

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées  
Département : Génie civil

**Mémoire de fin d'études**

Présenté par :  
**BOUMERZOUG Nesrine**  
**NOUARI Naima**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : Génie civil  
Option : Bâtiment

**Thème :**

**Etude d'un bâtiment en R+5 à usage multiple contreventé  
par des voiles porteurs en béton armé**

**Devant le jury composé de :**

M <sup>r</sup> ARIBI Chouaib	MCB	UAMOB	Président
M <sup>me</sup> ROUABEH Aicha	MAA	UAMOB	Encadrant
M <sup>r</sup> REFFAS Brahim	MAA	UAMOB	Examineur
M <sup>r</sup> AMRANE Belaid	MCB	UAMOB	Examineur

**Année Universitaire 2018/2019**

## Dédicace

*Je remercie le Dieu de m'avoir donnée la santé, le courage tout au long de mes études.  
Avec beaucoup de bonheur et d'amour je dédie ce travail, fruits de mes longues  
années d'études :*

***À mon très cher père :***

*Qui est le meilleur père dans ce monde, grâce à son encouragement, sa confiance et  
son soutien moral et matériel.*

***A ma mère :***

*Ma mère, celle qui est la plus chère au monde, merci ma mère de m'avoir soutenu et  
souffert pour que je puisse réaliser mes rêves et mes espérances et de m'avoir donné  
toute l'affection pour que je puisse continuer.*

*Que Dieu garde mes parents et les protège.*

*À mes chères sœurs : **Yasmina et son mari Nassim, Nouara, Kenza, Ikram***

*À mes frères : **Nacerddine, Aissa***

*A ma copine **Naima** qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*À mes amies surtout: **Samiha, Samira ,Lahna ,Karima, Imane, Ahlam, Nassima,  
Fahima , Aicha ,Zahia ,Sabrine ,Dehia, Wissam ,Chadia, Lila ,Nafiaa.***

*A toute personne qui m'a aidée à réaliser ce modeste travail.*

**NESRINE.**

## **Dédicace**

Je dédie ce modeste travail à:

A mes très chers parents Mama **AUBA** et papa **ALI** qui m'ont soutenu moralement et financièrement et de tendresse qu'Allah me les garde durant toute ma vie.

A mon marie **HACENE** et toute ma famille.

A mes très chères sœurs : **NADIA, HASSINA, SONIA.**

A mes frères : **L Aid, BRAHIM, ABDE MALAK.**

A ma sœur et ma copine **NESRINE** et sa respectueuse famille.

A mes amies intimes

***Sabrina, Dehia, Aicha, Nadira, Zahia, Nacira, Kahina, Siham, Hanane, Nafiaa.***

A toutes personnes qui m'ont aidé à réaliser ce modeste travail.

A toute la promotion de Génie Civil **2018/2019.**

***NAIMA***

## Remerciement

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

*Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre promotrice M<sup>me</sup> ROUABEH pour son soutien permanent, sa disponibilité et ses précieux conseils tout au long du projet.*

*Nous ne manquerions pas de remercier vivement tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*

*Nous remercions également tous les membres du jury pour l'honneur qu'il nous feront en jugeant notre travail.*

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

# Sommaire

<b>Introduction Générale.....</b>	<b>01</b>
-----------------------------------	-----------

## **Chapitre 1 : Présentation du projet.**

1.1. Introduction .....	02
1.2. Description du projet.....	02
1.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	02
1.4. Données de site.....	02
1.5. Eléments de l'ouvrage.....	02
1.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	04
1.7. Les combinaisons d'action .....	08
1.8. Les données de calcul.....	08

## **Chapitre 2 : Le pré dimensionnement des éléments résistants**

2.1.	
Introduction .....	10
2.2. Evaluation des charges et surcharges.....	10
2.3. Pré dimensionnement des planchers.....	13
2.4. Les poutres.....	14
2.5. Les escaliers.....	15
2.6. Voiles.....	17
2.7. Pré dimensionnement des poteaux.....	19

## **Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires**

3.1. Introduction .....	26
3.2. Etude de L'acrotère.....	26
3.3. Etude des balcons .....	33

3.4. Etude d'escalier .....	36
3.5. Etude du plancher .....	56

## **Chapitre 4 : Etude sismique**

4.1 Introduction.....	69
4.2. Présentation de logiciel du calcul ETABS .....	69
4.3. Présentation de la vue en 3D .....	69
4.4. Choix de la méthode de calcul .....	70
4.5. Disposition des voiles.....	73
4.6. Caractéristiques géométriques et massique de la structure.....	73
4.7. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et Commentaires .....	75
4.8. Calcul de l'effort tranchant modal à la base .....	75
4.9. Combinaisons des réponses modales .....	76
4.10. Vérification des exigences de RPA99/2003 .....	77
4.11. Justification du système de contreventement.....	78
4.12. Distribution des forces sismiques selon la hauteur .....	78
4.13. Vérification des déplacements latéraux inter-étage .....	80
4.14. Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	80
4.15. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble.....	82
4.16. Calcul de centre de gravité de la structure .....	83
4.17. Vérification de l'effort normal réduit.....	83

## **Chapitre 5 : Etude des éléments résistants**

5.1. Introduction.....	85
5.2. Ferrailage des poteaux .....	85
5.2.1. Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau).....	85

5.2.2. Etude de ferrailage.....	85
5.3. Ferrailage des poutres .....	94
5.3.1. Calcul du Ferrailage.....	93
5.3.2. Exemple de calcul .....	94
5.3.2.1. Calcul des armatures longitudinales.....	94
5.3.2.2. Calcul des armatures transversales .....	95
5.4. Ferrailage des voiles.....	100
5.4.1. Combinaisons du calcul.....	100
5.4.2. Recommandations du RPA99/version2003.....	100
5.4.3. Ferrailage des voiles.....	102
5.4.3.1. Exemple du calcul.....	103

## **Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure**

6.1. Introduction.....	108
6.2. Choix du type de fondation.....	108
6.3. Etude du radier .....	109
6.4. Condition de la raideur .....	111
6.5. Condition de coffrage .....	112
6.6. Calcul du D (débordement) .....	113
6.7. Condition de non poinçonnement.....	114
6.8. Vérification au cisaillement.....	114
6.9. Détermination des charges et des surcharges .....	114
6.10. Vérification du renversement.....	115
6.11. La surface minimale du radier.....	116
6.12. Ferrailage du radier .....	116
6.12.1. Méthode de calcul	

6.12.2. Ferrailage de la dalle du radier.....	116
6.12.3. Etude de débord du radier .....	119
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>121</b>

# Liste des figures

## Chap. 1 : Présentation du projet

Figure 1.1.La maçonnerie.....	03
Figure 1.2.Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	05
Figure 1.3.Evolution de la béton en traction $f_{tj}$ en fonction celle de compression $f_{cj}$ ... ..	05
Figure 1.4.Diagramme contrainte-déformation pour le béton.....	06
Figure 1.5.Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	08

## Chap. 2 : Le pré dimensionnement des éléments résistants

Figure. 2.1 Plancher terrasse (corps creux).....	10
Figure. 2.2 : Plancher étage courant (corps creux).....	11
Figure 2.3 : Dalle en corps creux.....	14
Figure 2.4 : Schéma d'un escalier.....	15
Figure. 2.5: Coupée voile en élévation.....	18
Figure 2.6. Coupes de voiles en plan.....	18

## Chap. 3: Etude des éléments secondaires

Figure 3.1: Acrotère.....	26
Figure 3.2 : Diagramme des efforts internes dans l'acrotère.....	27
Figure 3.3 : Section du calcul de l'acrotère.....	27
Figure (3.4) Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	33
Figure 3.5 : Schéma statique du balcon.....	33.
Figure 3.6 : Schéma de ferrailage du balcon.....	36
Figure 3.7 : Schéma statique de l'escalier type1 (ELU).....	36
Figure 3.8 : Schéma statique de l'escalier type1 (ELS).....	37

Figure 3.9 : Diagramme de M et T à ELU.....	38
Figure 3.10 : Diagramme de M et T à ELS.....	39
Figure 3.11 : Schéma statique de l'escalier type 2 (ELU).....	44
Figure 3.12 : Schéma statique de l'escalier type 2 (ELS).....	44
Figure 3.13. Diagramme de M et T à ELU.....	45
Figure 3.14. Diagramme de M et T à ELS.....	46
Figure 3.15.Schéma de ferrailages d'escaliers types 1.....	50
Figure 3.16.Schéma de ferrailages d'escaliers types 2.....	51
Figure (3.17) Schéma statique de la poutre palière (ELU).....	52
Figure (3.18) Schéma statique de la poutre palière (ELS).....	52
Figure (3.19) schéma de ferrailage de la poutre palière.....	56
Figure 3.20. Les poutrelles.....	56
Figure 3.21. Poutrelle type 1.....	59
Figure 3.22. Poutrelle type 2.....	60
Figure 3.23. Poutrelle type 3.....	61
Figure 3.24 : Schéma de ferrailage de la poutrelle.....	68
 <b>Chap.4: Etude sismique</b>	
Figure 4.1 : schéma de la structure en 3D.....	69
Figure 4.2 : Disposition des voiles.....	73
Figure 4.3 : Spectre de réponse.....	78
Figure 4.4 : Evaluation des effets du second ordre.....	81
 <b>Chap. 5 : Etude des éléments résistant</b>	
Fig.5.1 : Zone nodale.....	87
Figure 5.2 : Schémas de ferrailage des poteaux.....	93

Figure 5.3 : Schémas de ferrailage des poutres principales.....	99
Figure 5.4: Schémas de ferrailage des poutres secondaires.....	99
Figure 5.5 : Disposition des armatures verticales dans le voile.....	101
Figure 5.6: Schéma de ferrailage du voile.....	102
<b>Chap. 6 : Etude de l'infrastructure</b>	
Figure 6.1. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	109
Figure 6.2. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.....	110
Figure 6.3. Schéma de ferrailage de radier en appuis et en travée.....	111

## **Liste des tableaux**

### **Chap. 2 : Le pré dimensionnement des éléments résistants**

Tableau 2.1:charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.....	10
Tableau 2.2:Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.....	11
Tableau 2.3: Charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.....	11
Tableau 2.4: Charge du balcon.....	12
Tableau 2.5: Charge du palier.....	12
Tableau 2.6: Charge du Volée.....	13
Tableau 2.7:Charge du l'acrotère.....	13
Tableau 2.8 : Evaluation des poids propres des poteaux.....	21
Tableau 2.9 : Tableau de loi de dégressions des charges d'exploitations.....	21
Tableau 2.10 : Descente de charge poteaux intermédiaires.....	23

Tableau 2.11 : Tableau récapitulatif de vérification des sections.....	23
Tableau 2.12 : Vérification au flambement.....	24
Tableau 2.13 : Choix des sections des poteaux.....	25

### **Chap. 3 : Etude des éléments secondaires**

Tableau 3.1 : Différentes combinaisons de l'acrotère a utilisé.....	27
Tableau 3.2 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton de ...l'acrotère.....	31
Tableau 3.3 : Vérification de calcul des armatures en travée à L'ELS.....	43
Tableau 3.4 : Vérification de calcul des armatures en appuis à L'ELS.....	43
Tableau 3.5 : Les armatures obtenues de l'escalier.....	43
Tableau 3.6 : Vérification de calcul des armatures en travée à L'ELS.....	50
Tableau 3.7 : Vérification de calcul des armatures en appuis à L'ELS.....	50
Tableau 3.8 : Les armatures obtenues de l'escalier.....	50
Tableau (3.9).Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de la poutre.....	55
Tableau 3.10 : Charges revenant aux poutrelles avant coulage.....	57
Tableau 3.11 : Ferrailage des poutrelles à l'ELU.....	57
Tableau 3.12 : Charges revenant aux poutrelles après coulage.....	57
Tableau 3.13 : Principe de calcul de la méthode de Caquot.....	59
Tableau 3.14 : Tableau récapitulatif des résultats trouvés d'après la méthode de Caquot (ELU).....	59
Tableau 3.15 : Tableau récapitulatif des résultats trouvés d'après la méthode de Caquot(ELS).	
Tableau 3.16: Tableau récapitulatif des résultats trouvés d'après la méthode de Caquot (ELU).	



Tableau (4.17) Calcul le moment de renversement sens Y-Y.....	83
Tableau (4.18) Centre de gravité et de torsion.....	83
Tableau (4.19) Vérification de renversement.....	83
Tableau (4.20) Vérification de l'effort normal réduit.....	84
<b>Chap.5 : Etude des éléments résistant</b>	
Tableau 5.1.Vérification des poteaux sous sollicitation normales.....	85
Tableau 5.2:Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.....	86
Tableau 5.3 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Nmax,Mcorr).....	87
Tableau 5.4: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Mmax, Ncorr).....	87
Tableau 5.5 : Ferrailages des poteaux situation durable (Nmax,Mcorr).....	87
Tableau 5.6 : Ferrailages des poteaux situation durable (Mmax, Ncorr).....	88
Tableau 5.7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Nmax, Mcorr).....	88
Tableau 5.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Mmax, Ncorr).....	88
Tableau 5.9 : Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux.....	88
Tableau (5.10) Armature transversale (Zone courante).....	90
Tableau (5.11).Armature transversale (Zone nodale).....	91
Tableau 5.12 :Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant.....	91
Tableau 5.13 : Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS.....	92
Tableau 5.14 : Vérification de l'effort normale ultime.....	93
Tableau 5.15 : Ferrailage des poutres principales.....	95
Tableau 5.16 : Ferrailage des poutres secondaires .....	95
Tableau 5.17 : Vérification de contrainte de cisaillement des poutres.....	96
Tableau 5.18 : Vérification des poutres principales à l'ELS.....	99
Tableau 5.19 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	99

Tableau 5.20 : Ferrailage verticale du voile type 1 avec $L=1,6$ .....	106
Tableau 5.21 : Choix des barres du voile type 1.....	106
Tableau 5.22 : Ferrailage verticale du voile type 2 avec $L=2,22$ .....	106
Tableau 5.23 : Choix des barres du voile type 2.....	107
Tableau 5.24 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.....	107

## **Chap.6: Étude de l'infrastructure**

Tableau 6.1 : La surface revenant aux semelles.....	109
Tableau 6.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier.....	113
Tableau 6.3 : Vérification des contraintes normales.....	115
Tableau 6.4 : Les moments à L'ELU.....	117
Tableau 6.5 : Les moments à L'ELS.....	117
Tableau 6.6 : Vérification des contraintes de sol sous le radier.....	118
Tableau 6.7 : Vérification des panneaux de radier.....	119
Tableau 6.8 : ferrailage du débord.....	119

## Notation et symbole

- A (ou  $A_s$  ou  $A_l$ ) : Aire d'une section d'acier (longitudinal)
- $A_t$  : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
- B : Aire d'une section de béton
- $E_s$  : Module de Young de l'acier
- $E_{ij}$  : Module de Young instantané à l'âge de j jours
- $E_{vj}$  : Module de Young diffère à l'âge de j jours
- F : Force ou action en général
- $I_l$  : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
- $M_{ser}$  : Moment fléchissant de calcul de service
- $M_u$  : Moment fléchissant de calcul ultime
- $N_{ser}$  : Effort normal de calcul de service
- $N_u$  : Effort normal de calcul ultime
- P : Action permanente
- Q : Action d'exploitation
- $V_u$  : Effort tranchant de calcul ultime
- a : Largeur d'un poteau ou d'un voile
- b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
- $b_0$  : Largeur de l'âme d'une poutre
- d (et  $d_0$ ) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
- e : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier
- $f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
- $f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
- g : Charge permanente unitaire
- h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation
- $h_0$  : Hauteur du talon d'une poutre
- $h_1$  : Hauteur du hourdis d'une poutre
- j : Nombre de jours de maturité du béton
- L : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

$q$  : Charge permanente unitaire.

$St$  : Espacement des armatures transversales.

$y_1$  : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.

$y_u$  : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.

$z$  (ou  $z_b$ ) : Bras de levier du couple de flexion.

$\alpha_u$  : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.

$\gamma_s$  : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).

$\gamma_b$  : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

$\epsilon_{bcmax}$  : Déformations maximale du béton comprimé (epsilon).

$\epsilon_{st}$  : Déformations des armatures tendues.

$\epsilon_{sc}$  : Déformations des armatures comprimées.

$\eta$  : Coefficient de fissuration relatif à une armature (eta).

$\lambda$  : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).

$\mu_{ser}$  : Moment ultime réduit à l'ELS (mu).

$\mu_u$  : Moment ultime réduit à l'ELU.

$\nu$  : Coefficient de poisson (nu).

$\rho$  : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).

$\sigma$  : Contrainte normale (sigma).

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale du béton comprimé.

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.

$\sigma_{sc}$  : Contrainte dans les aciers comprimés.

$\tau$  : Contrainte tangente (tau).

$\tau_u$  : Contrainte tangente conventionnelle.

$\tau_s$  : Contrainte d'adhérence.

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence d'entraînement.

$\varphi$  : Coefficient de fluage (phi).

$\Phi_l$  : Diamètre d'une armature longitudinale.

$\Phi_t$  : Diamètre d'une armature transversale.

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).



# **Introduction générale**

## **Introduction générale**

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention: structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

Notre travail de fin d'étude présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple (habitation et commerce) comportant 6 niveaux (R+5), situé en zone de moyenne sismicité (II a), implanté dans la wilaya de BOUIRA.

La première partie de notre étude c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a été consacrée aux l'étude des éléments secondaires (l'escalier, les balcons, les planchers, l'acrotère).

La troisième partie c'est L'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par logiciel de calcul ETABS.

La dernière partie c'est le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS. (Poteaux, poutres, voile, les fondations).

# Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage

### 1.1. Introduction

Ce chapitre consiste une présentation générale de l'ouvrage qui est l'objet de cette étude.

### 1.2. Description du projet

Dans le cas de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment qui est constitué d'un Rez-de-chaussée à usage commercial plus cinq étages destinés pour habitation. Le bâtiment est implanté à la willaya de Bouira qui est classée, selon la carte de zonage de **RPA 99 version 2003**, comme une zone de sismicité moyenne (**Zone IIa**).

