0.81	22
Poteau BA_37	35.83	-0.51	-0.8	28
Poteau BA_38	49.59	0.09	-0.12	23
Poteau BA_38	40.2	0.09	0.16	29
Poteau BA_39	33.35	1.46	-2.35	24
Poteau BA_39	23.97	1.46	2.26	30
Poteau BA_45	16.11	-2.01	2.8	25
Poteau BA_45	7.05	-2.01	-3.54	31
Poteau BA_46	25.12	-0.01	0.06	26
Poteau BA_46	15.73	-0.01	0.02	32
Poteau BA_47	22.53	0.66	-0.96	27
Poteau BA_47	13.14	0.66	1.11	33
Poteau BA_48	22.53	-0.66	0.96	28
Poteau BA_48	13.14	-0.66	-1.11	34
Poteau BA_49	25.12	0.01	-0.06	29
Poteau BA_49	15.73	0.01	-0.02	35
Poteau BA_50	16.44	2.01	-2.8	30
Poteau BA_50	7.05	2.01	3.54	36

A ELS : G

Élément	Fx (kN)	Fz (kN)	My (Kn.m)	Nœud
Poteau BA_1	61.75	-0.59	0.63	1
Poteau BA_1	54.79	-0.59	-1.24	2
Poteau BA_2	91.92	0.01	-0.01	3
Poteau BA_2	84.97	0.01	0.03	4
Poteau BA_3	83.68	0.19	-0.2	5
Poteau BA_3	76.72	0.19	0.41	6
Poteau BA_4	83.68	-0.19	0.2	7

Poteau BA_4	76.72	-0.19	-0.41	8
Poteau BA_5	91.92	-0.01	0.01	9
Poteau BA_5	84.97	-0.01	-0.03	19
Poteau BA_6	61.75	0.59	-0.63	11
Poteau BA_6	54.79	0.59	1.24	12
Poteau BA_12	49.52	-1.09	1.75	2
Poteau BA_12	42.57	-1.09	-1.69	13
Poteau BA_13	73.35	0.01	-0.04	4
Poteau BA_13	66.39	0.01	0	14
Poteau BA_14	67.01	0.38	-0.6	6
Poteau BA_14	60.05	0.38	0.59	15
Poteau BA_15	67.01	-0.38	0.6	8
Poteau BA_15	60.05	-0.38	-0.59	16
Poteau BA_16	73.35	-0.01	0.04	10
Poteau BA_16	66.39	-0.01	0	17
Poteau BA_17	49.52	1.09	-1.75	12
Poteau BA_17	42.57	1.09	1.69	18
Poteau BA_23	37.14	-1.09	1.7	13
Poteau BA_23	30.19	-1.09	-1.74	19
Poteau BA_24	55	-0.03	0.04	14
Poteau BA_24	48.05	-0.03	-0.05	20
Poteau BA_25	50.26	0.38	-0.59	15
Poteau BA_25	43.31	0.38	0.6	21
Poteau BA_26	50.26	-0.38	0.59	16
Poteau BA_26	43.31	-0.38	-0.6	22
Poteau BA_27	55	0.03	-0.04	17
Poteau BA_27	48.05	0.03	0.05	23
Poteau BA_28	37.14	1.09	-1.7	18
Poteau BA_28	30.19	1.09	1.74	24
Poteau BA_34	24.71	-1.08	1.74	19
Poteau BA_34	17.75	-1.08	-1.67	25
Poteau BA_35	36.73	-0.07	0.09	20
Poteau BA_35	29.78	-0.07	-0.12	26
Poteau BA_36	33.5	0.38	-0.6	21
Poteau BA_36	26.54	0.38	0.59	27
Poteau BA_37	33.5	-0.38	0.6	22
Poteau BA_37	26.54	-0.38	-0.59	28
Poteau BA_38	36.73	0.07	-0.09	23
Poteau BA_38	29.78	0.07	0.12	29
Poteau BA_39	24.71	1.08	-1.74	24
Poteau BA_39	17.75	1.08	1.67	30
Poteau BA_45	12.17	-1.49	2.07	25
Poteau BA_45	5.22	-1.49	-2.62	31
Poteau BA_46	18.61	-0.01	0.05	26
Poteau BA_46	11.65	-0.01	0.01	32

Poteau BA_47	16.69	0.49	-0.71	27
Poteau BA_47	9.73	0.49	0.82	33
Poteau BA_48	16.69	-0.49	0.71	28
Poteau BA_48	9.73	-0.49	-0.82	34
Poteau BA_49	18.61	0.01	-0.05	29
Poteau BA_49	11.65	0.01	-0.01	35
Poteau BA_50	12.17	1.49	-2.07	30
Poteau BA_50	5.22	1.49	2.62	36

Diagramme des moments à ELU

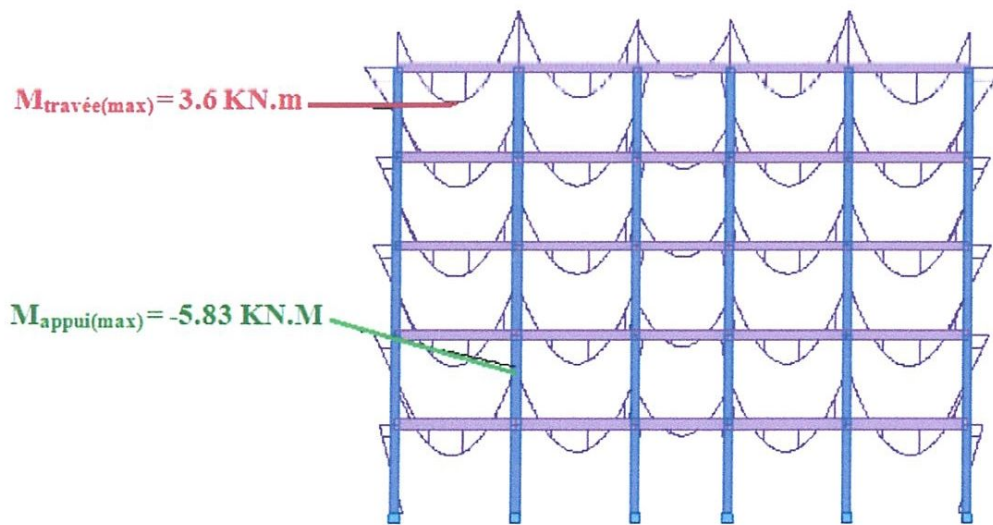


Figure V-5: diagramme des moments à ELU

Diagramme des efforts tranchants (f_z) et des efforts normaux (f_x) dans le portique longitudinal à ELU

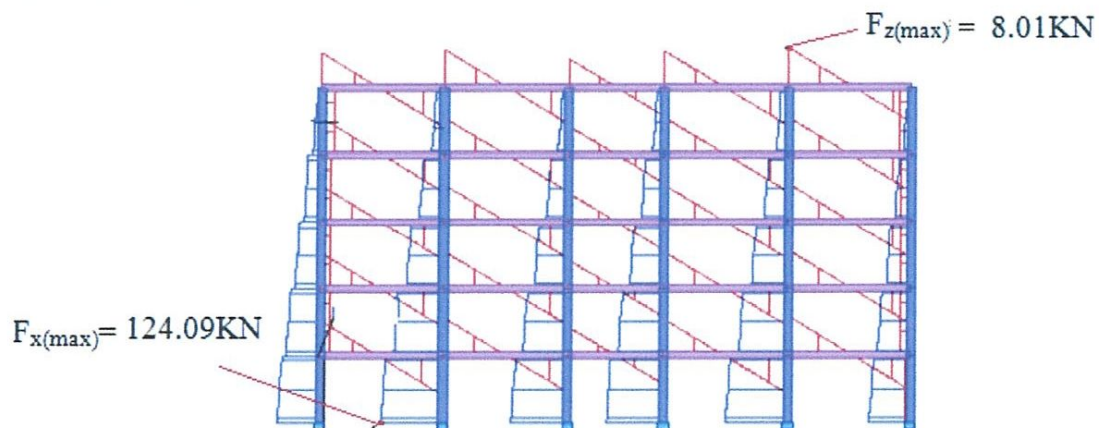


Figure VI-6 : diagramme des efforts normaux et tranchants.

CHAPITRE VII :
FERRAILLAGE

FERRAILLAGE

VII-1 : FERRAILLAGE DES VOILES

Le voile est un élément structural de contreventement, lorsqu'il est du type voile plein c'est une console verticale encastrée à sa base et est soumise à des sollicitations normales (moment et effort normal) et des sollicitations horizontales (effort tranchant)

Il sera donc calculé à la flexion composée avec effort tranchant, on devra disposer les ferraillements suivants :

Aciers verticaux.
Aciers longitudinaux.
Aciers transversaux.

Le ferraillement sera réalisé conformément au règlement RPA99 (version 2003) au quel sera associé le règlement du béton aux états limites CBA 93.

La fissuration est considérée comme peu nuisible, les voiles seront armés symétriquement avec double nappes d'armatures.

VII-1-1 Prescriptions imposées par RPA99 :

Aciers verticaux :

Le ferraillement vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par le **RPA 99** et décrites ci-dessous :

a) 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 section horizontale du béton tendu.

b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

c) A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Aciers horizontaux

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de $10\varnothing$

Règles générales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$\begin{aligned} S &\leq 1,5 \times e \\ S &\leq 30cm \end{aligned} \quad (\text{Article 7.7.4.3 RPA})$$

e : épaisseur du voile

b) 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.

c) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zone d'about) ne devrait pas dépasser le $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

d) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

✓ $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

✓ $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

VII-1-2 Calcul l'acier vertical**Etapes de calcul :**

- Détermination des sollicitations M et N par rapport au centre de gravité du béton seul

- Détermination de la nature de la section, dans notre cas toutes les sections sont partiellement comprimées (s p c)

➤ **Calcul à ELU :**

Une section rectangulaire soumise à la flexion composée est partiellement comprimée si :

La condition suivante est vérifiée

$$N_u \cdot (d - d') - M_{uA} \leq (0.337 - 0.81 \cdot \frac{d'}{h}) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$$

N_u : effort de compression

h : est la longueur de voile

M_{uA} : est le moment par rapport aux aciers tendus

➤ **Etat limite ultime de stabilité de forme**

$e_0 = \frac{M_{UG}}{N_u}$ (l'excentricité) / M_{UG} : est le moment par rapport aux C D G de béton

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ (l'élançement) / $l_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 3.15 = 2.02m$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{b}$$

$X = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \rightarrow$ si $\frac{e_0}{h} \leq 0.75$ / X (coefficient de majoration)

$X = \max \left[1 + 0.15 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \frac{h}{e_0}; 1.4 \right] \rightarrow$ si $\frac{e_0}{h} > 0.75$

$$N_u^* = X N_u$$

$$M_{UG}^* = N_u^* (e_0 + e_a)$$

N_u^* et M_{UG}^* (solicitation du second ordre)

$e_a = 0.005 h_e$ (valable pour un bâtiment à plusieurs étage contreventé par voiles)

$M_{Ua}^* = M_{UG}^* + N_u^* \left(d - \frac{h}{2} \right)$ / M_{Ua}^* est le moment par rapport aux aciers tendus

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Ua}^*}{b d^2 f_{bu}} / f_{bu} = \frac{0.85 F_{C28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.85$ (situation accidentelle)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}$$

➤ Détermination des armatures de flexion

$$A_u = \frac{M_{ua}^*}{Z_u \gamma_s} - \frac{N_u^*}{\gamma_s} = 1$$

Avec $Z_u = (1 - 0.4\alpha) d$

Dans le cas $\mu_{bu} > \mu_l \Rightarrow A'_u \neq 0$ il faut que $A_u > A'_u$, sinon on change les dimensions de la section et notamment l'épaisseur.