### 1.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont résumées dans le tableau suivant :

Dimensions en élévation (m)		Dimensions en plan (m)	
Hauteur de RDC	<b>3.57</b>	Longueur de bâtiment	<b>22.80</b>
Hauteur des étages courant	<b>3.06</b>	Largeur de bâtiment	<b>19.88</b>
Hauteur totale du bâtiment	<b>18.87</b>		

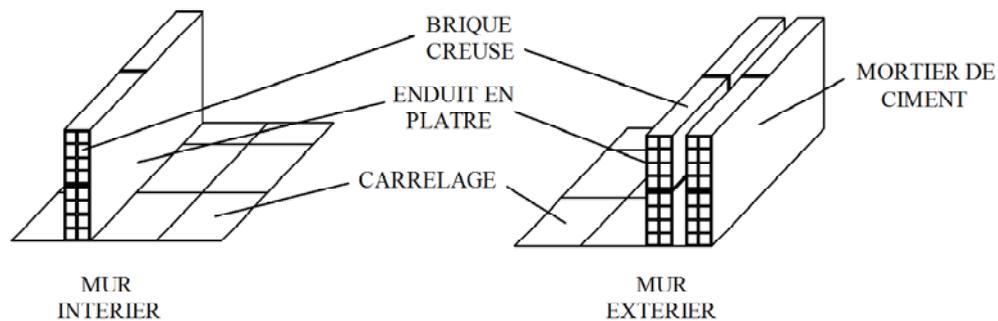
### 1.4. Données de site

- L'ouvrage sera implanté à Bouira, qu'est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA99 /version 2003.
- Le site est considéré comme un site ferme (S2).F

### 1.5. Eléments de l'ouvrage

- ♦ **Les planchers** : Ce sont des aires, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression, ils peuvent être des dalles pleines aussi qui forment un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.
- ♦ **Les poteaux**: Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moment fléchissant) à la base de la structure.
- ♦ **Les poutres** : Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations. Elles sont sollicitées à la flexion simple.
- ♦ **Les voiles** : Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions) réalisés en béton armé. Ils constituent le système de contreventement du bâtiment. Le choix des dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

- ♦ **Les escaliers** : Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé et coulés sur place.
- ♦ **La maçonnerie**
- ✓ **Les murs extérieurs**: Ils sont réalisés en brique creuses à double parois séparées par une lame d'air afin d'assurer une isolation thermique.
- ✓ **Les murs intérieurs**: Ils sont réalisés en simple cloisons de brique creuses de 10cm , leur fonction principale est la séparation des espaces ainsi l'isolation thermique et acoustique .



**Figure 1.1. La maçonnerie.**

- ♦ **L'infrastructure**: Elle est réalisée en béton armé et elle assure les fonctions suivantes:
  - ✓ Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
  - ✓ Limiter les tassements.
  - ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- ♦ **Les revêtements** : Le revêtement de la structure est constitué de :
  - ✓ Enduit en plâtre pour les plafonds.
  - ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
  - ✓ Céramique pour les salles d'eau.
  - ✓ Mortier de ciment pour les murs de façades et les salles d'eau et cuisines.
- ♦ **Terrasse** : La terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour entretien.
- ♦ **Balcons** : Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

## 1.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

### 1.6.1. Le béton

Le béton est un matériau constitué par un mélange du ciment, granulats (sable, gravillons) et l'eau, et le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

**a. Ciment:** Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

**b. Granulats:** Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

### b.1. Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

### b.2. Graviers

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

## 1.6.1.1. Résistance mécanique du béton

### 1.6.1.1.1. Résistance à la compression

Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$  selon le **BAEL91 (Article A.2.1.11)** :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

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

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Dans notre cas on a:  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

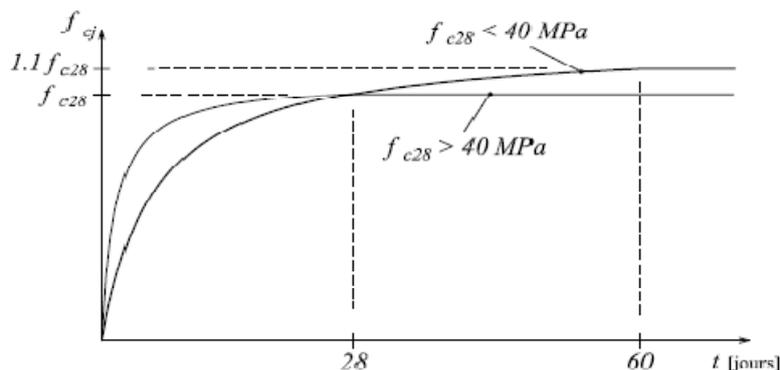


Figure 1.2. Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

### 1.6.1.1.2. Résistance du béton à la traction $f_{tj}$

La résistance du béton à la traction est donnée par l'expression suivante :

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

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa}$$

Dans notre cas :  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

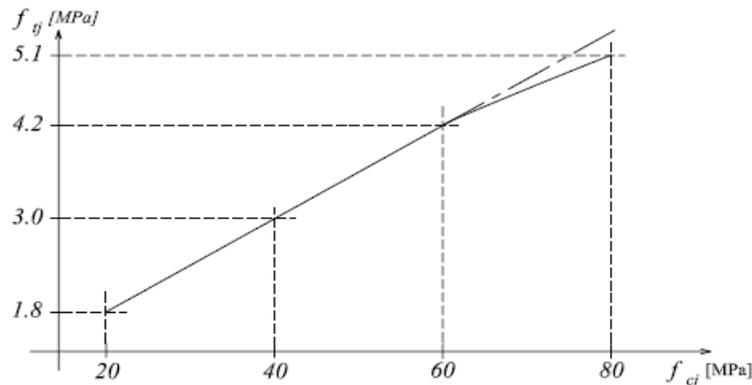


Figure 1.3. Evolution de béton en traction  $f_{tj}$  en fonction celle de compression  $f_{cj}$ .

### 1.6.1.2. Déformation de béton

#### 1.6.1.2.1. Module de déformation longitudinale

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91** :

- Le module de déformation longitudinale instantanée qui est, d'après l'article A.2.1.2.1, égale à :
 
$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour :  $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.20 \text{ Mpa}$ .

- Le module de déformation longitudinale différé qui est, d'après l'article A.2.1.22, égale

$$\text{à : } E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$E_{vj} = 4400 f_{cj} \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa sans fumée de silice.}$$

$$E_{vj} = 6100 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa avec fumée de silice.}$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10818.87 \text{ Mpa}$ .

#### 1.6.1.2.2. Module de déformation transversale

La valeur du module déformation transversale est donnée par :  $G = \frac{E}{2 \times (v+1)}$

Avec E: Module de Young

$v$ : Coefficient de poisson donné par :  $v = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est égal à 0 (à l'ELU).

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est égal à 0.2 (à l'ELS).

$$C\text{-à-d: } \begin{cases} ELU: v = 0 \text{ et } G = 0.5 \times E \\ ELS: v = 0.2 \text{ et } G = 0.42 \times E \end{cases}$$

### 1.6.1.3. Contrainte de calcul ultime du béton (État limite ultime ELU)

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :  $\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

$$\varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ (\text{Min}(4,5 ; 0,025f_{cj}))\text{‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

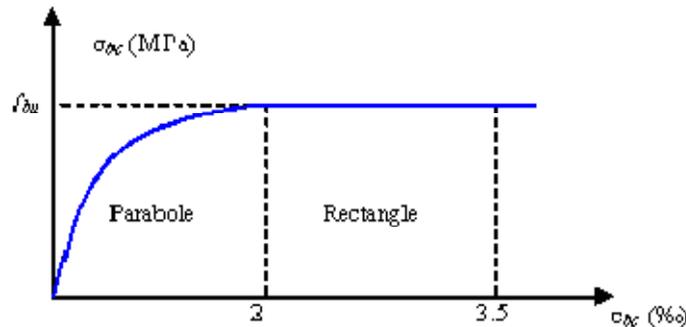


Figure 1.4. Diagramme contrainte-déformation pour le béton à l'ELU.

La contrainte  $f_{bu}$  est donnée par : 
$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

Avec  $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton en compression à J jour

$f_{bu}$  : Contrainte de calcul pour  $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

$\varepsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression

$\gamma$  : Coefficient de sécurité, tel que  $\gamma_b = 1.5$  Pour une combinaison fondamentale et  $\gamma_S = 1.15$  pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$  Lorsque la durée probable d'application des charges  $> 24\text{h}$

$\theta = 0.9$  Lorsque cette durée entre 1h et 2h

$\theta = 0.85$  Lorsque elle est  $> 1\text{h}$

### 1.6.1.4. Contrainte de cisaillement du béton

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

• Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min(0.2f_cJ\gamma_b, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times 25 \times 1.5, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow$

$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

• Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min(0.15f_cJ\gamma_b, 4 \text{ MPa})$

$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.15 \times 25 \times 1.5, 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

### 1.6.1.4. Contrainte de compression du béton à ELS

La contrainte de compression du béton est limitée à :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ .

A l'état limite de service,  $\sigma_b$  doit être inférieure à  $\bar{\sigma}_{bc}$ .

### 1.6.2. Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

#### 1.6.2.1. Contrainte de l'acier à E.L.U

La contrainte de l'acier est donnée par la relation suivante :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Où  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité égale à 1.5 en situation durable et égale à 1 en situation accidentelle.

$f_e$  : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

Pour notre cas :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situations durables.} \\ 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situation accidentelles.} \end{cases}$

#### 1.6.2.2. Contrainte limite de service à l'ELS

Fasse au risque de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures. D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- **fissuration peu nuisible** : Il n'y a aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU.
- **fissuration préjudiciable** :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$
- **fissuration très préjudiciable** :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

Avec  $\eta$  : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$$\begin{cases} \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à haute adhérence (HA) de } \phi \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1.3 \text{ pour les armature à haute adhérence } \phi < 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1.00 \text{ pour les acier reuds lisses.} \end{cases}$$

#### 1.6.2.3. Diagramme contraintes - déformations de l'acier

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme de calcul contrainte-déformation de l'acier est représenté dans la figure suivante :

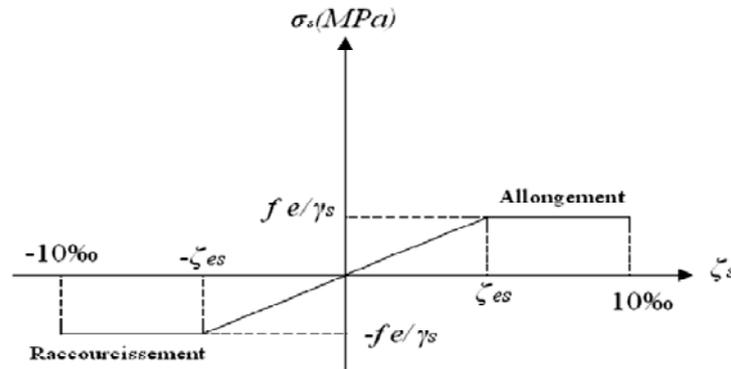


Figure 1.5. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

### 1.7. Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments. Les combinaisons d'action à considérer sont:

- **Combinaison de RPA99 /V2003 :**

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

- **Combinaison du BAEL 91:**

$$\text{ELU: } 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS: } G + Q$$

Avec G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Charges accidentelles.

### 1.8. Les données de calcul

Les données de calcul adoptées pour cette étude sont :

Pour le béton:

- Résistance du béton à la compression à 28 jours est :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- Résistance du béton à la traction est :  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité différé de béton est :  $E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité instantané de béton est :  $E_{ij} = 32456.59 \text{ MPa}$ .

Pour les armatures en acier:

- Longitudinales : on a choisi le : HA fe E400  $f_e = 400 \text{ MPa}$

- Transversales : on a choisi le :  $\phi$  Fe E235.
- Treillis soudés (de la dalle de compression) : TSH FeE500.

# Chapitre 2

Pré dimensionnement des  
éléments et descente de charge

## 2.1. Introduction

Le pré dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99 version2003**, **CBA93**, **BAEL 91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

## 2.2. Evaluation des charges et surcharges

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Les différentes charges et surcharges existants sont :

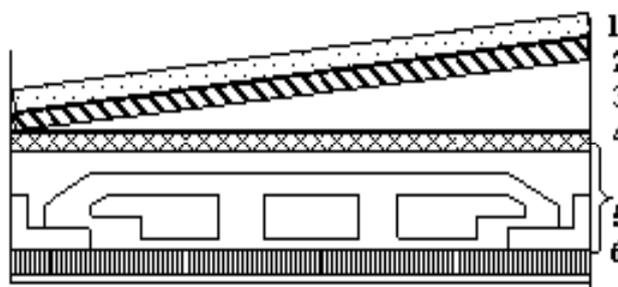
- Les charges permanentes(G).
- Les surcharges d'exploitation(Q).

### 2.2.1. Les planchers en corps creux

#### a. Plancher terrasse

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

Les couches qui constituent le plancher terrasse sont présentées sur la figure suivante :



**Figure. 2.1 Plancher terrasse (corps creux).**

**Tableau 2.1:** Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1.Protection gravillon	0.05	17	0.85
2.Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3.Forme de pente	0.1	22	2.2
4.Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5.Dalle en corps creux	0.20+0.04		3.30
6.Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente G total</b>			<b>6.88</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>			<b>1</b>

## b. Planchers des étages courants

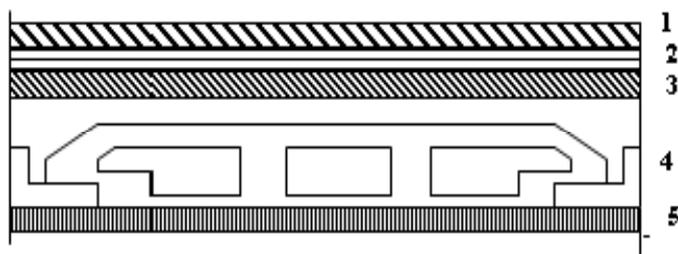


Figure. 2.2 : Plancher étage courant (corps creux).

Tableau 2.2: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1.Carrelage	0.02	22	0.44
2.Mortier de pose	0.02	20	0.40
3.Lit de sable	0.02	18	0.36
4.Dalle en corps creux	0.20+0.04		3.30
5.Enduit en plâtre	0.02	10	
6.Cloisons intérieures	0.1	10	1
<b>Charge permanente G total</b>			<b>5.75</b>
<b>Charge d'exploitation Q habitation</b>			<b>1.5</b>
<b>Charge d'exploitation Q commerce</b>			<b>2.5</b>

## 2.2.2. Les murs

Les charges qui reviennent aux murs extérieurs et intérieurs, sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 2.3: Charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.

Description des murs extérieurs	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/ m <sup>2</sup> )
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Brique creuse extérieure	0.15	9	1.35
Brique creuse intérieure	0.10	9	0.9
<b>Charge permanent G</b>			<b>2.81</b>
Description des murs intérieurs	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/ m <sup>2</sup> )
Brique creuse	0.1	0.9	0.9
Enduit de plâtre	0.02	0.4	0.4
<b>Charge permanente G</b>			<b>1.3</b>

### 2.2.3. Les balcons

Les balcons sont constitués en dalle pleine. Les charges et surcharges qui reviennent aux balcons, sont illustrées dans le tableau suivant :

**Tableau 2.4 Charge du balcon.**

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/ m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle de en B A	0.15	25	0.40
Enduit en ciment	0.02	20	3.75
<b>Charge permanente G</b>			<b>5.35</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>			<b>3.5</b>

### 2.2.4. Escaliers

Les charges et surcharges qui reviennent aux escaliers, sont récapitulées dans les tableaux suivants :

**Tableau 2.5: Charge du palier.**

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/ m <sup>2</sup> )
Carrelage.	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.44
Poids propre de palier	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	12	0.24
Lit de sable	0.02	18	0.36
<b>Charge permanente G total</b>			<b>5.23</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>			<b>2.5</b>

**Tableau 2.6: Charge de la volée.**

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ m3)	Poids surfacique (KN/ m²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
lit se sable.	0.02	18	0.36
Poids des marches	0.17 /2	25	2.125
poids de la paillasse	0.15		4.53
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Garde corps	/	/	1
<b>Charge permanente G total</b>			<b>9.05</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>			<b>2.5</b>

### 2.2.5. L'acrotère

Les charges et surcharges qui reviennent à l'acrotère, sont résumées dans les tableau suivant :

**Tableau 2.7: Charge de l'acrotère.**

La masse volumique (KN/m³)	Surface (m²)	Charge permanente (KN/ml)
25	$S=(0,6*0,1)+(0,07*0,15)+(0,15*0,08)/2$ $=0,0765 \text{ m}^2$	$G=0,0765*25$ $=1.9125 \text{ KN/ml}$
<b>La charge d'exploitation de l'acrotère</b>		<b>Q=1KN/ml</b>

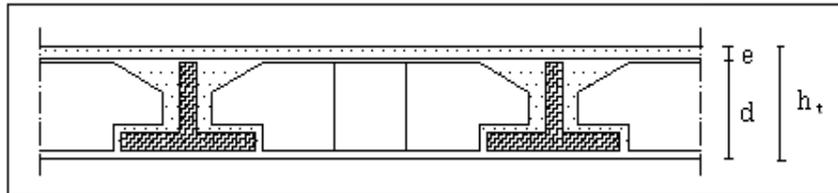
## 2.3. Pré dimensionnement des planchers

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement..), et les transmettre aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...). Dans le présent projet on a deux types des planches, les planchers en corps creux pour le RCD et les étages courants et les planchers en dalles pleine pour les balcons.

### 2.3.1. Planchers à corps creux

Ce sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants (habitation, bureaux,...). Ils permettent d'avoir un plafond uni et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique. Ce type de plancher est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelle : élément résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6cm.
- Treillis soudés.