Section d'armature minimale**RPA 99 ver 2003**

$$A_{\min} = 0.2\% b . a$$

$a = h - \alpha . d$ (a : longueur du béton tendu)

$$\text{CBA 93 : } A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Le calcul du ferrailage se résume dans les tableaux suivants :

Ferrailage des voiles pleins T_1 et T_2

tableau précédent

NIVEAU	Niveau 00	Niveau 02	Niveau 04
M_U (t.m)	574.67	274.1	58.61
N_U (t)	155	93.76	32.56
h (m)	8.97	8.97	8.97
d (m)	8.073	8.073	8.073
e_0 (m)	3.7	2.92	1.8
e_a (m)	0.0158	0.0158	0.0158
$d - h/2$ (m)	3.588	3.588	3.588
Nature de section	SPC	SPC	SPC
λ	50.92	50.92	50.92
e_0/h	0.41	0.32	0.2
X	1.42	1.42	1.42
N_u^* (t)	220.1	133.14	46.24
M_{Ug}^* (t.m)	817.84	390.87	83.96
M_{Ua}^* (t.m)	1607.55	868.58	249.87
u_{bu}	0.0756	0.04	0.011
α	0.098	0.051	0.0138
Z_u	7.756	7.908	8.028
A_U (cm ²)	3.2	5.82	3.77
A_{min} (RPA) (cm ²)	24.53	25.67	26.57
A_{min} (CBA) (cm ²)	14.62	14.62	14.62
$A_{adopté}$ (cm ²)	60HA8=30.16cm ²	60HA8=30.16cm ²	60HA8=30.16cm ²

Ferrailage des voiles pleins L₁ et L₂

NIVEAU	Niveau 00	Niveau 02	Niveau 04
M _U (t.m)	522.07	249	53.25
N _U (t)	15.95	9.56	3.18
h (m)	2	2	2
d (m)	1.8	1.8	1.8
e ₀ (m)	32.73	26.04	16.74
e _a (m)	0.0158	0.0158	0.0158
d - h/2 (m)	0.8	0.8	0.8
Nature de section	SPC	SPC	SPC
λ	50.92	50.92	50.92
e ₀ /h	16.37	13.02	8.37
X	1.4	1.4	1.4
N _u * (t)	22.33	13.38	4.45
M _{UG} * (t.m)	731.21	348.63	74.56
M _{Ua} * (t.m)	749.07	359.33	78.12
u _{bu}	/	0.34	0.0739
α	/	0.54	0.096
Zu	/	1.41	1.41
A _U (cm ²)	106.7 : A _u =66.2 ; A _u '=40.5	45	10.17
A _{min} (RPA) (cm ²)	6	3.08	5.48
A _{min} (CBA) (cm ²)	3.26	3.26	3.26
A _{adobté} (cm ²)	44HA14 = 67.73cm ²	30HA14 = 46.18cm ²	10HA12 = 11.31cm ²

VII-1-3 Aciers longitudinaux

Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau = \frac{1.4 V_u}{bd} \text{ cette valeur doit être comparée avec } \bar{\tau} = 0.2F_{c28}$$

Avec d = 0.9h

Les résultats des calculs est résumé dans le tableau suivant :

Voiles	V _u (t)	b (m)	h (m)	d (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)
T ₂	49.4	0.15	8.97	8.073	0.57	5
L ₁	44.88	0.15	2	1.8	2.32	5

Dans notre cas la contrainte limite τ est inférieure à $\bar{\tau} = 5$ MPA, donc les armatures d'âmes sont droites.

Calcul les armatures longitudinaux

Ces armatures sont calculées avec :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau}{0.8 F_e}$$

$$S_t \leq \min(1.5e, 30) = 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 20 \text{ cm} \quad 22$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{b \cdot S_t \cdot \tau}{0.8 F_e} = 2.39 \text{ cm}^2$$

D' autre part le RPA 99/03 prévoit un pourcentage minimum de ferraillage qui est de L'ordre de :

0,15% de la section du voile considérée si : $\tau \leq 0.025 f_{c28}$.

0,25% de la section du voile considérée si : $\tau > 0.025 f_{c28}$

$$0.025 F_{c28} = 0.625 \text{ MPA}$$

- $\tau = 0.57 \text{ MPA}$ pour les voiles transversaux $< 0.625 \text{ MPA}$

$$\Rightarrow A_t = 0,15\% \times 15 \times 315 = 7.08 \text{ cm}^2 \text{ : soit } 26 \text{ HA6} = 7.35 \text{ cm}^2 \text{ distribuée d'une façon}$$

Uniforme sur la totalité de hauteur d'étage

- $\tau = 2.32 \text{ MPA}$ pour les voiles longitudinaux $> 0.625 \text{ MPA}$

$$\Rightarrow A_t = 0,25\% \times 15 \times 315 = 11.81 \text{ cm}^2 \text{ soit } 24 \text{ HA8} = 12.06 \text{ cm}^2 \text{ distribuée d'une façon}$$

Uniforme sur la totalité de hauteur d'étage

VII 1-4: dessin du ferraillage des voiles

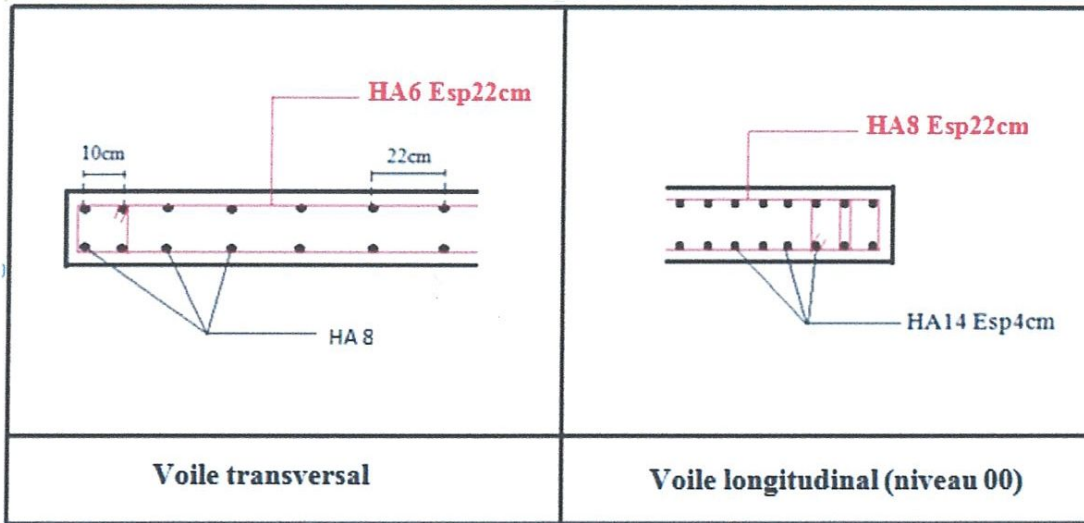


Figure VII 1: dessin du ferraillage des voiles

VII-2 : FERRAILLAG DES POUTRES

Les poutres sont calculées sous les combinaisons les plus défavorables sur appuis et en travées :

$$q_u = 1.34G + 1.5q$$

et

$$q_{ser} = G + q$$

Les poutres sont calculées à la flexion simple.

VII-2-1 Exemple de calcul

Calcul de la section d'armature dans la travée la plus sollicitée dans le portique transversal

Travée 29 (Figure VI-1)

A ELU

$$M_{max} = 58.14 \text{ KN.m}$$

$$F_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{58.14 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.2} = 0.105 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_U = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}}{0.8} = 0.139$$

$$Z_u = d \times (1 - 0.4\alpha_U) = 34 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{58.14 \times 10^5}{34 \times 348 \times 10^2} = 4.64 \text{ cm}^2$$

A ELS

$$U_1 = \frac{M_s}{bd^2\sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times F_c; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right) / n = 1.6 \text{ acer HA}$$

$$M_s = 36.52 \text{ KN.m}$$

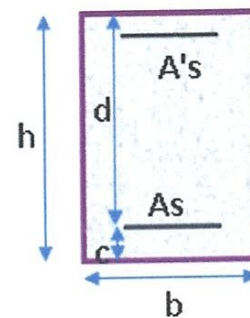
$$\Rightarrow \mu_1 = \frac{36.52 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 202} = 0.0046$$

$$K = 0.032 \quad ; \quad \beta_1 = 0.892 \text{ (tableau)}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \overline{\sigma}_{st} = 0.032 \times 202 = 6.46 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPA} > \sigma_{bc} \Rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{36.52 \times 10^5}{0.892 \times 36 \times 202 \times 10^2} = 5.63 \text{ cm}^2$$



VII-2-2 : Vérification

- Suivent CBA 93

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.001bh = 1.2 \text{ cm}^2$$

Effort tranchant

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_{\max} = 115.5 \text{ kN} \Rightarrow \tau = \frac{115.5 \times 10^3}{300 \times 360} = 1.069 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$$

→ Les armatures d'âmes sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

L'espaceur minimal et la section minimale des armatures d'âmes

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(32.4 ; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \varnothing_1 ; \frac{b}{10}\right)$$

On prend $\varnothing_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4 \varnothing 8 = 2.02 \text{ cm}^2$ (dans les poutres principales)

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b} \text{ pour les cadres fe400} \Rightarrow S_t \leq 28 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Selon le RPA

L'espaceur entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing_t\right) \Rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm}$$

- En dehors de la zone nodale $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus De nu de l'appui ou de l'encastrement.

On prend :

$S_t = 8 \text{ cm}$ dans la zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ en dehors de la zone nodal

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003. S_t.b = 1.35 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la

Poutre est de 0,5% en toute section $\Rightarrow A_{\min} = 0,5\% bh = 6 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante = $0.04.bh = 48 \text{ cm}^2$

6% en zone de recouvrement = $0.06.bh = 72 \text{ cm}^2$

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone I et II

VI-2-3 Résultat de calcul

A ELU

ELU : 1.35G+1.5Q				
	Portique transversal		Portique longitudinal(chainage)	
	Sur appuis	en travée	Sur appuis	en travée
$M_{u(\max)}$ (KN.m)	80.32	58.14	3.6	5.83
f_{bu} (MPa)	14.2	14.2	14.2	14.2
b (mm)	300	300	300	300
d (mm)	360	360	310	310
μ_u	0.145	0.105	0.008	0.014
α_u	0.197	0.139	0.001	0.017
σ_s MPA	348	348	348	348
Z_u (mm)	331.5	340	309.88	307.89
$A_{calculée}$ (cm ²)	6.96	4.91	0.33	0.45
$A_{\min(RPA)}$ (cm ²)	6	6	5.25	5.25
$A_{\min(CBA)}$ (cm ²)	1.3	1.3	1.12	1.12
$A_{adobté}$ (cm ²)	3HA12+3HA14	3HA12+3HA14	2HA14= 3.08cm ²	2HA14