**Figure 2.3 :** Dalle en corps creux.

- ✓ Selon le **CBA93**, la hauteur du plancher est conditionné par :

$$e \geq \text{Min} (L_x \text{ max}, L_y \text{ max}) / 22.5$$

Avec  $L_x \text{ max}$ ,  $L_y \text{ max}$  : distance entre axe des poteaux dans les deux sens.

$$e_1 = \text{min} (495 / 22.5, 495 / 22.5) \Rightarrow e_1 = 22\text{cm}$$

- ✓ **Condition de sécurité d'incendie**

- $e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coupe feu.
- $e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe feu.
- $e \geq 17,5\text{cm}$  pour quatre heures de coupe feu.

- ✓ **Isolation phonique**

Selon les règles techniques **CBA93** en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 16 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

L'épaisseur du plancher doit être :  $e \geq \text{max} (e_1, e_2, e_3)$ .

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de **24cm**

## 2.4. Les poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres:

### 2.4.1. Les poutres principales

On:  $L_{\text{max}} = 495 \text{ cm}$ . Selon le BAEL91: 
$$\begin{cases} \frac{L_{\text{max}}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases} k$$

**Donc:**

$$\rightarrow \frac{495}{15} \leq h \leq \frac{495}{10} \rightarrow 33 \leq h \leq 49.5 \rightarrow h=45\text{cm.}$$

$$\rightarrow 0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ Nous adoptons } b=30\text{cm.}$$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \frac{45}{30} \leq 4 \quad \text{C.V}$$

### 2.4.2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$L_{max}$ : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 325\text{cm} \dots \dots \dots \Rightarrow 21.66\text{cm} \leq h \leq 32.5\text{cm.}$$

On prend :  $h=40\text{cm}$  et  $b=30\text{cm}$

$b=20\text{cm} \geq 20\text{cm}$  condition vérifiée.

$h= 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$  condition vérifiée.

$h/b = \frac{x}{y} = 1.5\text{cm} \dots \dots \dots < 4$  condition vérifiée.

### 2.5. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments permettant le passage d'un niveau à un autre dans un bâtiment.

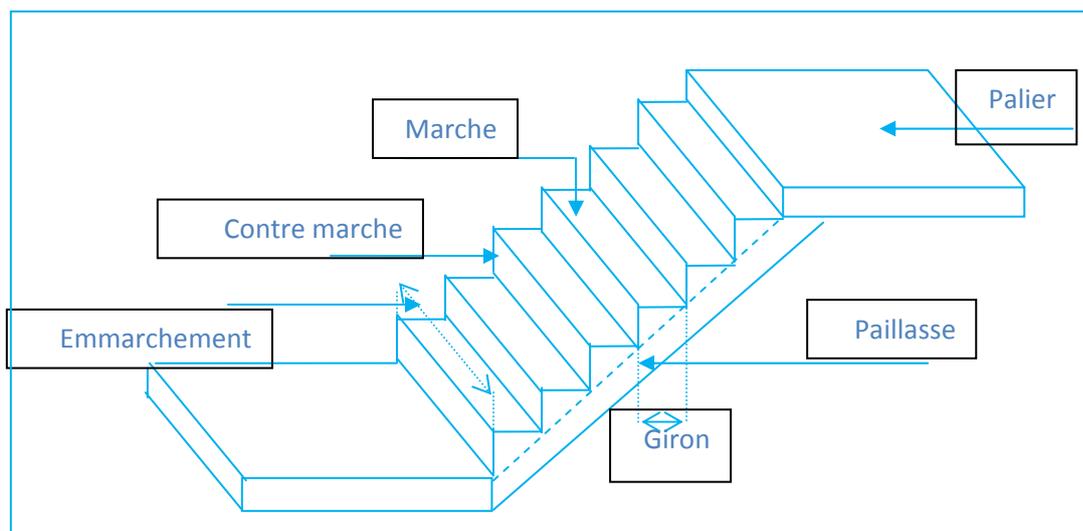


Figure 2.4 : Schéma d'un escalier.

### Calcul de l'escalier

Pour l'escalier de 1er *jusqu'a 5ème étage* :

- **Caractéristiques géométriques**

Hauteur :  $H = 3,06$  m

Giron :  $g = 30$  cm

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL

On a  $59 < 2h + g < 66$  donc :  $14.5 \leq h \leq 18$  On prend :  $h = 17$  cm.

**Calcul de nombre de contremarche**  $Nc = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$

Soit 18 contre marches, on a trois volées, donc :

Volée 1 : 6 contre marches.

Volée 2 : 6 contre marches.

Volée 3 : 6 contre marches.

- **Détermination de l'épaisseur de la paille :**

**Pour volées 1 et 2 et 3 :**

$$\tan \alpha = \frac{h'}{L'}$$

Hauteur réelle de paille  $h' = Nc \times h = 6 \times 17 = 1.02$  m

Ligne de foulée  $L' = (n - 1) \times g = (6 - 1) \times 30 = 1.50$  m

$$\tan \alpha = \frac{1.02}{1.50} = 0.68 \Rightarrow \alpha = 34.21$$

La longueur de la paille est  $L_o = \frac{h'}{\sin \alpha} = \frac{1.02}{\sin \alpha} = \frac{1.02}{\sin 34.21} = 1.81$

$$L = 1.81 + 1.20 = 3.01$$
 m

L'épaisseur de la paille :  $e \geq \text{Max} \left\{ \frac{L}{30}, 10 \text{ cm} \right\}$

$$e \geq \text{Max} \left\{ \frac{301}{30}; 10 \text{ cm} \right\} = 10.03 \text{ cm}$$

Donc on prend l'épaisseur de l'escalier :  $e = 15$  cm.

**Pour l'escalier de RDC**

Caractéristiques géométriques

Hauteur :  $H = 4.08$  m

Giron :  $g = 30$  cm

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

On a  $59 < 2h + g < 66$  donc :  $14.5 \leq h \leq 18$  On prend :  $h = 17$  cm.

- **Calcul de nombre de contremarche**

$$Nc = \frac{H}{h} = \frac{400}{17} = 24$$

Soit 24 contre marches, on a trois volées, donc

- **Volée 1** : 9 contre marches

- **Volée 2** : 6 contre marches

- **Volée 3** : 9 contre marches

### Calcul de nombre de marche

$$n = Nc - 1 = 24 - 1 = 23 \quad n = 23$$

- **Calcul de la hauteur réelle de pailasse**

$$h' = \frac{Nc}{2} \times h = \frac{24}{2} \times 17 = 204 \text{ cm} \quad h' = 2.04 \text{ m}$$

### Calcul de la ligne de foulée

$$L' = \left( \frac{Nc}{2} - 1 \right) \times g = \left( \frac{24}{2} - 1 \right) \times 30 = 330 \text{ cm}$$

### Calcul de l'angle de projection

$$\tan \alpha = \frac{h'}{L'} = 35.25^\circ$$

### Calcul de la longueur d'une seule volée

$$L = \frac{h'}{\sin \alpha} = 3,88 \text{ m} \quad L = 3.88 \text{ m}$$

### L'épaisseur de volée

$$\frac{L}{30} \leq eV \leq \frac{L}{20} \quad 12,93 \text{ cm} \leq eV \leq 19,04 \text{ cm} \Rightarrow eV = 15 \text{ cm}$$

### L'épaisseur de pailasse

$$ep \geq \frac{ev}{\cos \alpha} = 14.18 \text{ cm} \Rightarrow ep = 15 \text{ cm}$$

Donc on prend l'épaisseur de l'escalier est :  $e = 15 \text{ cm}$

## 2.6. Voiles

Le pré- dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales: charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales: effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas Connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le RPA 99(1) article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4 e$ ) sont Considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec

L : portée du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

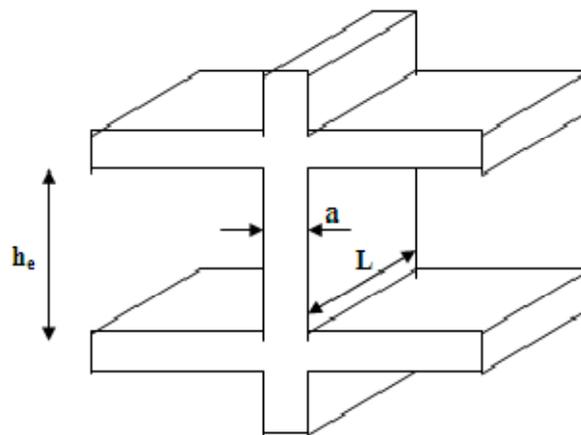
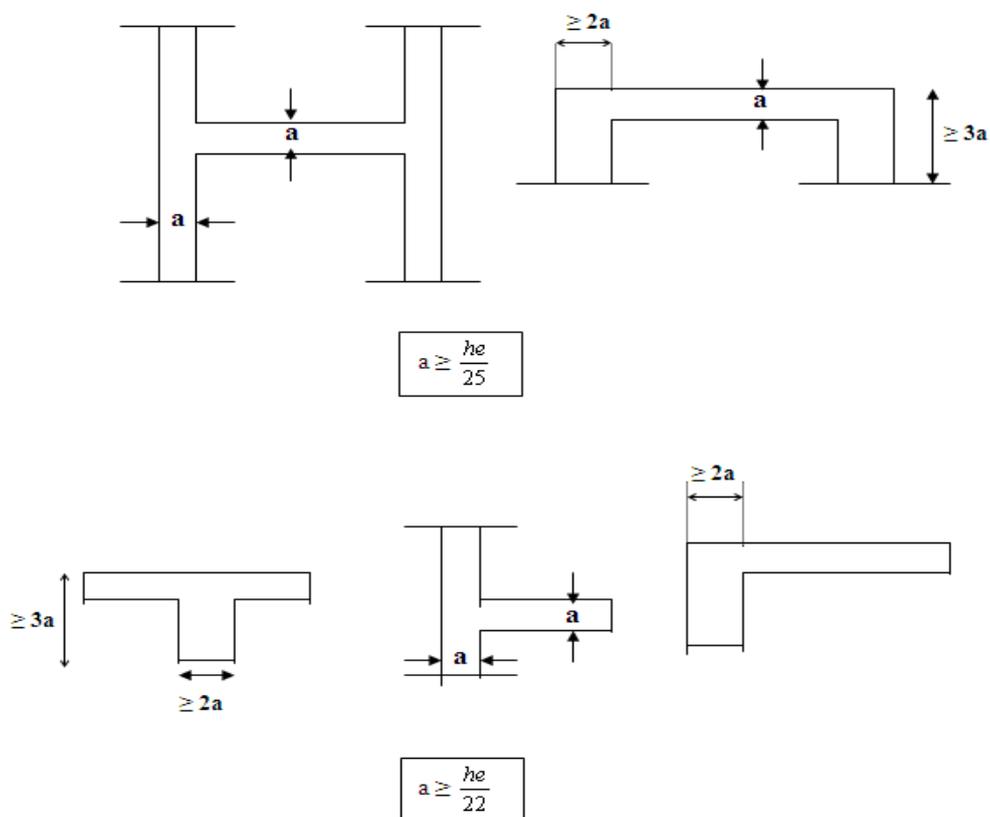


Figure. 2.5: Coupée voile en élévation.



**Figure 2.6. Coupes de voiles en plan.**

➤ A partir de la hauteur de RDC  $h_e = 4,08$  m et de condition de rigidité aux extrémités  
 $h_e = 4,08 - 0,20 = 3,88$ cm

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq 19,4 \text{cm.}$$

$$e \geq \max \left( e_{\min}, \frac{h_e}{20} \right) = \max (15; 19,40) \Rightarrow e \geq 19,04 \text{cm.}$$

➤ A partir de la hauteur de l'étage courant  $h_e = 3,06$  m  
 $h_e = 3,06 - 0,24 = 2,82$ cm  $\Rightarrow e \geq 14,1$ cm.

Donc nous prenons  **$e = 20$ cm.**

**2.7. Pré dimensionnement des poteaux**

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée, en choisissant juste un poteau central (cas le plus défavorable), On utilise un calcul basé sur la descente des charges, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

**2.7. 1. Les étapes de calcul**

- On calcule la surface reprise par les poteaux.
- On considère les poteaux les plus sollicités.
- On détermine les charges et les surcharges revenant aux poteaux.
- On amènera le calcul à L'ELU (**BAEL91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).

En outre, l'effort normal agissant ultime «Nu » d'un poteau doit être au plus égal à la valeur :

$$N_u \leq \frac{\beta \cdot B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s}.$$

Tel que :

**$B_r$** : La section réduite de poteau (en cm<sup>2</sup>)

$$B_r = (a - 2)(b - 2).$$

**$N_u$** : L'effort normal ultime.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q.$$

**$f_{c28}$** : Résistance à la compression de béton . $f_{c28} = 25$ Mpa.

**$f_e$** : : Limite d'élasticité de l'acier utilisé  $f_e = 400$ Mpa.

**$\gamma_b$** : Coefficient de sécurité du béton.

**$\gamma_b = 1,5$**  Situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$  situation accidentelle.

$\beta$ : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique «  $\lambda$  » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\beta = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2.$$

On fixe  $\lambda = 35$  pour faire participer toutes les armatures à la résistance  $\Rightarrow \beta = 1.2$ .

$$K = 1$$

$$\Theta = 1$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_c 28}{\gamma_b \cdot \Theta}.$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}.$$

$$Br \geq \frac{k \cdot \beta \cdot Nu}{\frac{\Theta \cdot f_{bu} + 0.85}{0.9} + \frac{0.85}{100}} \cdot \frac{1}{f_{ed}}$$

$$\text{Donc: } Br \geq \frac{1 \cdot 1.2 \cdot Nu \cdot 10^{-3}}{\frac{(1 \cdot 14.2) + (0.85)}{0.9} + \frac{0.85}{100}} \cdot \frac{1}{348 \cdot 10^4} = 0.64 Nu \text{ cm}^2$$

Pour déterminer les dimensions des poteaux, on présente la méthode de calcul suivante :

• **Calcul de la charge limite ultime  $N_u$  :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Br = 0.64 Nu \text{ cm}^2.$$

$$Br = (a - 2)(b - 2)$$

$$\text{Avec } a = b = \sqrt{Br} + 2$$

**Localisation du poteau le plus sollicité :**

On calcule les dimensions des poteaux les plus sollicités : poteau central

**Les surfaces afférentes pour le poteau :**

$$S_q = (2.45 + 0.20 + 1.625) \cdot (1.56 + 0.30 + 2.16) = 17,185 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul du poids propres des éléments au poteau central :**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } G = 15,159 \cdot 6,88 = 104,29 \text{ KN}$$

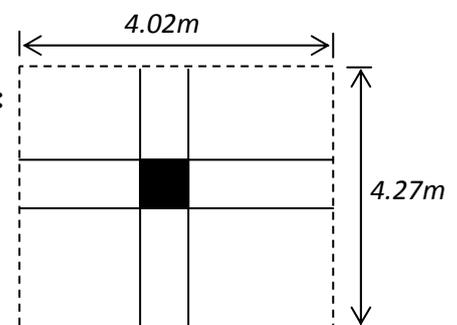
$$Q = 17,185 \cdot 1 = 17,185 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étages 2 à 5 étage : } G = 15,159 \cdot 5,75 = 87,164 \text{ KN}$$

$$Q = 17,125 \cdot 1,5 = 25,68 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher RDC : } G = 87,185 \text{ KN}$$

$$Q = 17,125 \cdot 2,5 = 42,81 \text{ KN}$$



Les poutres :  $L_{pp}=4,95\text{m}$ ,  $L_{ps}=3,25\text{m}$

$$G_{pp}=4,95*0,45*0,30*25=16,70\text{KN}$$

$$G_{ps}=3,25*0,30*0,20*25= 4,875\text{KN}$$

Les poteaux :  $G_p=S*25*he$

**Tableau 2.8 : Evaluation des poids propres des poteaux.**

Etage	RCD	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5
$S\text{ m}^2$	0,225	0,18	0,18	0,14	0,14	0,105
$G_p\text{ KN}$	22,95	13,77	13,77	10,71	10,71	8,03

**Application de la dégression :** (DTR BC 2.2.6.3).

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression. On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient  $\left(\frac{3+n}{2*n}\right)$  étant valable, et on obtient les valeurs suivantes :

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

**Tableau 2.9 : Tableau de loi de dégressions des charges d'exploitations.**

Niveau	Q	Q	Q(KN/m <sup>2</sup> )	NQ(KN)
Terrasse(N1)	1	Q0	1	17,185
Etage 5 (N2)	1,5	Q0+Q1	2,5	42,96
Etage 4 (N3)	1,5	Q0+0,95(Q1+Q2)	3,85	66,16
Etage 3 (N4)	1,5	Q0+ 0,85(Q1+Q2+Q3)	5,05	86,78
Etage 2(N5)	1,5	Q0+0,80(Q1+Q2+Q3+Q4)	6,1	104,82
Etage 1 (N6)	1,5	Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	6,625	113,85
RCD (N7)	2,5	Q0+0,70(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)	8	137,48

➤ **Evaluation des charges G et Q pour le Poteau central :**

**1. Niveau 1 :**

❖  $N_G\text{ terrasse} = G_{pp} + G_{ps} + G\text{ terrasse} = 16,70 + 4,875 + 104,29 = 125,865\text{ KN.}$

❖  $N_Q\text{ terrasse} = 1 * 17,185 = 17,185\text{KN.}$

❖  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 * 125,865 + 1,5 * 17,185 = 195,69\text{KN.}$

❖  $Br = 0,64N_u = 0,64 * 195,69 = 125,24\text{cm}^2.$

$$a = b = \sqrt{Br} + 2\text{cm} = \sqrt{125,24} + 2\text{cm} = 13,19\text{ cm.}$$

$a = b = 13,19$  cm. On adopte  **$a = 35$ ,  $b = 35$**

## 2. Niveau 2:

- ❖  $N_{G2} = G_{pp} + G_{ps} + N_G \text{ étage} + G_{pot} + N_{G1}$
- ❖  $N_{G2} = 16,70 + 4,875 + 87,164 + 8,03 + 125,865 = 242,63$  KN.
- ❖  $N_{Q2} = (1 + 1,5) * 17,185 = 42,96$  KN
- ❖  $N_u = 1,35 * 242,65 + 1,5 * 42,96 = 391,99$  KN.
- ❖  $B_r = 0,64 * N_u$   
 $B_r = 0,64 * 391,99 = 250,87$   $cm^2$ .