A ELS

ELS : G+Q				
	Portique transversal		Portique longitudinal(chainage)	
	Sur appuis	en travée	Sur appuis	en travée
$M_{s(\max)}$ (KN.m)	50.01	36.52	2.67	4.32
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	202	202	202	202
b (mm)	300	300	300	300
d (mm)	360	360	310	310
μ_1	0.0063	0.0046	0.0004	0.0007
β_1	0.876	0.892	0.965	0.955
K	0.039	0.032	0.008	0.01
σ_{bc} (MPa)	7.88	6.46	1.61	2.02
$A_{calculée}$ (cm ²)	7.85	5.63	0.33	0.45
$A_{\min(RPA)}$ (cm ²)	6	6	5.25	5.25
$A_{\min(CBA)}$ (cm ²)	1.3	1.3	1.12	1.12
$A_{adobté}$ (cm ²)	3HA12+3HA14	3HA12+3HA14	2HA14	2HA14

VII-2-4 Dessin du ferrailage des poutres principales

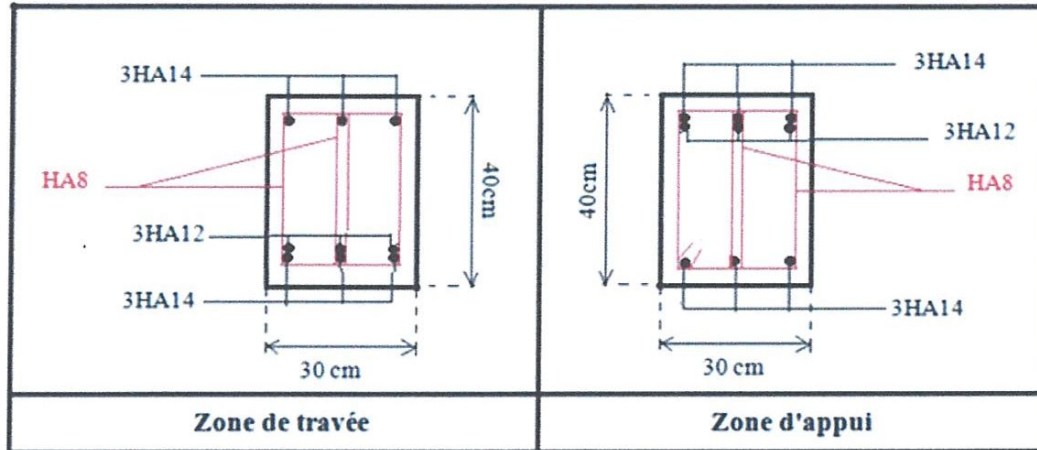


Figure VII 2 : dessin du ferrailage des poutres principales

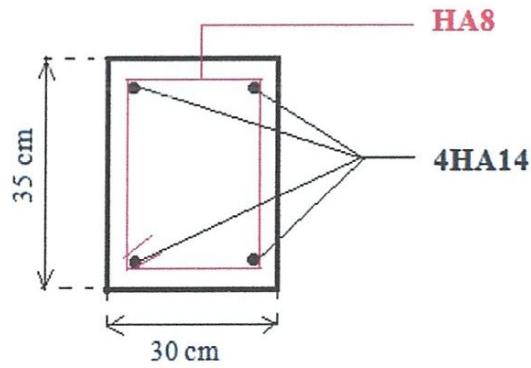


Figure VII-3 Dessin du ferrailage des poutres secondaires (chainages)

VII-3 FERRAILAGE DES POTEAUX

La charge latérale étant en totalité reprise par les voiles de contreventement, les poteaux seront donc sollicités en compression simple avec les hypothèses simplificatrices suivantes :

- On admet que la totalité des forces horizontales sont reprises par les voiles.
- Les moments de continuité en tête et en pied du poteau sont considérés négligeables.
- On admet que la résultante des actions verticales est centrée ou avec faible excentricité même si la structure n'est pas symétrique par rapport aux axes d'implantation du poteau.

Le calcul des pièces à la compression simple se fait uniquement à ELU et la sollicitation calcul est l'effort normal ultime de compression N_u .

Les charges verticales transmises aux poteaux sont évaluées pour notre cas par la descente des charges

Le calcul d'un poteau se faisant à la compression simple en ELU, les vérifications des contraintes du béton et de l'acier à l'ELS sont inutiles

Pour le poteau le plus chargé de notre portique on trouve :

$$N_{u(\max)} = 1049.71 \text{ KN} ; f_{c28} = 25 \text{ MPA} ; f_e = 400 \text{ MPA} ; \gamma_s = 1.15 ; l_f = 0.7 L_0 = 2.2 \text{ m} ;$$

$$\gamma_b = 1.5$$

La section du poteau (30×30)

On suppose que plus de la moitié des charges seront appliquées après 90 jours

Le bâtiment est contreventé par voile

VII-3-1 Calcul des armatures longitudinales

$$A_u \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} + \frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$B_r = (30 - 2)^2 = 784 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = f(\lambda)$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{i_{\min}}{B}}} = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 L_0}{a} \quad / B = a^2$$

$$\Rightarrow \lambda = 25.46 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.768$$

$J > 90$ jours $\Rightarrow \alpha$ n'est divisé par aucun chiffre

$$\Rightarrow A_u = \left(\frac{1049.71 \times 10^3}{0.768} - \frac{784 \times 10^2 \times 25}{1.35} \right) \times \left(\frac{1.15}{400} \right) = -2.44 \text{ cm}^2 < 0$$

Nous avons trouvé une section d'armature négative, cela veut dire que la section du béton seule peut résister à l'effort normal extérieur N_u sans avoir besoin d'armatures. En d'autres termes la section du béton est surabondante.