$a = \sqrt{B_r} + 2 = \sqrt{250,87} + 2 = 17,83$  cm. on adopte  **$a = 40$ ,  $b = 40$**

## 3. Niveau 3:

- ❖  $N_{G3} = G_{pp} + G_{ps} + N_G \text{ étage} + G_{pot} + N_{G2}$
- ❖  $N_{G3} = 16,70 + 4,875 + 87,164 + 10,71 + 242,63 = 362,07$  KN.
- ❖  $N_{Q3} = 66,16$ .
- ❖  $N_u = 1,35 * 362,07 + 1,5 * 66,16 = 588,04$  KN.
- ❖  $B_r = 0,64 * N_u = 0,64 * 588,04 = 376,34$   $cm^2$ .

$a = \sqrt{B_r} + 2 = \sqrt{376,34} + 2 = 21,39$  cm. on adopte  **$a = 40$ ,  $b = 40$** .

## 4. Niveau 4:

- ❖  $N_{G4} = G_{pp} + G_{ps} + N_G \text{ étage} + G_{pot} + N_{G3}$ .
- ❖  $N_{G4} = 16,70 + 4,875 + 87,164 + 10,71 + 362,07 = 481,51$  KN.
- ❖  $N_{Q4} = 86,78$  KN.
- ❖  $N_u = 1,35 * 481,51 + 1,5 * 86,78 = 780,22$  KN.
- ❖  $B_r = 0,64 * N_u = 0,64 * 780,22 = 499,34$   $cm^2$ .

$a = \sqrt{B_r} + 2 = \sqrt{499,34} + 2 = 24,34$  cm. on adopte  **$a = 45$ ,  $b = 45$** .

## 5. Niveau 5:

- ❖  $N_{G5} = G_{pp} + G_{ps} + N_G \text{ étage} + G_{pot} + N_{G4}$ .
- ❖  $N_{G5} = 16,70 + 4,875 + 87,164 + 13,77 + 481,51 = 604,01$  KN.
- ❖  $N_{Q5} = 104,82$  KN.
- ❖  $N_u = 1,35 * 604,01 + 1,5 * 104,82 = 972,65$  KN.
- ❖  $B_r = 0,64 * N_u = 0,64 * 972,65 = 622,49$   $cm^2$ .
- ❖  $a = \sqrt{B_r} + 2 = \sqrt{622,49} + 2 = 26,94$  cm. on adopte  **$a = 45$ ,  $b = 45$** .

## 6. Niveau 6:

- ❖  $N_{G6} = G_{pp} + G_{ps} + N_G \text{ étage} + G_{pot} + N_{G5}$ .
- ❖  $N_{G6} = 16,70 + 4,875 + 87,164 + 13,77 + 604,01 = 726,51$  KN.

- ❖  $NQ6=113,85 \text{ KN}$ .
- ❖  $Nu=1,35*726,51+1,5*113,85=1151,57 \text{ KN}$ .
- ❖  $Br=0,64*Nu=0,64*1146,91=737,00 \text{ cm}^2$ .
- ❖  $a = \sqrt{Br} + 2 = \sqrt{737,00} + 2 = 27,09 \text{ cm}$  on adopte  $a=50$ ,  $b=50$ .

**Tableau 2.10 : Descente de charge poteaux intermédiaires.**

Niveau	Gtotal (KN)	Qtotale (KN)	Nu (KN)	1.1Numaj (KN)	Br $\text{cm}^2$	a (cm)	CHOIX	Obs
5émé	116.76	42.96	391.99	431.18	250.87	17.83	(35x35)	CV
4émé	119.44	66.16	588.00	646.80	376.34	21.39	(40x40)	CV
3émé	119.44	86.78	780.22	858.24	499.34	24.34	(40x40)	CV
2émé	122.5	104.82	972.69	1069.95	622.49	26.94	(45x45)	CV
1er	122.5	113.85	1151.57	1266.72	737.00	27.09	(45x45)	CV
RCD	131.68	137.48	1364.77	1501.24	873.45	31.55	(50x50)	CV

**Vérification selon le RPA99 version 2003 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$\text{Min}(b1, h1) \geq 25\text{cm}$ .....en zone I et 2

$\text{Min}(b1, h1) \geq 30\text{cm}$ .....en zone III

$1/4 \leq b1/h1 \leq 4$

**Tableau 2.11 : Tableau récapitulatif de vérification des sections.**

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
<b>(50x50)</b>	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(50x50)=50$	Condition vérifié
	$\text{Min}(b, h) \geq (he/20)$	$4,08 /20=20,4$	Condition vérifié
	$\text{Min}(b, h) \geq (he/20)$	$3,57/20=17,85$	Condition vérifié
	$1/4 < b/h < 4$	$b/h=50/50=1$	Condition vérifié
<b>45x45</b>	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(45,45)=45$	Condition vérifié
	$\text{Min}(b, h) \geq (he/20)$	$3,06/20=15,3$	Condition vérifié
	$1/4 < b/h < 4$	$b/h=1$	Condition vérifié
	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(40x40)=40$	Condition vérifié
	$\text{Min}(b, h) \geq (he/20)$	$3,06 /20=15,3$	Condition vérifié

<b>40x40</b>	1/4 < b/h < 4	b/h=1	Condition vérifié
<b>35x35</b>	Min (b, h) ≥ 30	Min(35x35)=35	Condition vérifié
	Min (b, h) ≥ (he/20)	3,06/20=15,3	Condition vérifié
	1/4 < b/h < 4	b/h=1	Condition vérifié

➤ **Vérification au flambement :**

1. **Calcul de moment d'inertie :**  $I = \frac{a*b^3}{12}$ .

2. **Rayon de giration :**  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ .

3. **Elancement mécanique** On a :  $lf = K * h_0$ .

Avec : lf : La longueur de flambement.

h<sub>0</sub> : La longueur libre d'un poteau entre les faces supérieures de deux planchers successives.

K=0,7 : Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

On aura donc :  $\lambda = \frac{lf}{i}$ .

**Tableau 2.12: Vérification au flambement.**

Etages	B=(a*b) cm <sup>2</sup>	l <sub>0</sub> (cm)	L <sub>f</sub> =0,7* l <sub>0</sub> (cm)	$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$	$\lambda = \frac{lf}{i}$	$\lambda \leq 35$
5 <sup>ème</sup> étage	35x35	306,00	214,20	10.10	21.20	CV
4 <sup>ème</sup> étage	40x40	306,00	214,20	11.54	18.55	CV
3 <sup>ème</sup> étage	40x40	306,00	214,20	11.54	18.55	CV
2 <sup>ème</sup> étage	45x45	306,00	214,20	12.99	16.48	CV
1 <sup>er</sup> étage	45x45	306,00	214,20	12.99	16.48	CV
RCD	50x50	408,00	285,60	14.43	19.78	CV

**Tableau .2.13 : Choix des sections des poteaux.**

<i>Etages</i>	<i>Section cm<sup>2</sup></i>
5 <sup>ème</sup>	35X35
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	40X40
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	45X45
RCD	50X50

# Chapitre 3

Etude des éléments  
secondaires

### 3.1. Introduction

Ce chapitre est entièrement consacré aux calculs de ferrailage des éléments secondaires.

### 3.2. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, destiné à assurer la sécurité des personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

#### 3.2.1. Calcul de l'acrotère

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

#### 3.2.2. Evaluation des charges appliquées sur l'acrotère

✓ Surface de l'acrotère :

$$S = \left( \frac{0.15 \times 0.08}{2} \right) + (0.07 \times 0.15) + (0.5 \times 0.1) = 0.0765 \text{ m}^2$$

✓ Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0.0765 = 1.9125 \text{ KN/ml}$$

✓ Charge d'exploitation :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$ .

#### 3.2.3. Vérification au séisme

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 6.2.3**) les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p. \quad (F_p \leq 1.5 Q).$$

Avec

$F_p$ : Force horizontal pour les éléments secondaires des structures.

$A$ : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1 RPA99/version2003) suivant la zone sismique (**zone IIa**) et le groupe d'usage du bâtiment (**groupe2**)  $\Rightarrow A = 0.15$ .

$C_p$ : Facteur de force horizontal variant entre 0.3 et 0.8 tableau (6.1 RPA99/version2003)

$\longrightarrow C_p = 0.8$  (élément en console).

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère  $\longrightarrow W_p = 1.9125 \text{ KN/ml}$ .

D'où :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.9125 = 0.918 \text{ KN/ml}$ .

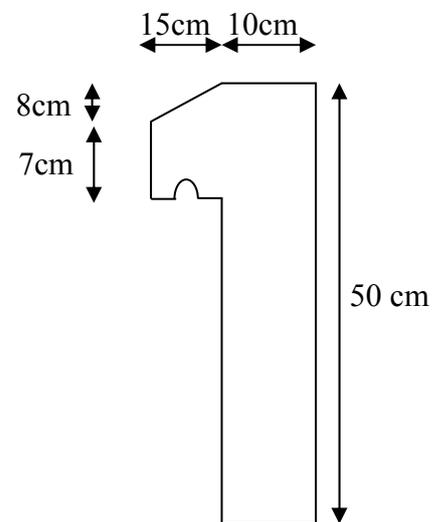


Figure 3.1: Acrotère.

On a :  $F_p = 0.918 \text{ KN/ml} < 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{CV.}$

Donc : Charge permanente : **G = 1.9125 KN/ml.**

Charge d'exploitation : **Q = 1 KN/ml.**

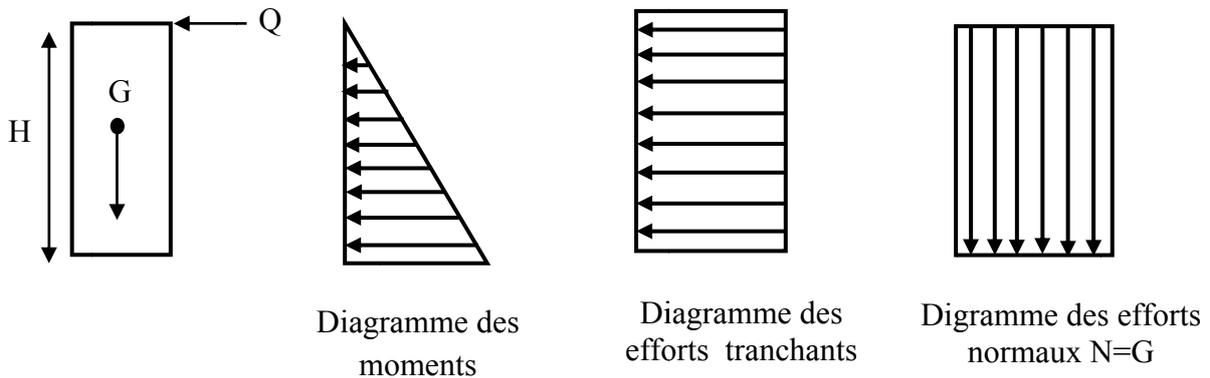
**3.2.4. Calcul des sollicitations**

$N_u = 1.35 \times G = 2.58 \text{ KN/ml}$

$M_u = 1.5 \times Q \times H = 0.9 \text{ KN. m/ml}$

$N_{ser} = G = 1.9125 \text{ KN/ml}$

$M_{ser} = Q \times H = 0.6 \text{ KN. m/ml}$



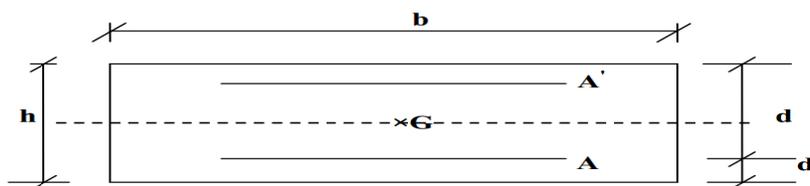
*Figure 3.2 : Diagramme des efforts internes dans l'acrotère.*

**Tableau 3.1 :** Différentes combinaisons de l'acrotère a utilisé.

	N (KN)	M (KN. m)
<b>Etat limite ultime (ELU)</b>	2.58	0.9
<b>Etat limite service (ELS)</b>	1.9125	0.6

**3.2.5. Ferrailage de l'acrotère**

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée et il est donné par un mètre linéaire (**1ml**).Celui-ci doit assurer la résistance d'une pièce rectangulaire (**b x h**) **cm<sup>2</sup>** soumise à la flexion composée.



**Figure 3.3 :** Section du calcul de l'acrotère.

Avec

**h :** Epaisseur de la section : 10 cm.

**b** : Largeur de la section : 100 cm.

**c et c'** : Enrobage : 2 cm.

**d = h - c** : Hauteur ultime.

**M<sub>f</sub>** : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

### 3.2.5.1. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU

- **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{2.27} = 0.33 \text{ m} \approx 33 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - d' \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Donc la section sera calculée à la flexion simple puis elle sera ramenée en flexion composée.

- **Moment fictif :**  $M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.9 + 2.58 \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.98 \text{ KN.m}$

Calcul à la flexion simple :  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$ ,  $f_{ed} = 348 \text{ MPa}$

- **Moment réduit :**  $\mu_u = \frac{M_f}{f_{bu} d^2 b_0}$

Avec :  $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$  Donc :  $\mu_u = \mu_u = \frac{0.98 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14.2} = 0.010$

- **calcul de  $\mu_l$  :**

On a :  $f_e E400$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B

donc :  $\varepsilon_{bc} = 3.5\%$

Et d'autre parte on a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \%$$

$$D'où : \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668$$

$$\text{donc : } \mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.392$$

$$\mu_u = 0.010 < \mu_l = 0.392$$

La section est armée par des armatures inférieures (tendus)

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_g}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \mu_u = 0.009 \Rightarrow \beta_u = 0.995 \text{ avec } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010}) = 0.011$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = (1 - 0.4 \times 0.011) = 0.995$$

La section est simplement armée (SSA)

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{0.98 \times 10^3}{0.955 \times 8 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée:**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.36 - \frac{2.58 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.28 \text{ cm}^2 \quad \text{D'où } A_s = 0.28 \text{ cm}^2$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.28 \text{ cm}^2.$$

**Condition de non fragilité :**

**Vérification à L'ELU :**

D'après l'article. A.4.2.1 BAEL91/99, le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :  $A_s \geq A_{min}$ .

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

Avec :

$f_{t28}$  : La résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{min} \geq 0.97 \text{ cm}^2$$

- D'après l'article B.5.3.1 du CBA93, la section minimale d'armatures longitudinales est égale à :

$$0.25\%B \quad \text{pour } f_{t28} \leq 2.4 \text{ MPa}$$

$$0.20\%B \quad \text{pour } f_{t28} \geq 2.4 \text{ MPa}$$

Avec :

B : La section de béton.

$$\text{Dans notre cas on a : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} < 2.4 \text{ MPa} \quad A = 0.25\%B$$

$$B = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.25/100 \times 1000 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_s = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec espacement de 20 cm.

### 3.2.5.2. Vérification au cisaillement

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  (**Art 5.1.1 BAEL91/99**)

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$V_u$ : L'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = 0.018 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

### 3.2.5.3. Vérification d'adhérence des Barres au cisaillement

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a : } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a : } \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum u_i = n\pi\emptyset$  : Somme du périmètre utile des barres.

**n**: Nombre des barres.

**$\emptyset$** : Diamètre des barres ( $\emptyset=8\text{mm}$ )

$$\sum u_i = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{mm}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

### 3.2.5.4. Armature de répartition

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2; \text{ Repartie sur } 50 \text{ cm de hauteur, avec un espacement : } S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{cm}$$

$$\text{Donc on adopte } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ Avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

- **Vérification des espacements des barres :**

- ✓ **Armature principale :**

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ **Armature transversal :**

$$S_s = 15 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**3.2.6. Vérification à l'ELS**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

La contrainte dans l'acier :  $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$  (Choisie en fonction de la fissuration).

**3.2.6.1. Vérification des contraintes maximales dans le béton**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ( $\sigma_{bc} = K \times Y$ )

Avec :  $K = \frac{M_{ser}}{I}$

**3-2.6.2. Position de l'axe neutre**

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \sqrt{I \left[ + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2} - 1 \right]}$$

Avec :  $\left[ \begin{array}{l} \eta = 15 \text{ (c'est le coefficient d'équivalence acier - béton).} \\ A'_s = 0 \end{array} \right.$

$$Y = 15 \frac{2.01}{100} \sqrt{I + \frac{100 \times 8 \times 2.51}{7.5 \times (2.51)^2} - 1} \longrightarrow Y = 2.11 \text{ cm.}$$

**3.2.6.2. Calcul de moment d'inertie I**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$I = \frac{100}{3} (2.11)^3 + 15 [2.51 (8-2.11)^2] \longrightarrow I = 1619.29 \text{ cm}^4$$

D'où :  $K = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1619.29 \times 10^{-8}} = 37.05 \text{ MPa/m}$

$$\sigma_{bc} = 37.05 \times 0.0291 = 0.78 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 0.78 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau 3.2 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton de l'acrotère.**

$M_{ser}$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (MPa/m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
0.6	2.51	2.11	1619.29	37.05	0.78	15	C.V

**3.2.7. Vérifications des contraintes maximales dans l'acier**

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_c 28} \right] \quad \text{Avec : } \eta = 1.6$$

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} [266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}] = \mathbf{201.63 \text{ MPa.}}$$

$$\sigma_s = nK(d - y)$$

Tel que :  $n = 15$ .

$$\sigma_s = 15 \times 37.05 \times (0.08 - 0.0211) = \mathbf{32.73 \text{ MPa.}}$$

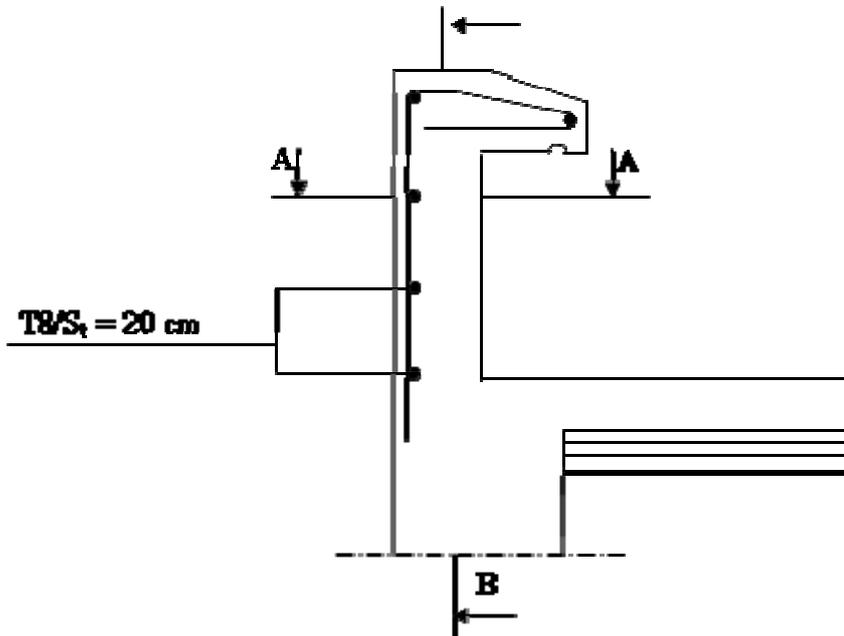
$\sigma_s = 32.73 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \mathbf{\text{La Condition est vérifiée.}}$

**3.2.8. Calcul de l'ancrage**

$$L_s = \frac{\phi \cdot F_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad L_s = \frac{0.8 \cdot 400}{4 \cdot 2.83} = 28.27 \text{ cm}$$

Le schéma de ferrailage est représenté sur la figure suivante :



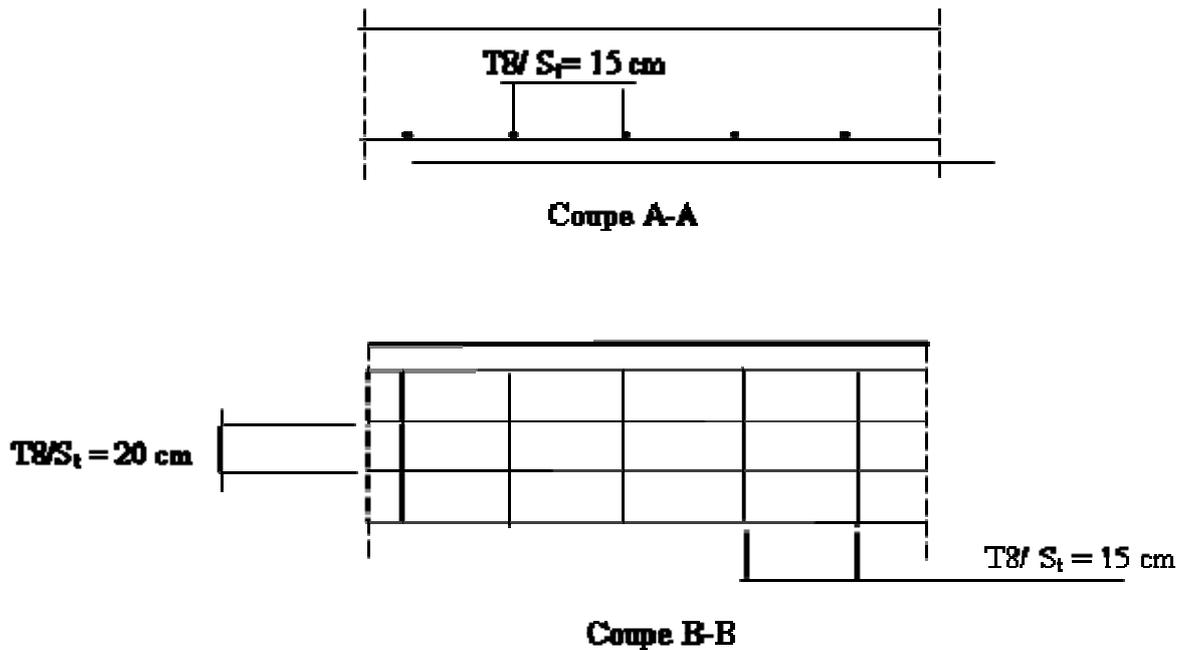


Figure (3.4) Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### 3.3. Etude des balcons

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée  $L=1.20\text{m}$  et d'épaisseur  $e=15\text{cm}$ , encastré à son extrémité.

#### 3.3.1. Charges et surcharges

Charge permanente  $G=5.35\text{KN/m}^2$   
 Charge d'exploitation  $Q=3,5\text{KN/m}^2$   
 Charge due à la main courante  $P = 1,00 \text{ KN/m}$

#### 3.3.2. Calcul des sollicitations

- **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 12.47 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{p_u} = 1,5 \times p = 1,5 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } M_u = q_u(1) + q_u\left(\frac{1.2^2}{2}\right) = 10.48 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times 1,2 = 14.96 \text{ KN.}$$

- **ELS :**

$$Q_s = G + Q = 8.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_{p(\text{ser})} = p = 1,00 \text{ KN}$$

$$M_s = q_s\left(\frac{1.2^2}{2}\right) + q_{ps} = 7.37 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \times 1,20 = 10.62 \text{ KN}$$

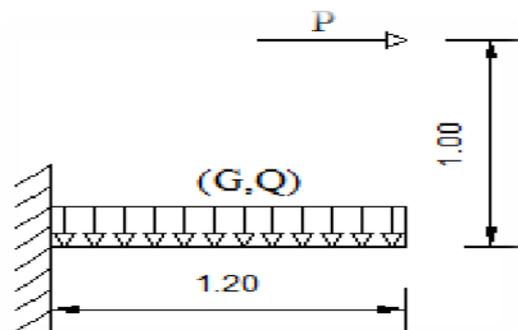
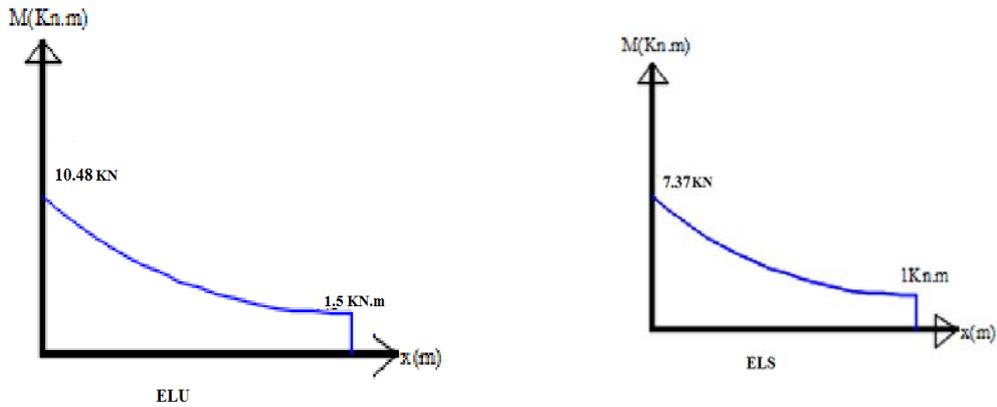


Figure 3.5 : Schéma statique du balcon.

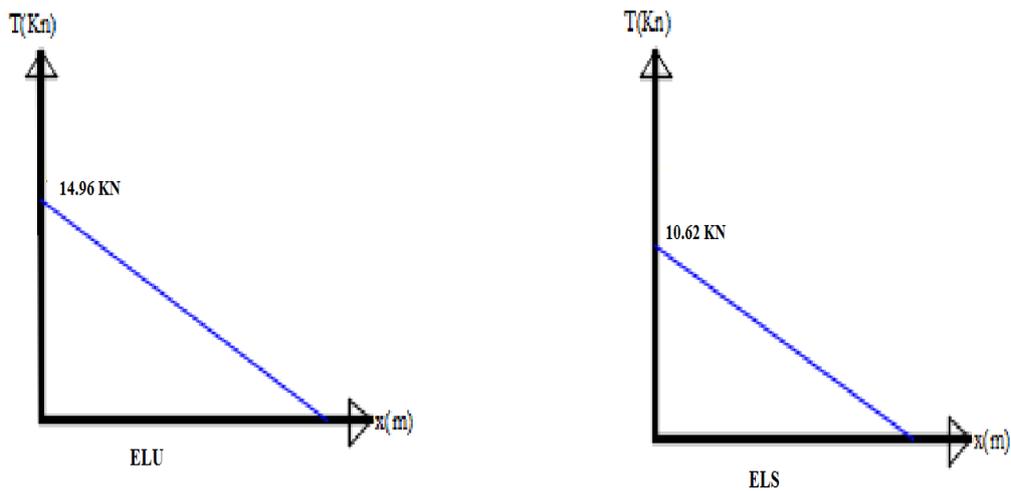
- **Diagramme des moments de flexion : (KN.m)**

Figure (III.6) : diagramme des moments



- **Diagramme d'effort tranchant (KN)**

Figure (III.7) : diagramme de l'efforts tranchants



### 3.3.3. Ferrailage à L'ELU

- **Calcul des armatures longitudinales :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de **1m** de largeur, libre d'un côté et encastré d'un autre. Le ferrailage se fait à L'ELU.

$$\text{On a: } b_0=100\text{cm. } \frac{11,59 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,044$$

$$h=15\text{cm.}$$

$$d=13,5\text{cm}$$

$$f_{bu}=0,85f_{c28} / 0.\gamma_b=14,2\text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,48 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,2} = 0,040 < 0,390$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,051$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) = 0,97$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = \frac{10,48 \times 10^6}{0,97 \times 135 \times 348} = 229,97 \text{ mm}^2 = 2,29 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_s = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec espacement de 20 cm.

- **Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale est : } A_{\min} \geq 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_s = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec espacement de 20 cm

### 3.3.4. Vérification à l'ELU

#### 3.3.4.1. Contrainte de cisaillement

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$V_u$ : L'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 14,96 \text{ KN} \text{ Donc : } \tau_u = \frac{14,96}{1 \times 135} = 0,11 \text{ MPa}$$

D'où  $\tau_u = 0,11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée**

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

### 3.3.4.2. Contrainte d'adhérence

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

On a :  $\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$  avec  $\bar{\Psi}_s \geq 1.5$  on prend  $\bar{\Psi}_s = 1.5$

$$D'où : \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

et on a :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

Avec  $\sum u_i = n\pi\emptyset$  : Somme du périmètre utile des barres

**n**: Nombre des barres.

**$\emptyset$** : Diamètre des barres

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

D'où :  $\tau_{su} = 0.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée**

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

### 3.3.5. Calcul des armatures de répartition

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$  Donc on adopte **A=4T8=2.01 cm<sup>2</sup>/ml**, avec espacement de 25 cm.

#### 3.3.5.1. Vérification des espacements des barres

✓ **Armature principale :**

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 **Condition vérifiée**

✓ **Armature transversal :**

$$S_s = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 **Condition vérifiée**

### 3.3.6. Vérification à L'ELS

#### 3.3.6.1. Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = K.Y$

Avant la vérification de la contrainte dans le béton et l'acier on calcul la position de l'axe neutre et le moment d'inertie

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2 \quad \eta = 15$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta (A + A') y - \eta (A d - A' d) = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 3.12$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \quad I=6087.13cm^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7.37 \cdot 10^6}{6087.13 \cdot 10^4} = 0.12 \text{Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc} = K \cdot y = 0.12 \cdot 31.2 = 3.74 \text{Mpa} \leq 15 \text{Mpa} \quad \text{C.V}$$

**3.3.6.2. Vérification des contraintes maximales dans l'acier**

On doit vérifier que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = \min \left\{ 266.67 \text{MPa}; 202 \text{MPa} \right\} = 202 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) = 15 \cdot 0.12 (135 - 31.2) = 186.84 \text{Mpa} \Rightarrow \sigma_s = 186.84 \leq 202 \text{Mpa} \quad \text{C.V}$$

**3.3.7. Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} = \frac{150}{135} = 1.11 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$f = \frac{pl^4}{8EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{250} \quad f = \frac{0.885 \cdot 1.20^2}{8(10818.87) \cdot 6087.13 \cdot 10^{-6}} = 0.0023 \text{m}$$

$$f = 0.23 \leq \frac{120}{250} = 0.48 \text{cm} \quad \text{C.V}$$

Le schéma de ferrailage est représenté sur la figure suivante :

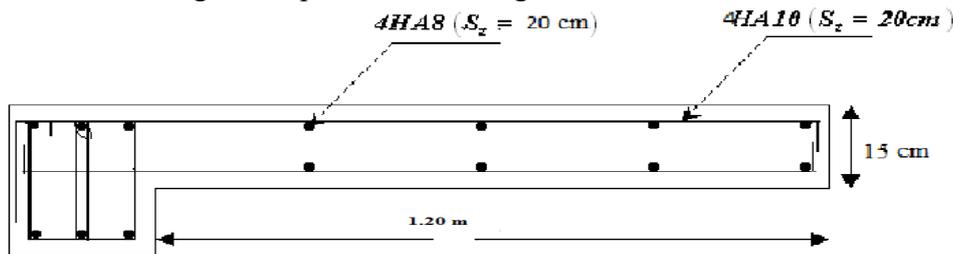


Figure 3.6 : Schéma de ferrailage du balcon.

**3.4. L'escalier**

**3.4.1. Etude de premier type 1**

- Les charges :

Palier :  $G=5.25 \text{KN/m}^2$  ,  $Q=2.5 \text{KN/m}^2$ .

$$qu = \begin{cases} qu = 1.35G + 1.5Q \\ qu = 1.35 \cdot 5.25 + 1.5 \cdot 2.5 = 10.83 \text{KN/ml} \end{cases}$$

$$qs = \begin{cases} qs = G + Q \\ qs = 5.25 + 2.5 = 7.75 \text{KN/ml} \end{cases}$$

Pailasse :  $G=9.05 \text{KN/m}^2$  ,  $Q=2.5 \text{KN/m}^2$ .

$$qu = \begin{cases} qu = 1.35G + 1.5Q \\ qu = 1.35 \cdot 9.05 + 1.5 \cdot 2.5 = 15.96 \text{KN/ml} \end{cases}$$

$$qs = \begin{cases} qs = G + Q \\ qs = 9.05 + 2.5 = 11.55 \text{KN/ml} \end{cases}$$

Le schéma statique de l'escalier de type 1 à l'ELU est montré dans la figure suivante :

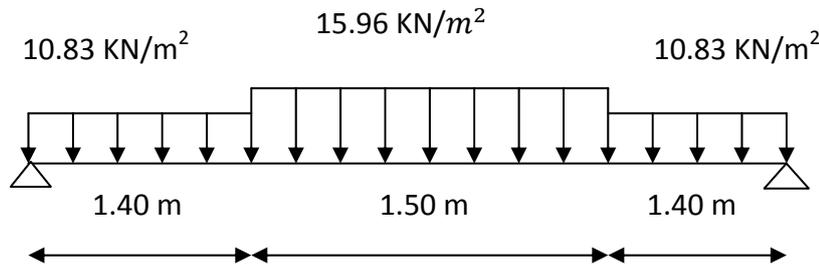


Figure 3.7 : Schéma statique de l'escalier type1 (ELU).

Le schéma statique de l'escalier de type1 à l'ELS est montré dans la figure suivante :

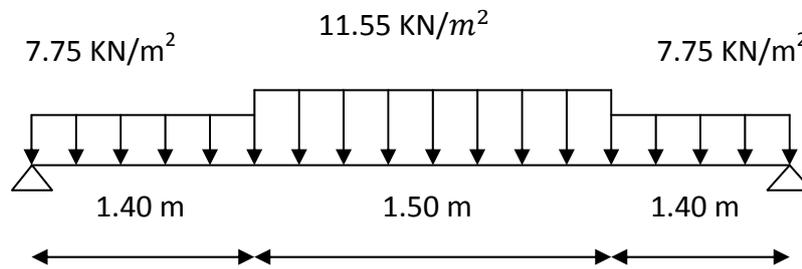


Figure 3.8 : Schéma statique de l'escalier type1 (ELS).

• **Calcul des réactions d'appui :**

- **ELU :**  $\sum F_y=0 \Rightarrow R_A+R_B= 10.83*1.4+15.96*1.5+10.83*1.4 = 54.26\text{KN}$ .

$$\sum M_A=0 \Rightarrow R_B= \left[ \left( \frac{1.4^2}{2} \right) 10.83 + 1.5 \left( \frac{1.5}{2} + 1.4 \right) 15.96 + 1.4 \left( \frac{1.4}{2} + 1.5 + 1.4 \right) 10.83 \right] / 4.3$$

$R_B=27.13\text{KN}$  et  $R_A=27.13\text{KN}$ .