VII-3 -2 Section d'armatures longitudinales minimum

Le **BAEL91** exige :

$$A_u(\text{min}) = \max[0.2\%B ; 4P(\text{m})]$$

Avec B : section de béton ; P : périmètre de la section en mètre $= 4 \times 0.3 = 1.2 \text{ m}$

$$\Rightarrow A_u(\text{min}) = \max[1.8 ; 4.8] \text{ cm}^2$$

$$A_u(\text{max}) = 5\% B = 45 \text{ cm}^2$$

RPA99 exige

$$A_u(\text{min}) = 0.8\% B = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing_{\text{min}} = 12 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_u(\text{min}) = \max[1.8 ; 4.8 ; 7.2] = 7.2 \text{ cm}^2$$

On adopte 4 HA 16 = 8.04 cm²

La longueur minimale des recouvrements est de $40\varnothing$ en zones I et IIa = 64 cm

$$\text{Selon RPA } h' = \max \left[\frac{h_e}{6} ; a ; b : 60 \text{ cm} \right] = 60 \text{ cm}$$

La distance entre les barres vertical ne doit pas dépasser 25 cm (zone I et IIa)

VII-3-3 Armatures transversales

Selon le RPA

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{S_t b}$ en % Est donnée en fonction de

$$L'élancement géométrique λ_g avec $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = 7.33$$$

$$\Rightarrow \lambda_g = 7.33 > 5 \text{ alors la quantité d'armature transversal minimal} = 3\%$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.03 S_t \times b \quad / \quad S_t \text{ l'espace des armatures transversales}$$

Selon CBA

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_1}{3} = 5.33 \text{ mm ; on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

L'espacement entre deux cadres

$$\text{esp} \leq \text{Min}\{40\text{cm} ; a+10\text{cm} ; 15.\phi_{\text{min}}\} \dots \text{C.B.A}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \text{Min}\{40\text{cm} ; 40\text{cm} ; 24\text{cm}\} \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

Dans la zone nodale :

$$\text{esp} \leq \text{Min}\{15\text{cm} ; 10\phi_{\text{min}}\} \rightarrow \text{Zones I et IIa} \dots \text{R.P.A}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \text{Min}\{15\text{cm} ; 16\text{cm}\} \text{ soit } S_t = 10\text{cm}$$

Dans la zone courante :

$$\text{esp} \leq 15\phi_{\text{min}} \rightarrow \text{Zones I et IIa} \dots \text{R.P.A}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 24\text{cm} \text{ soit } S_t = 20\text{cm}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9\text{cm}^2$$

Résultats

$$A_u = 4\text{HA}16 = 8.04\text{cm}^2$$

$$L_{\text{min}} \text{ de recouvrement} = 64\text{cm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm avec } S_t = 20\text{cm} \text{ dans la zone courant et } 10 \text{ cm dans la zone nodal}$$

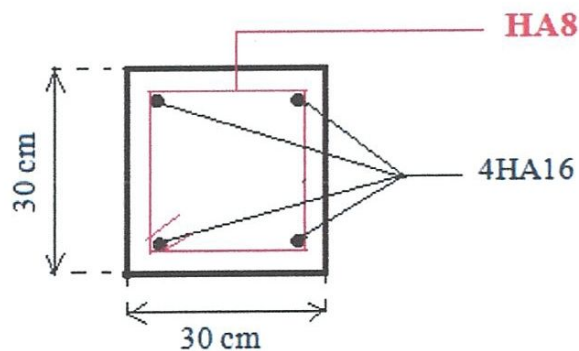
VII-2-4 Dessin du ferraillage des poteaux

Figure VII 4 : Dessin du ferraillage des poteaux

CHAPITRE VIII :
ETUDE DES FONDATIONS

ETUDE DES FONDATIONS

VIII-1: Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges et les surcharges de la superstructure, elles constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VIII-2: Choix du type de fondation :

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles, sinon on optera a priori pour des fondations profondes à semi profondes.

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Le type de structure.
- Les caractéristiques du sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

VIII-3: Type de fondation:

N'ayant pas en notre possession les informations nécessaires sur le sol de fondations mis a part le taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2.5 bars, On choisira à priori, des fondations superficielles de type :

- semelle isolée.
- semelle filante sous voile.

VIII-4: Semelle isolée sous poteau avec un effort centré :

Nous allons calculer la semelle de fondation sous le poteau le plus chargé, et généraliser son dimensionnement (géométrique et mécanique) au reste des semelles isolées.

Sachant que le poteau le plus chargé de la structure est sollicité par :

$$G = 79.39 \text{ t}$$

$$Q = 9.98 \text{ t}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = q_u = 0.25 \text{ MPa}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 122.14 \text{ t}$$

$$N_s = G + Q = 89.37 \text{ t}$$

Dimensionnement Géométrique : (ELS)

1-dimensions A et B de la semelle :

Les dimensions de la section de la semelle sont déterminées à partir de la condition de portance du sol de fondation par :

$\frac{N_{ser}}{A.B} \leq q_u$. Par homothétie du poteau avec la semelle de fondation on a $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1$ (la section est carrée)

Et donc la condition de portance du sol nous donne:

$$A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.3}{0.3} \times \frac{96.63 \times 10^{-2}}{0.25}} = 1.96 \text{ m}$$

$\Rightarrow A \geq 1.96 \text{ m}$, on prend $A = B = 2.2 \text{ m}$ (section carrée)

2-hauteur de la semelle :

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles) :

$$\frac{A-a}{4} \leq d \leq A - a \text{ et } h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{220-30}{4} \leq d \leq 220 - 30 \Rightarrow 47.5 < d < 190 \text{ cm}$$

On prend $d = 55 \text{ cm}$ et $h = 60 \text{ cm}$

$$\text{Poids propre de semelle} = 2.5 \times 2.2^2 \times 0.6 = 7.26 \text{ t} \Rightarrow N_{ser} = 96.63 \text{ t}$$

-vérification des dimensions de la semelle :

$\frac{N_{ser}}{A.B} \leq q_u \Rightarrow \frac{96.63 \cdot 10^{-2}}{2.20^2} = 0,20 \text{ MPa} < q_u = 0,25 \text{ MPa}$, les dimensions sont a priori acceptables.