• **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

**Tronçon 1 :  $0,00 \text{ m} \leq x \leq 1.4\text{m}$  :**

$$T(x) = R_A - q_{u1}x = 27.13 - 10.83x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 27.13 \text{ KN} \\ T(1.4) = 11.96 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = q_{u1} (x^2)/2 + R_A(x) = -5.42 x^2 + 27.13x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.4) = 27.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

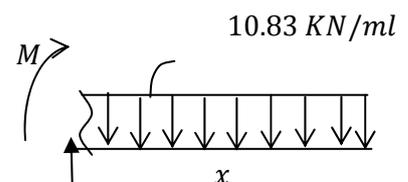
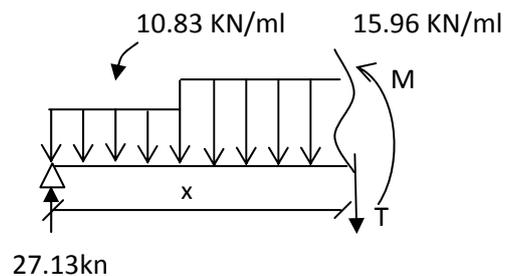
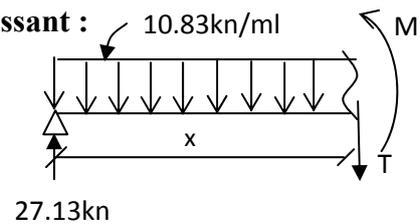
**Tronçon 2 :  $1.4 \text{ m} \leq x \leq 2.9\text{m}$  :**

$$T(x) = R_A - 1.4q_{u1} - q_{u2}(x-1.4) = 27.13 - 1.4*10.83 - 15.96(x-1.4)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(1.4) = 11.96 \text{ KN} \\ T(2.9) = -11.96 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_Ax - 1.4(x - \frac{1.4}{2}) q_{u1} - \frac{(x-1.4)^2}{2} q_{u2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(1.4) = 27.36 \text{ KN.m} \\ M(2.9) = 27.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$x = 2.14 \Rightarrow M_{max} = 31.85 \text{ KN.m}$

**Tronçon 2 : 2.9 m ≤ x ≤ 4.3m :**

$T(x) = -R_B + q_{u1}(4.3-x) = -27.13 + 10.83(4.3-x) \Rightarrow \begin{cases} T(2.9) = -11.96 \text{ KN} \\ T(4.3) = -27.13 \text{ KN} \end{cases}$

$M(x) = R_B(4.3-x) - q_{u1} \frac{(4.3-x)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(2.9) = 27.36 \text{ KN.m} \\ M(4.3) = 0.00 \text{ KN.m} \end{cases}$

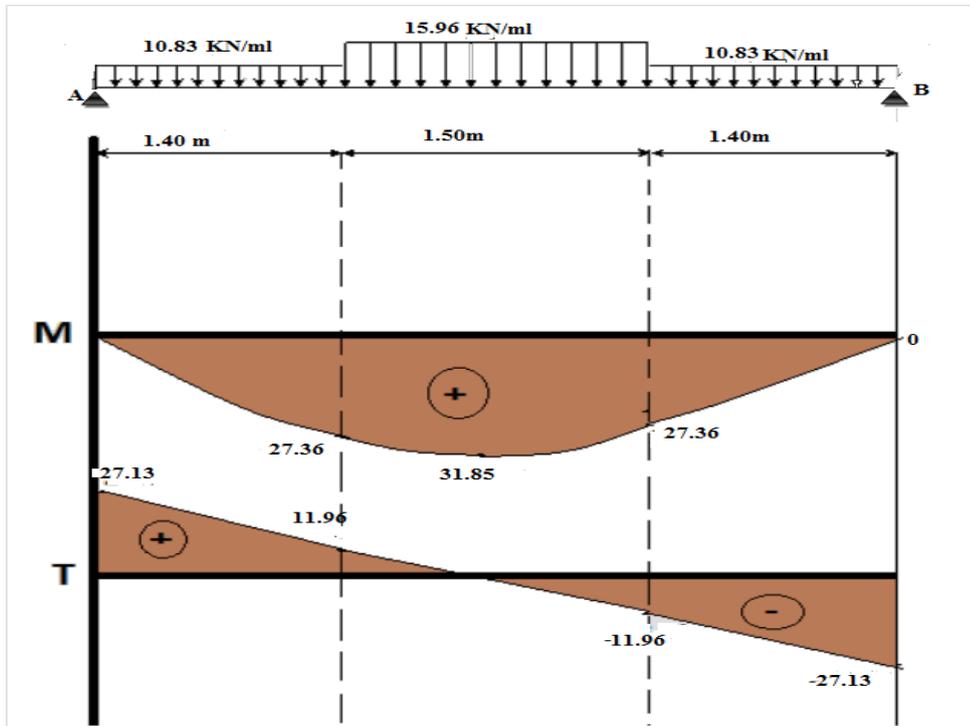


Figure 3.9 : Diagramme de M et T à ELU.

• **ELS :**

$\sum F_{uy} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 7.75 \cdot 1.4 + 11.55 \cdot 1.5 + 7.75 \cdot 1.4 = 39.02 \text{ KN.}$

$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = \left[ \left( \frac{1.4^2}{2} \right) 7.75 + 1.5 \left( \frac{1.5}{2} + 1.4 \right) 11.55 + 1.4 \left( \frac{1.4}{2} + 1.5 + 1.4 \right) 7.75 \right] / 4.3$

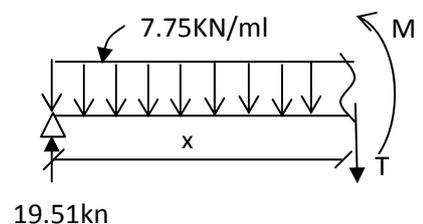
$R_B = 19.51 \text{ KN}$  et  $R_A = 19.51 \text{ KN.}$

• **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

**Tronçon 1 : 0,00 m ≤ x ≤ 1.4m :**

$T(x) = R_A - q_{u1} = 19.51 - 7.75x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 19.51 \text{ KN} \\ T(1.4) = 8.66 \text{ KN} \end{cases}$

$M(x) = q_{u1} \frac{(x^2)}{2} + R_A(x) = -3.875 x^2 + 19.51x \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0.00 \text{ KN.m} \\ M(1.4) = 19.72 \text{ KN.m} \end{cases}$

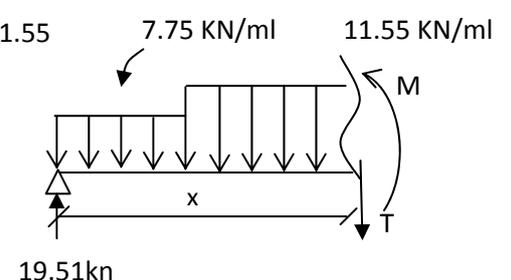


**Tronçon 2 : 1.4 m ≤ x ≤ 2.9m :**

$T(x) = R_A - 1.4q_{u1} - q_{u2}(x-1.4) = 19.51 - 1.4 \cdot 7.75 - 11.55(x-1.4) \Rightarrow \begin{cases} T(1.4) = 8.66 \text{ K} \\ T(2.9) = -8.66 \text{ KN} \end{cases}$

$M(x) = R_A x - 1.4 \left( x - \frac{1.4}{2} \right) q_{u1} - \frac{(x-1.4)^2}{2} q_{u2} = 19.51x - 1.4 \left( x - \frac{1.4}{2} \right) 7.75 - \frac{(x-1.4)^2}{2} 11.55$

$\Rightarrow \begin{cases} M(1.4) = 19.72 \text{ KN.m} \\ M(2.9) = 19.72 \text{ KN.m} \end{cases}$



$$x=2.14 \Rightarrow M_{max} = 22.96 \text{ KN.m}$$

**Tronçon 2 : 2.9 m ≤ x ≤ 4.3 m :**

$$T(x) = -RB + q_{u1}(4.3-x) = -19.51 + 7.75(4.3-x)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(2.9) = -8.66 \text{ KN} \\ T(4.3) = -19.51 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = RB(4.3-x) - q_{u1} \frac{(4.3-x)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(2.9) = 19.72 \text{ KN.m} \\ M(4.3) = 0.00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

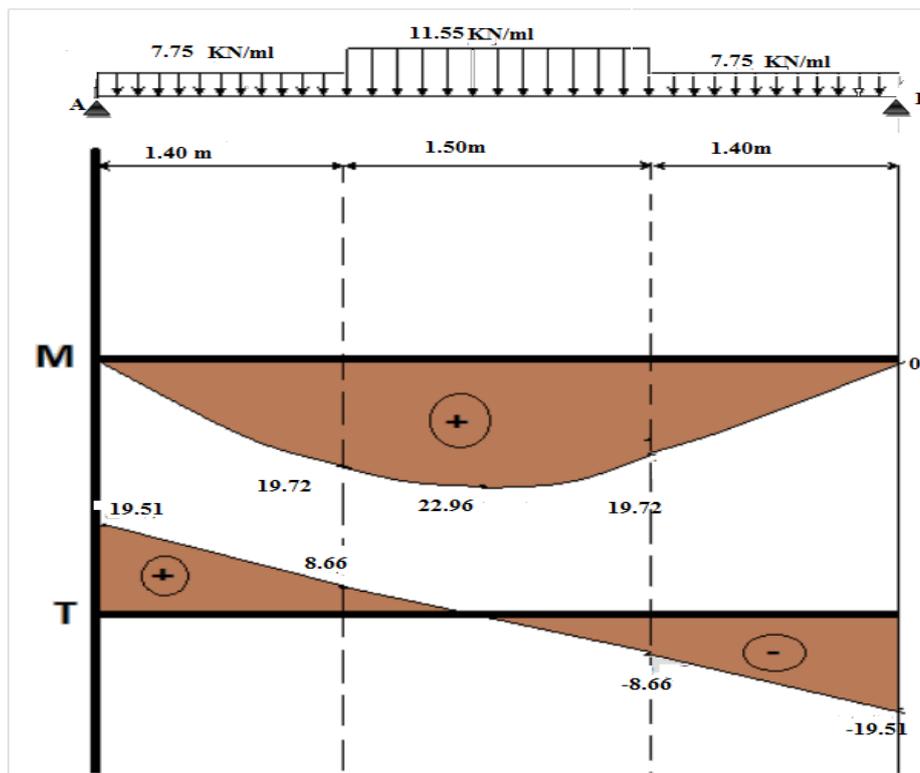
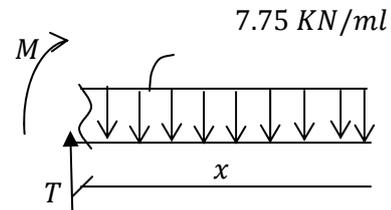


Figure 3.10 : Diagramme de M et T à ELS.

- **Evaluation des sollicitations de calcul :**

$$M_u = 31.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 22.96 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 27.13 \text{ KN}$$

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments  $M_{max}$  au niveau des appuis et en travée.

$$M_{u,travée} = 0.75M_u = 23.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{u,appui} = 0.5M_u = 15.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 0.75M_{ser} = 17.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser,appui} = 0.5M_{ser} = 11.48 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage à LELU**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1ml**. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

- **Calcul des armatures**

- Aux appuis :**

- **Armature longitudinale :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.92 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.20} = 0.061 \longrightarrow \mu_{bu} = 0.061$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5}; \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{1.15}{200000} * 1000 \quad \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668 (1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.061 < 0.392 \quad \rightarrow A' = 0 \quad \text{section simplement armée.}$$

$$0.061 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{on utilise la méthode simplifiée.}$$

$$A_l = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{tel que: } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.061)}) = 0.078$$

Donc : 0.96

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_l = \frac{15.92 * 10^6}{0.96 * 135 * 348} = 352.98 \text{ mm}^2 = 3.52 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } A_l = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement :**

$$e = \min(3h ; 33\text{cm}) = e \leq \min(45\text{cm} , 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \text{On prend : } e = 25\text{cm}$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } A_r = 5T10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

- **avec L'espacement :**

$$e = \min(4h ; 33\text{cm}) = e \leq \min(60\text{cm} , 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad \text{On prend : } e = 20\text{cm}$$

- En travée :**

- **Armature longitudinale :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.88 * 10^{-3}}{1 * (0.135)^2 * 14.20} = 0.092 \longrightarrow \mu_{bu} = 0.092$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5} \quad \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{1.15}{200000} * 1000 \quad \longrightarrow \quad \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668 (1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.092 < 0.392 \quad A' = 0 \quad \longrightarrow \quad \text{section simplement armée.}$$

$$0.092 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

$$A_l = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.092)}) = 0.12$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.95$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_l = \frac{23.88 * 10^6}{0.95 * 135 * 348} = 535.05 \text{ mm}^2 = 5.35 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } A_l = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

• **L'espaceur :**

$$e = \min(3h ; 33\text{cm}) = e \leq \min(45\text{cm} , 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \text{On prend : } e = 20\text{cm.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A / 4 = 5,65 / 4 = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } A_r = 5T10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

• **L'espaceur :**

$$e \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = e \leq \min(60\text{cm} , 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{On prend : } e = 20\text{cm}$$

• **Vérification**

• **Condition de non fragilité**

$$A_l \geq A_{\min}$$

$$A_t \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 . b . d . f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 100 * (13.5) * (2.1)}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

**a. En travée :**

$$A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**b. Aux appuis :**

$$A_t = 2.51 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_t = 2.51 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

• **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

• **Influence sur le béton :**

On doit avoir que :  $V_{u \max} < \bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b * a$  (Art A.5.1.3.21.BAEL91 /99)

$a = 0.9 \times d = (0.9) \times (13.5) = 12.15\text{cm}$  (longueur de l'appui).

$V_{u \max} = 27.13\text{KN}$ .

$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 1 \times 12.15 \times 10 = 810\text{KN}$ .

$V_u = 27.13\text{KN} \leq \bar{V}_u = 810\text{KN} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

• **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :  $A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_{uA}}{0.9 \times d} \right]$ .

$A_s = 5.65\text{cm}^2$

$V_u = 27.13\text{KN}$

$M_{uA} = 15.92\text{KN.m}$

$A_s = 5.65\text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \left[ 27.13 + \frac{15.92}{0.9 \times 0.135} \right] = 4.54 \text{ cm}^2$

$A_s = 5T12 = 5.65\text{cm}^2 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

La condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

• **Vérification de l'adhérence d'appui :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$V_{u \max} = 27.13\text{KN}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n * \pi * \phi = 5 * 3.14 * 12 = 188.4$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9 * d * \sum U_i} = \frac{27.13 * 10^3}{0.9 * 135 * 188.4} = 1.18 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **La condition est vérifiée**

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**a. Vérification à l'ELS :**

• **Contrainte de compressions dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = KY$ )

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[ A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2 \right]$$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les vérifications de calcul des armatures en travée et en appui à L'ELS sont résumées dans les tableaux suivants :

**Tableau 3.3 :** Vérification de calcul des armatures en travée à L'ELS.

Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	K (kN/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
17.22	5.65	9781.96	4.01	0.176	0.705	15,00	Vérifier

**Tableau 3.4 :** Vérification de calcul des armatures en appuis à L'ELS.

Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	K Kn/cm <sup>3</sup>	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
11.48	5.65	9781.96	4.01	0.117	0.469	15,00	Vérifier

Le choix des armatures est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau 3.5 :** Les armatures obtenues de l'escalier.

Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	K Kn/cm <sup>3</sup>	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
11.48	5.65	9781.96	4.01	0.117	0.469	15,00	Vérifier

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.1 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.1 > 0.075) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0041 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec  $h_t = 15$  cm;  $b = 100$  cm;  $d = 13.5$  cm;  $L = 1.5$  m;  $A_s = 5.65$  cm<sup>2</sup>

$$M_{ser, travée} = 17.22 \text{ KN.m} ; M_{0, ser} = 22.96 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées, alors on ne va pas procéder au calcul de la flèche.

### 3.4.2. Etude de deuxième type 2

Les schémas statiques de l'escalier de type 2 à l'ELU et à l'ELS sont montrés dans les figures suivantes :

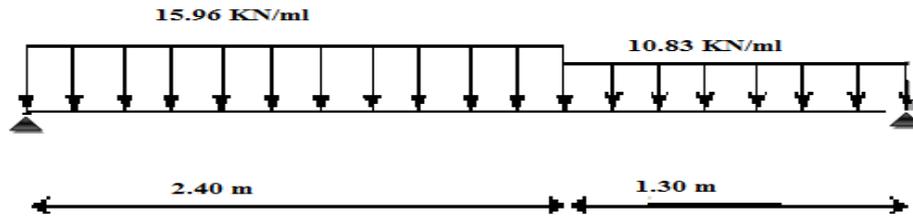


Figure 3.11 : Schéma statique de l'escalier type 2 (ELU).