Dimensionnement mécanique (calcul des armatures ELUR) :

Étant donné que la semelle est rigide le calcul des armatures de la semelle se fera par l'utilisation de la méthode des bielles.

La section des aciers selon A ou B (semelle carrée avec effort normal centré) sera donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{N_u(A-a)}{8d\sigma_s}$$

Avec $N_u = 1,35(N_{pp} + N_{Gapp}) + 1,50N_Q = 1,35(7,26 + 79,39) + 1,50 \cdot 9,98 = 131,95t$

$$\Rightarrow A_s = \frac{131,95 (2,20 - 0,30) \times 10^{-2}}{8 \times 0,55 \times 348} = 0,001637m^2 = 16,37cm^2$$

Soit : 12 HA 14 = 18,47cm²

VIII-5: Dessin du ferrailage des semelles isolées

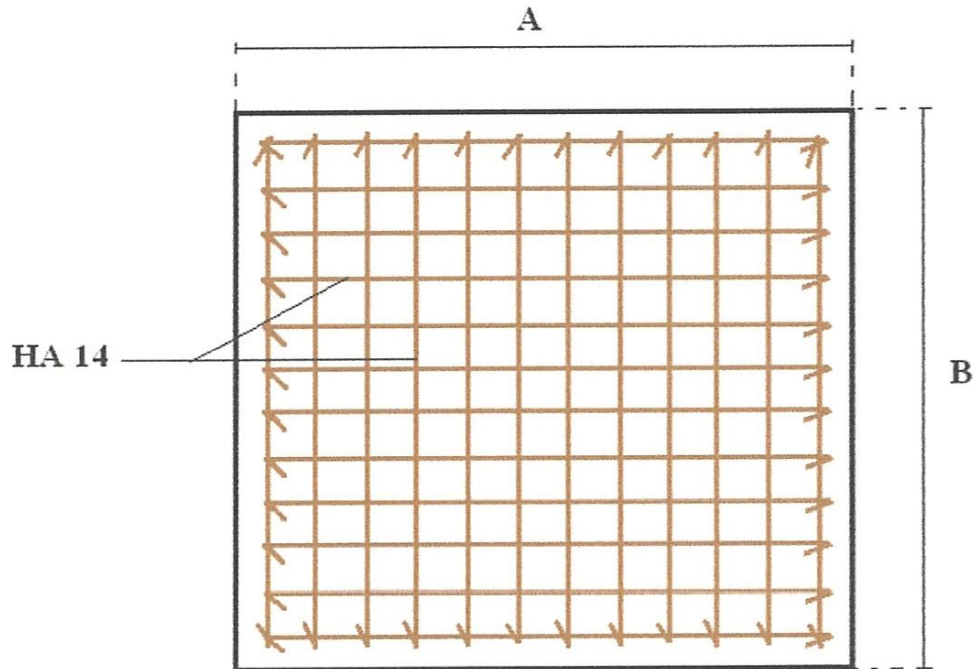


Figure VIII-1: Dessin du ferrailage des semelles isolées

VIII-6: Semelle continue sous voile :(transversaux T₁ et T₂)

$$G = 100.52 \text{ t}$$

$$Q = 12.86 \text{ t}$$

$$L = 8.97 \text{ m}$$

$$N_{ser} = 113.38 \text{ t}$$

$$N_u = 155 \text{ t}$$

$$M = 574.67 \text{ t.m}$$

Dimensionnement de la semelle

La semelle étant très rigide dans le sens de sa longueur elle ne sera calculée que dans le sens transversal.

1-dimensions A et B de la semelle :

V_u que dans le sens de B il n'y a pas de moment de flexion, la méthode des bielles est donc applicable, par conséquent B sera déterminée comme pour une semelle filante de section $1 \times B$ et donc :

$$B \geq \frac{P_{ser}}{q_u}$$

$$P_{ser} = \frac{N_{acr}}{8.97} = 12.64 \text{ t/ml}$$

$$\text{Et donc : } B \geq \frac{12.64 \times 10^{-2}}{0.25} = 0.505 \text{ m}$$

$$\text{Soit } B = 70 \text{ cm}$$

2- épaisseur de la semelle :

Elle sera déterminée par la condition de rigidité :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \Rightarrow \frac{0.7-0.15}{4} \leq d \leq 0.7-0.15$$

$$\Rightarrow 0.137 \text{ m} \leq d \leq 0.55 \text{ m}$$

$$\text{Soit } d = 40 \text{ cm} \Rightarrow h = d + 5 = 45 \text{ cm}$$

-vérification des dimensions de la semelle :

Poids propre de la semelle par mètre linéaire : $2.5 \times 1.00 \times 0.70 \times 0.45 = 0.7875 \text{ t/m}$

$$P_{ser} = 0.7875 + 12.64 = 13.43 \text{ t/m}$$

$\frac{N_{ser}}{A.B} \leq q_u \Rightarrow \frac{13.43.10^{-2}}{0.70} = 0,192MPa < q_u = 0,25MPa$, les dimensions sont a priori acceptables.

3- détermination des aciers :

Le calcul se fait selon B sur une bande de 1 ml de longueur par :

$$A_s = \frac{N_u(B-b)}{8d\sigma_s}$$

Avec $N_u = 1,35(N_{pp} + N_{Gapp}) + 1,50N_Q = 1,35(0.79) + 155/8.97 = 18.34t/m$

$$\text{Et donc : } A_s = \frac{18.34(0.70-0.15)10^{+2}}{8 \times 0.45 \times 348} = 0.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5 HA 10/ml = 3.93 cm²/ml**

Dans le sens de la longueur on disposera des armatures de répartition de section

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA 10 = 2.36 cm²**

Disposition des barres

$$L_s = \frac{\varnothing}{4} \times \frac{f_e}{\tau_u} \text{ avec } \tau_u = 0.6\psi_s^2 \times f_{tj}$$

$\psi = 1.5$ pour l'acier HA

$$\Rightarrow \tau_u = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = 2.8 \text{ MPA} \Rightarrow L_s = \frac{1}{4} \times \frac{400}{2.8} = 35.71 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{70}{4} = 17.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow l_s = 31.5 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Les barres sont prolongée jusqu'aux extrémités est sont avec crochets.

VIII-7: Semelle continue sous voile :(longitudinaux L₁ et L₂)

B = 60 cm ; d = 30 cm ; h = 35 cm

$A_s = 0.46 \text{ cm}^2$ on adopte **5 HA 10/ml = 3.93 cm²/ml**

$A_r = 3 \text{ HA } 10 = 2.36 \text{ cm}^2$

VIII-8: Schéma des ferrailrages des voiles :

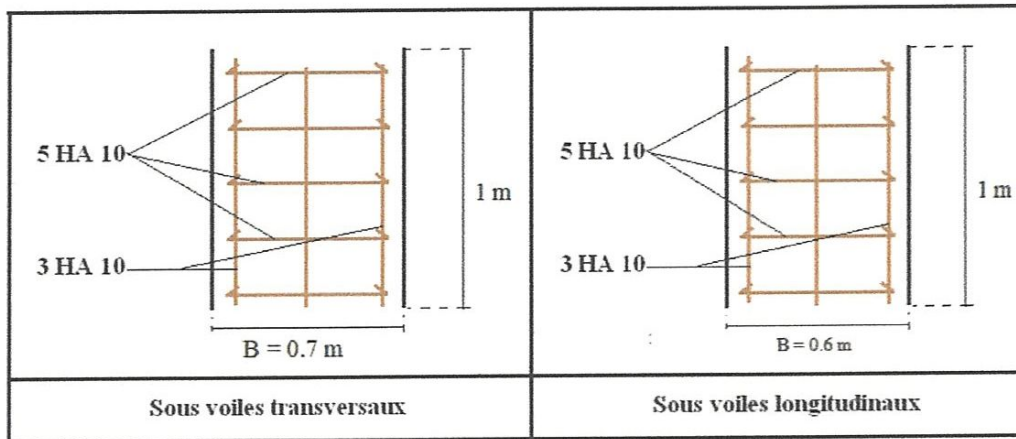


Figure VIII-2: schéma de ferraillage

VIII-9 : Les longrines:

➤ Définition :

Les longrines sont des poutres reliant les semelles au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme pour un tirant sollicité par un effort de traction égal à :

$$N/\alpha \geq 20\text{KN},$$

N est l'effort normal maximal apporté par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et du site considéré.

$\alpha = 12$ pour notre cas (zone II a et site S3)

➤ Dimensionnement de la longrine:

Selon l'RPA 99 (art. 10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale des l'origine sont:

- (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3

Pour notre cas (site ferme S3) on prend une section de (30x25) cm²

➤ **Ferraillage de la longrine :**

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,6\% \times b \times h$$

$$A = 0,006 \times 30 \times 25 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6HA12 ($A = 6,79 \text{ cm}^2$)

Vérification : avec $N_{\text{umax}} = 132 \text{ t}$ et $\alpha = 12$ on aura $A = \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{132 \cdot 10^{-2}}{\frac{12}{400 \cdot 1.15}} = 3.16 \text{ cm}^2$

⇒ 6HA12 est un bon choix.

➤ **Armatures transversales :**

On prend : $2 \phi 6$ ($A = 0.56 \text{ cm}^2$)

Avec espacement de :

$$e = \min(20 \text{ cm}, 15 \phi) = 18 \text{ cm}$$

Soit $e = 15 \text{ cm}$.

➤ **Schéma de ferraillage**

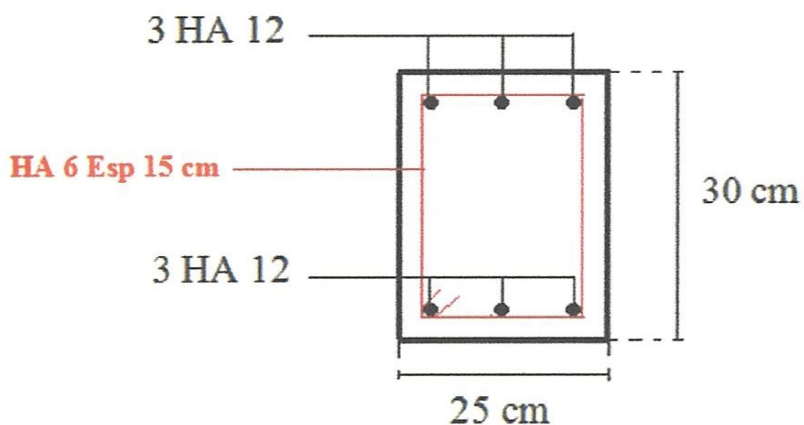


Figure VIII-3: schéma de ferraillage

Bibliographie :

REGLEMENT

- ☐ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- ☐ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
- ☐ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91

LIVRES

- ☐ Calcul pratique des ossatures des bâtiments en BA.....Albert Fuentes
- ☐ Calcul des ouvrages en béton armé..... M. Belazoughi
- ☐ Exercices de béton armé avec leurs solutions.....Pierre Charon

COURS

- ☐ Béton armé
- ☐ Dynamique des structures
- ☐ Thèse de fin d'étude d'anciens étudiants

LOGICIELS

- ☐ Logiciel d'analyse des structures **ROBOT** version 2010
- ☐ Logiciel de ferrailage **EXPERT**
- ☐ WORD 2007