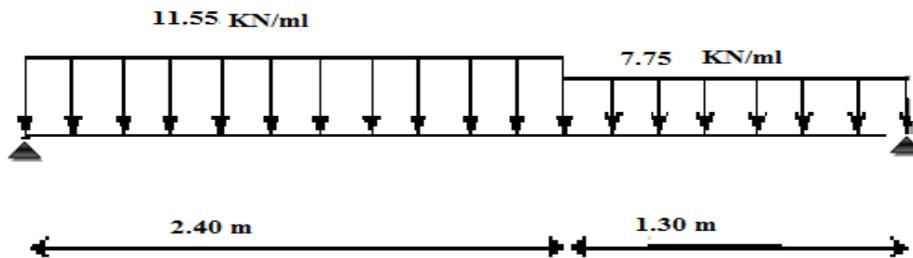


Figure 3.12 : Schéma statique de l'escalier type 2 (ELS).

a)ELU :

- Calcul des réactions d'appui

$$\Sigma F_y=0 \rightarrow R_A+R_B = P_1 \times 2.4 + P_2 \times 1.3 \rightarrow R_A+R_B = 52.38 \text{KN}$$

$$\Sigma M/A=0 \rightarrow R_A=28.35 \text{KN}$$

$$\Sigma M/B=0 \rightarrow R_B=24.03 \text{KN}$$

- Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

**Tronçon 1 :  $0 \text{ m} \leq x \leq 2.4 \text{ m}$**

$$T(x) = -P_1(x) + R_A = 28.35 - 15.96x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 28.35 \text{KN} \\ T(2.4) = -9.95 \text{KN} \end{cases}$$

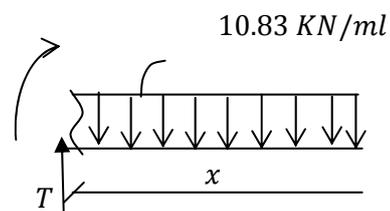
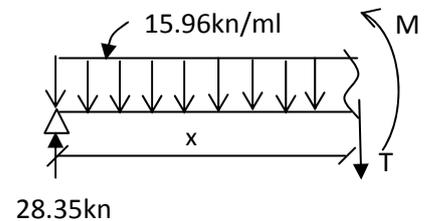
$$M(x) = q_{u1} (x^2)/2 + R_A(x) = -7.98 x^2 + 28.35x \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{KN.m} \\ M(2.4) = 22.08 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{à } x=1.77 \Rightarrow M_{\max}=25.17 \text{KN.m}$$

**Tronçon 2 :  $2.4 \text{ m} \leq x \leq 3.7 \text{ m}$  :**

$$T(x) = -R_B + q_{u1}(3.7-x) = -24.03 + 10.83(3.7-x) \Rightarrow \begin{cases} T(2.4) = -9.95 \text{KN} \\ T(3.7) = -24.03 \text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B(3.7-x) - q_{u1} \frac{(3.7-x)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(2.4) = 22.08 \text{KN.m} \\ M(3.7) = 0.00 \text{KN.m} \end{cases}$$



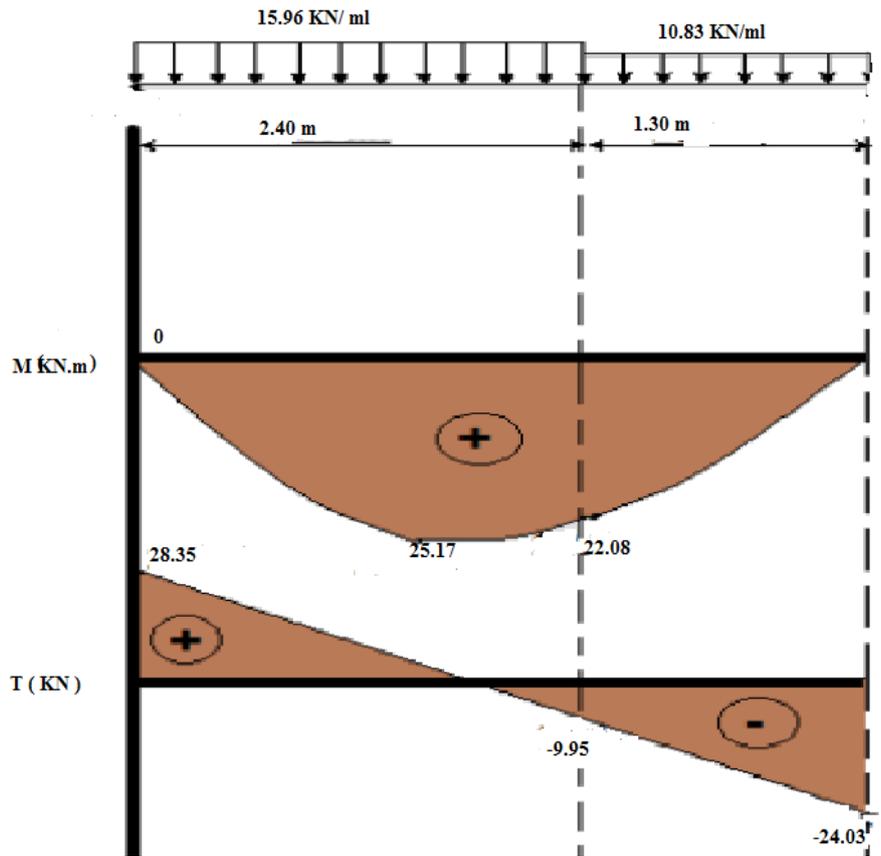


Figure 3.13. Diagramme de M et T à ELU.

**b) L'ELS :**

• **Calcul des réactions d'appui**

$$\Sigma Fy=0 \rightarrow RA+RB = P1 \times 2.4 + P2 \times 1.3 \rightarrow RA+RB = 37.79 \text{KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow RA = 17.29 \text{KN}$$

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow RB = 20.50 \text{KN}$$

• **Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant**

**Tronçon 1 :  $0 \text{ m} \leq x \leq 2.4 \text{ m}$**

$$T(x) = -P1(x) + RA = 20.50 - 11.55x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 20.50 \text{KN} \\ T(2.4) = -7.22 \text{KN} \end{cases}$$

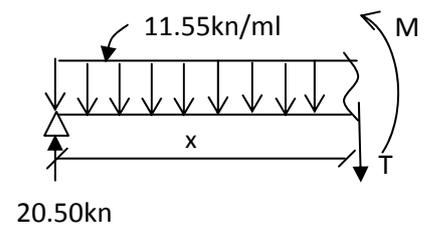
$$M(x) = q_{u1} \frac{x^2}{2} + RA(x) = -5.77 x^2 + 20.50x \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{KN.m} \\ M(2.4) = 15.96 \text{KN.m} \end{cases}$$

a  $x=1.77 \Rightarrow M_{\max} = 18.20 \text{KN.m}$

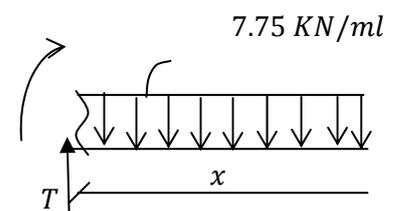
**Tronçon 2 :  $2.4 \text{ m} \leq x \leq 3.7 \text{ m}$  :**

$$T(x) = -RB + q_{u1}(3.7-x) = -17.29 + 7.55(3.7-x) \Rightarrow \begin{cases} T(2.4) = -7.22 \text{KN} \\ T(3.7) = -17.29 \text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = RB(3.7-x) - q_{u1} \frac{(3.7-x)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(2.4) = 15.96 \text{KN.m} \\ M(3.7) = 0.00 \text{KN.m} \end{cases}$$



20.50kn



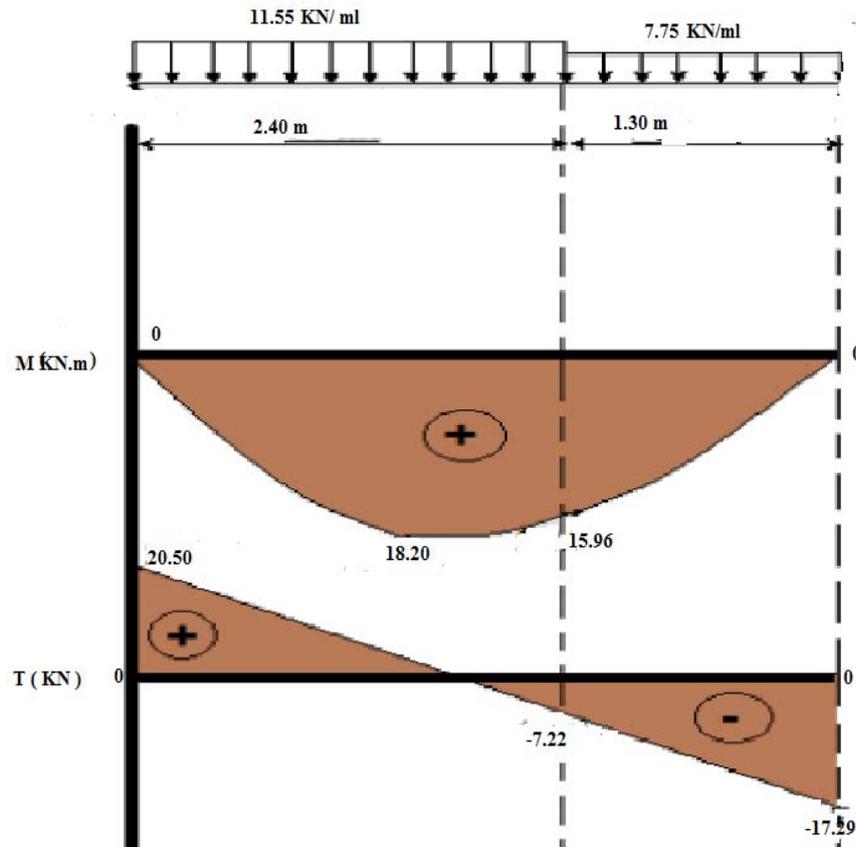


Figure 3.14. Diagramme de M et T à ELS.

- **Evaluation des sollicitations de calcul**

$$M_u = 25.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 18.20 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 28.35 \text{ KN.}$$

$$M_{u,travée} = 0.75M_u = 18.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{u,appui} = 0.5M_u = 12.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 0.75M_{ser} = 13.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser,appui} = 0.5M_{ser} = 9.10 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

- a. **Aux appuis :**

- **Armature longitudinale :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.58 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.20} = 0.048 \longrightarrow \mu_{bu} = 0.048$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l (1 - 0.4\alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5}; \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000} * 1000 \quad \xi_s = 1.74 \text{‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668(1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$\mu_{bu} = 0.048 < 0.392 \rightarrow A' = 0$  section simplement armée.  
 $0.048 < 0.392 \rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée.

$$A_l = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que: } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.048)}) = 0.061$$

Donc : 0.97

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_l = \frac{12.58 * 10^6}{0.97 * 135 * 348} = 276.05 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 2.76 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } A_l = 5T10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

- **L'espaceur :**

$$e = \min(3h ; 33\text{cm}) = e \leq \min(45\text{cm} , 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ On prend : } e = 25\text{cm}$$

- **Armature de répartition :**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{4.52}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ On adopte: } A_t = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

- **avec L'espaceur :**

$$e = \min(4h ; 33\text{cm}) = e \leq \min(60\text{cm} , 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ On prend : } e = 20\text{cm}$$

**b. En travée :**

- **Armature longitudinale :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.87 * 10^{-3}}{1 * (0.135)^2 * 14.20} = 0.072 \rightarrow \mu_{bu} = 0.072$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5}; \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000} * 1000 \rightarrow \xi_s = 1.74 \text{‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668(1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu}=0.072 < 0.392 \quad A'=0 \longrightarrow \text{section simplement armé.}$$

$$0.072 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{On utilise la méthode simplifié.}$$

$$A_l = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.072)}) = 0.093$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.96$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_l = \frac{18.87 \cdot 10^6}{0.96 \cdot 135 \cdot 348} = 418.39 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 4.18 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } A_l = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

- **L'espaceur :**

$$e = \min(3h ; 33\text{cm}) = e \leq \min(45\text{cm} , 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ On prend : } e = 20\text{cm.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A / 4 = 5.65 / 4 = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ on prend: } A_r = 5T10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

- **L'espaceur :**

$$e \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = e \leq \min(60\text{cm} , 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \text{ On prend : } e = 20\text{cm}$$

- **Vérification**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_l \geq A_{\min}$$

$$A_t \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot (13.5) \cdot (2.1)}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

- a. **En travée**

$$A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_t = 3.92 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- b. **Aux appuis :**

$$A_l = 3.92 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_t = 2.51 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

- **Influence sur le béton**

$$\text{On doit avoir que : } V_{u \max} < \bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b * a \quad (\text{Art A.5.1.3.21.BAEL91 /99})$$

$$a = 0.9 \times d = (0.9) \times (13.5) = 12.15 \text{ cm} \text{ (longueur de l'appui).}$$

$$V_{u \max} = 28.35 \text{KN.}$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 1 \times 12.15 \times 10 = 810 \text{KN.}$$

$$V_u = 28.35 \text{KN} \leq \bar{V}_u = 810 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :  $A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_{uA}}{0.9 \times d} \right].$

$$A_s = 3.92 \text{cm}^2$$

$$V_u = 28.35 \text{KN}$$

$$M_{uA} = 12.58 \text{KN.m}$$

$$A_s = 3.92 \text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \left[ 28.35 + \frac{12.58}{0.9 \times 0.135} \right] = 3.79 \text{cm}^2$$

$$A_s = 5T10 = 3.92 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- **Vérification de l'adhérence d'appui**

Il faut vérifier que :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$

$$V_{u \max} = 28.35 \text{KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{28.35 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 157} = 1.48 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.48 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \tau \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

- **Vérification à l'ELS**
- **Contrainte de compressions dans le béton**

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = KY$ )

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[ A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 \right]$$

$$Y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

Les vérifications de calcul des armatures en travée et en appui à L'ELS sont résumées dans les tableaux suivants :

**Tableau 3.6 :** Vérification de calcul des armatures en travée à L'ELS.

Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	K Kn/cm <sup>3</sup>	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	observation
11.48	5.65	9781.96	4.01	0.117	0.469	15,00	Vérifier

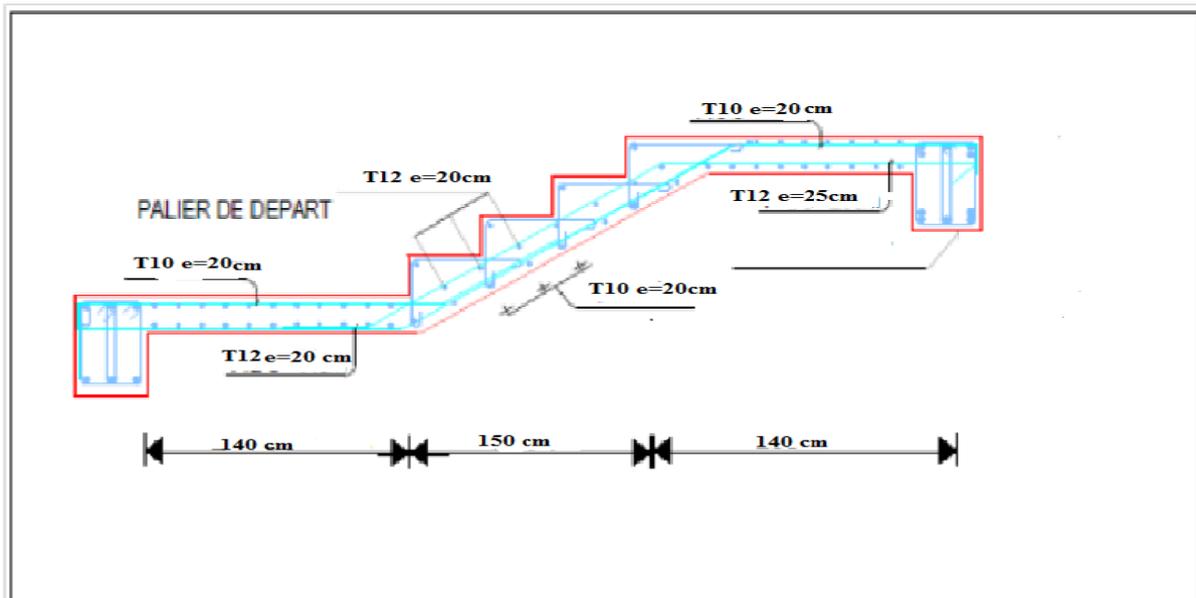
**Tableau 3.7 :** Vérification de calcul des armatures en appuis à L'ELS.

Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	K Kn/cm <sup>3</sup>	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	observation
9.10	3.92	7818.43	4.23	0.116	0.490	15,00	Vérifier

Le choix des armatures est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau 3.8 :** Les armatures obtenues de l'escalier.

	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>répartition</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
<i>Appuis</i>	2.76	3.92	0.98	5T10	2.51	5T8
<i>Travée</i>	4.18	5.65	1.41	5T12	3.92	5T10



**Figure 3.15.**Schéma de ferrailages d'escaliers types 1

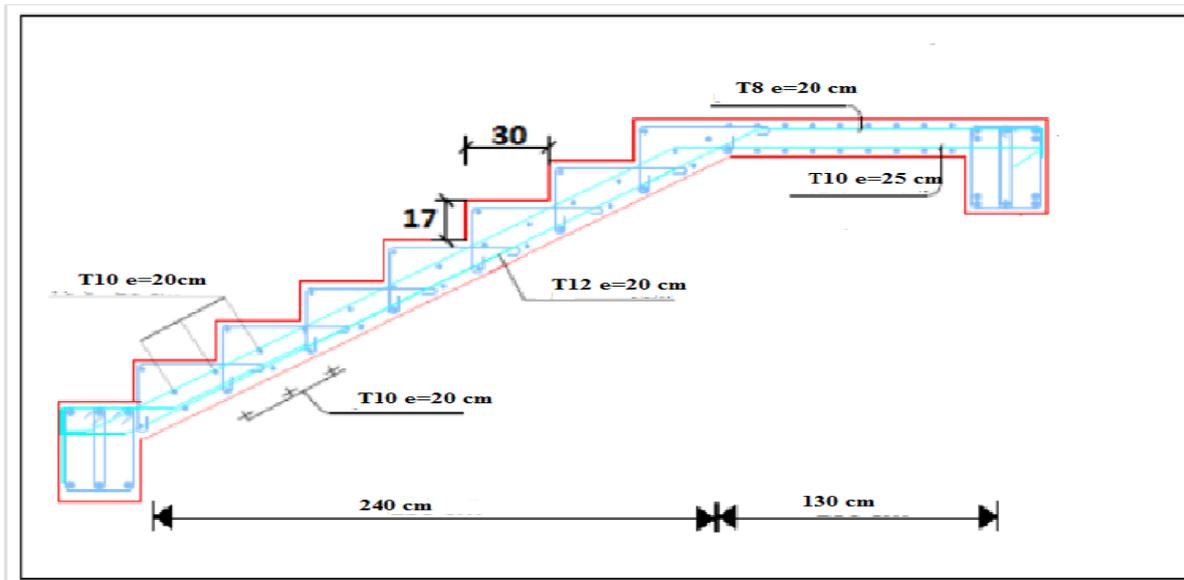


Figure 3.16.Schéma de ferrailages d'escaliers types 2

- Etude de la poutre palière

**Pré dimensionnement de la poutre palière**

$L=4.30m$

D'après BAEL 91 modifié 99, on a :  $L/15 \leq h \leq L/10$

$$4.3/15 \leq h \leq 4.3/10$$

$$28.66 \leq h \leq 43$$

On prend:

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35cm \\ b = 25cm \end{array} \right.$$

- Vérification du RPA99 V 2003
- D'après le R.P.A99version2003 :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow 25 cm > 20cm \\ h \geq 30cm \Rightarrow 35 cm = 30cm \text{ C.V} \\ h/b \Rightarrow 1.4 < 4 \end{array} \right\}$$

La poutre palière a une dimension de  $(35 \times 25) \text{ cm}^2$ .

- **Descente des charges :**
- **Charge permanente :**

Dans notre cas, on a une poutre brisée, alors on aura deux types de charge permanente :

**-La partie horizontale :**

$$G_1 = \text{Poids propre de la poutre palière} + G_{\text{voile}} \cdot h$$

$$G_1 = (0,35 \times 0,25 \times 25) + 0,20 \times 25 \times [(3,06) - (5,0,17) - (0,4)]$$

$$G_1 = 11,24 \text{ KN/ml.}$$

**-La partie inclinée :**

$$G_2 = \text{Poids propre de la poutre palière} + G_{\text{voile}} \cdot h$$

$$G_2 = (0,35 \times 0,25 \times 25) / (\cos 34,21) + 5 \cdot [1,81]$$

$$G_2 = 11,69 \text{ KN/ml.}$$

- **Charge d'exploitation:**

La charge d'exploitation dans la poutre palière est nulle :  $Q=0$ .

- **Réaction des escaliers:**

$$T_{U_{\max}} = R_B / (L/2) \quad \text{Avec : } L : \text{La longueur de la poutre palière } T_{U_{\max}} = 35,60 /$$

$$(4,3/2) = 16,55 \text{ KN.}$$

$$T_{S_{\max}} = 26,37 / (L/2) = 26,37 / (4,3/2) = 12,26 \text{ KN}$$

- **Calcul des efforts internes:**

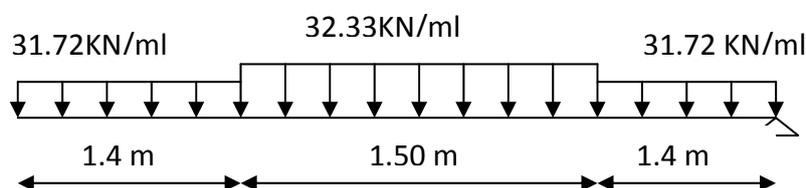
$$\text{ELU : } Q_{u1} = 1,35G_1 + T_{U_{\max}} = 31,72 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{u2} = 1,35G_2 + T_{U_{\max}} = 32,33 \text{ KN/ml.}$$

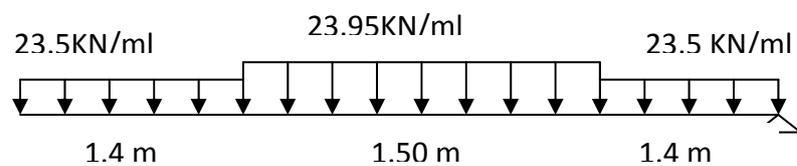
$$\text{ELS : } Q_{S1} = G_1 + T_{S_{\max}} = 23,5 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{S2} = G_2 + T_{S_{\max}} = 23,95 \text{ KN/ml.}$$

Après avoir utilisé le RDM6, on a trouvé les efforts internes suivants



**Figure (3.17)** Schéma statique de la poutre palière (ELU).



**Figure (3.18)** Schéma statique de la poutre palière (ELS).

$$M_{U_{\max}}=87.1\text{KN/m} \quad ; \quad T_{U_{\max}}=81.9\text{KN.}$$

$$M_{S_{\max}}=61.19\text{KN.m} \quad ; \quad T_{S_{\max}}=52.73\text{KN.}$$

- **Calcul du ferrailage:**

$$h=0,35\text{m} ; b=0,25\text{m} ; d= 0,9* h= 0,32\text{m} \quad f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_{bc}=14,2\text{MPa}$$

$$\sigma_s=347,83\text{MPa}$$

- **Calcul du ferrailage:**

$$h=0,35\text{m} ; b=0,25\text{m} ; d= 0,9* h= 0,32\text{m} \quad f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_{bc}=14,2\text{MPa}$$

$$\sigma_s=347,83\text{MPa}$$

- **Calcul du ferrailage à L'ELU:**

- **En travée:**

$$M_{ut}=0.85*M_u=0.85*87.1=74.03*10^{-3}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{75,03 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.32^2 \times 0.14} = 0.206$$

$$\mu_u = 0,206 < \mu = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2(0.206)})$$

$$\alpha = 0,292.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,27 \cdot (1 - 0,4 \times 0,292)$$

$$Z = 0,238 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{74.03 \cdot 10^{-3}}{0.238 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 8.94 \text{ cm}^2$$

On choisit : **6T14** de section **9.24 cm<sup>2</sup>/ml**

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} > \frac{0.23 b f_{t28}}{f_e} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min}$  : condition vérifier

- **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 9.24/4 = 2.31 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T12** de section **3,39** cm<sup>2</sup>/ml.

- **En appuis:**

$$M_{uapp} = 0,5M_u = 0,5 \times 87.1 = 43.55 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{43.55 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.32^2 \times 0.14} = 0.119$$

$$\mu_u = 0,119 < \mu = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2(0.119)})$$

$$\alpha = 0,158.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,27(1 - 0,4 \times 0.158)$$

$$Z = 0,252 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{43.55 \times 10^{-3}}{0.252 \times 347.83} = 4.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4.9 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T14** et **3T12** de section **8.01** cm<sup>2</sup>/ml.

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} > \frac{0.23b \cdot d f_{t28}}{f_e} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min}$  : condition vérifier

**-Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 8.01/4 = 4.01 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T14** de section **4,62** cm<sup>2</sup>/ml

**-Condition du RPA99 version 2003 :**

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 25 \cdot 35 = 4,37 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

Car on a choisi : 3T14+3T12=8,01cm<sup>2</sup>/ml

- **Vérfications à ELS :**

**NB :** Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

- **Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = KY$ )

Avec :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

- **Position de l'axe neutre:**

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

- **Moment d'inertie I:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau (3.9).** Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de la poutre.

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Obs
travée	52.01	9.24	14.09	67769	76746	10.81	C.V
Appui	30.6	8.01	13.38	61618	49661	6.64	C.V

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e \geq \max \left( \frac{1}{16}, \frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}} \right) Lx \Rightarrow \max((0.0625, 0.0849) 402 = 34 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left( \frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \left( \frac{4.2}{f_e} \right) \Rightarrow (0.011 < 0.011) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :  $e = 35 \text{ cm}$  ;  $b = 25 \text{ cm}$  ;  $d = 31.5 \text{ cm}$  ;  $L = 4.02 \text{ m}$  ;  $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

$M_{ser, travée} = 52.01 \text{ KN.m}$  ;  $M_{0, ser} = 61.19 \text{ KN.m}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$

Les deux conditions sont vérifiées, alors on va pas procéder au calcul de la flèche.

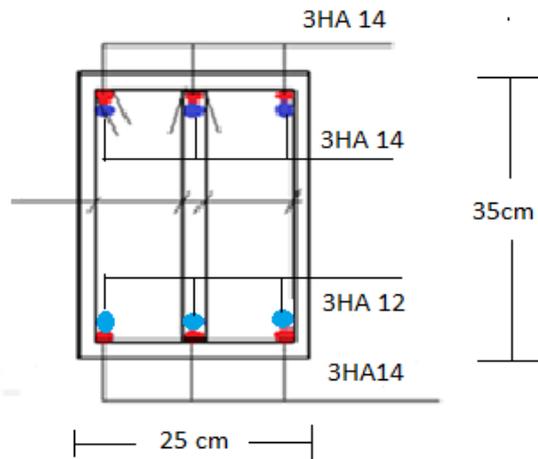


Figure (3.19) schéma de ferrailage de la poutre palière

### 3.5. Etude du plancher

#### 3.5.1. Estimation de la largeur de la table

- **La largeur de la table de compression:**

$$b = 2b_1 + b_0 \quad L : \text{La distance entre deux nervures voisines}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}\right) \quad L_1: \text{Distance de la portée des poutres et } b_0 = 12\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min(26,5; 41) ; \text{ on adopte: } b_1 = 26,5\text{cm}$$

$$\frac{L}{2} = 65 - b_0 = 65 - 12 = 26,5\text{cm}$$

$$\frac{L_1}{2} = \frac{495}{10} = 49,5\text{cm} \quad \text{Alors } b = 2(26,5) + 12 = 65\text{cm}$$

- **L'épaisseur de la table de compression:**

$$h = (20 + 5) = 25 \text{ cm} \quad h_0 = 5\text{cm}$$

Épaisseur de la nervure:  $0,3h \leq b_0 \leq 0,8h$

$$7,5 \leq b_0 \leq 20 \quad \Rightarrow b_0 = 12\text{cm}$$

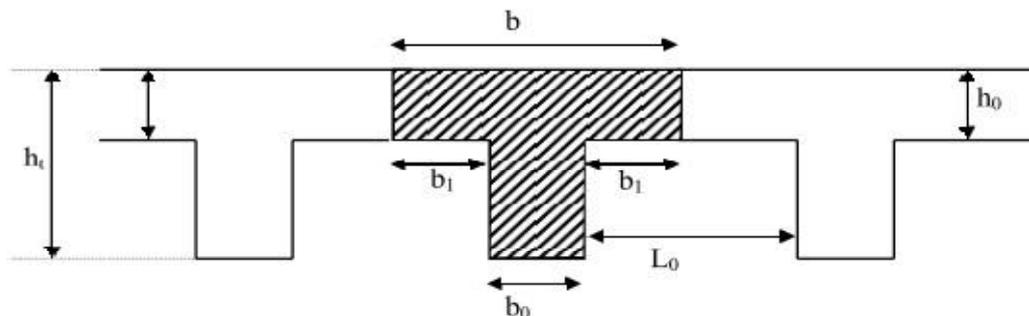


Figure 3.20. Les poutrelles.

#### 3.5.2. Dimensionnement des poutrelles

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

- Le calcul avant coulage
- Le calcul après coulage

**Tableau 3.10** : Charges revenant aux poutrelles avant coulage.

Charge permanent	Poids propre des poutrelles	$25*0.12*0.05=0.15\text{KN/m}$
	Poids propre du corps creux	$0.95*0.65=0.62\text{KN/m}$
	Totale	$0.77\text{KN/m}$
Charge d'exploitation	Main d'œuvre	$1*0.65=0.65\text{KN/m}$

**Sollicitation combinées :**

- ELU :  $1.35G+1.5Q \Rightarrow q_u = 2.01 \text{ KN/m}$
- ELS :  $G+Q \Rightarrow q_{\text{ser}} = 1.42 \text{ KN/m}$

**Sollicitation de calcul:**  $L=4.95 \text{ m}$

$$\text{ELU: } M = \frac{q l^2}{8} = 6.15 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{q l}{2} = 4.97$$

$$\text{ELS: } M = \frac{q l^2}{8} = 4.34 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{q l}{2} = 3.51 \text{ KN.m}$$

**Calcul de ferrailage :**

La poutrelle travaille en flexion simple, le calcul de ferrailage est résumé dans le tableau ci-après :

**Tableau 3.11** : Ferrailage des poutrelles à l'ELU.

b (cm)	h(cm)	d =0.9.h(cm)	F <sub>bu</sub> (MPa)	A' (cm <sup>2</sup> )
12	5	4.5	14.2	0

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T avec les dimensions suivantes :  $b=65 \text{ cm}$ ,  $b_0=12 \text{ cm}$ ,  $h_0=5\text{cm}$ ,  $h=25\text{cm}$ .

**Tableau 3.12** : Charges revenant aux poutrelles après coulage.

	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	g=0.65G	q =0.65Q	q <sub>u</sub> KN/ m <sup>2</sup>	q <sub>s</sub> KN/ m <sup>2</sup>
Terrasse inaccessible	6.88	1	4.47	0.65	7.00	5.12
Étage courant	5.75	1.5	3.73	0.97	6.49	4.7

On prend ainsi la charge maximale :  $q_{u \text{ max}}=7.00 \text{ KN/ m}^2$

$$q_{S \max} = 5.12 \text{ KN/ m}^2$$

### 3.5.3. Méthodes de calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

#### a. Méthode forfaitaire

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travée fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique  $M_0$  dans la travée. Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

1.  $Q \leq \text{Max} (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ .
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
3. Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
4. Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode Caquot.

#### ❖ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1.  $Q=1\text{KN/m}^2 \leq \text{Min} (2 \times 6.88; 5)$ ..... Vérifiée
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées .....vérifiée
3. Type 1 :  $0.8 \leq \frac{3.30}{2.90}; \frac{2.90}{3.25}; \frac{3.25}{2.22} \leq 1.25$ .....condition n'est pas vérifiée.

❖ La **troisième** condition n'est pas vérifiée  $\Rightarrow$  alors cette méthode n'est pas applicable donc on appliqué la méthode de Caquot

#### b. Méthode de Caquot

**Tableau 3.13 :** Principe de calcul de la méthode de Caquot.

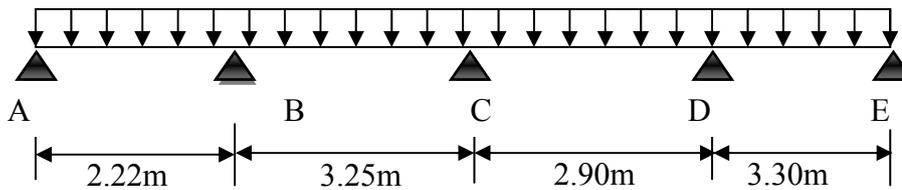
Les travées de rive sans porte à faux		les travées intermédiaires		Moment en appuis	Efforts tranchant sur travée		Position ou l'effort tranchant est nul	Moment en travée
$l'_w$	$l'_e$	$l'_w$	$l'_e$	$M_A$	$V_e$	$V_w$	$X_0$	$M_t$
$l_w$	$l_e$	$0.8l_w$	$0.8l_e$	$\frac{qwl'^w3 + qel'e^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$	$V_w + ql$	$\frac{Mw - Me - ql}{l} \cdot \frac{ql}{2}$	$\frac{Vw}{q}$	$M_w - V_w \cdot x_0 - \frac{q}{2} x_0^2$

- **Calcul des poutrelles :**

➤ **Type des poutrelles :**

Le présent ouvrage comporte 3 types de poutrelles

- Type 01 : (poutrelle à 4 travées)



**Figure 3.21.** Poutrelle type 1.

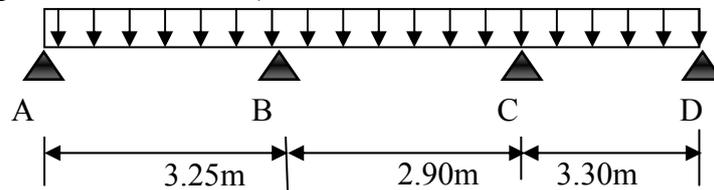
**Tableau 3.14 :** Tableau récapitulatif des résultats trouvés d'après la méthode de Caquot (ELU).

Travée	A-B	B-C		C-D	D-E
$q_u$ (KN/m)	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
L(m)	2.22	3.25	2.90	3.30	
L'(m)	2.22	2.6	2.32	3.30	
Appui	A	B	C	D	E
$L'_w$ (m)	0	2.22	2.6	2.32	3.30
$L'_e$ (m)	2.22	2.6	2.32	3.30	0
$M_a$ (KN.m)	0	-4.87	-5.03	-7.09	0
Travée	A-B	B-C		C-D	D-E
$M_w$ (KN.m)	0	-4.87	-5.03	-7.09	-7.09
$M_e$ (KN.m)	-4.87	-5.03	-7.09	0	
$V_w$ (m)	-5.58	-11.32	-9.44	-13.69	
$V_e$ (m)	9.96	11.43	10.86	9.41	
$X_0$ (m)	0.80	1.61	1.35	1.95	
$M_t$ (KN.m)	2.22	4.28	2.99	6.30	

**Tableau 3.15 :** Tableau récapitulatif des résultats trouvés d'après la méthode de Caquot(ELS).

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	
qs (KN/m)	5.12	5.12	5.12	5.12	
L(m)	2.22	3.25	2.9	3.30	
L'(m)	2.22	2.6	2.32	3.30	
Appui	A	B	C	D	E
L'w(m)	0	2.22	2.6	2.32	3.3
L'e(m)	2.22	2.6	2.32	3.3	0
Ma(KN.m)	0	-3.56	-3.68	-5.19	0
Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	
MW(KN.m)	0	-3.56	-3.68	-5.19	
Me(KN.m)	-3.56	-3.68	-5.19	0	
Vw (m)	-4.08	-8.28	-6.90	-10.01	
Ve(m)	7.28	8.36	7.95	6.87	
X0(m)	0.80	1.61	1.35	1.95	
Mt(KN.m)	1.63	3.14	0.97	4.59	

- Type 02 : (poutrelle à 3 travées)

**Figure 3.22.** Poutrelle type 2.**Tableau 3.16:** Tableau récapitulatif des résultats trouvés d'après la méthode de Caquot (ELU).

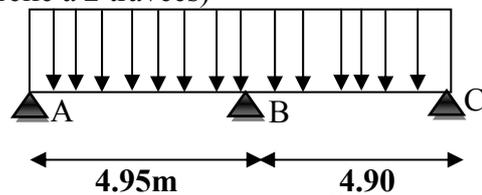
Travée	A-B	B-C	C-D	
qu (KN/m)	7.00	7.00	7.00	
L(m)	3.25	2.90	3.30	
L'(m)	3.25	2.32	3.30	
Appui	A	B	C	D
L'w(m)	0	3.25	2.32	3.30
L'e(m)	3.25	2.32	3.30	0
Ma(KN.m)	0	-6.92	-7.09	0
Travée	A-B	B-C	C-D	
Mw(KN.m)	0	-6.92	-7.09	
Mc(KN.m)	-6.92	-7.09	0	
Vw (m)	-9.25	-10.09	-13.7	
Ve(m)	13.5	10.21	9.40	

<b>X<sub>0</sub>(m)</b>	1.32	1.44	1.96
<b>M<sub>t</sub>(KN.m)</b>	6.11	0.35	6.32

**Tableau 3.17 :** Tableau récapitulatif des résultats trouvés d'après la méthode de Caquot (ELS).

Travée	A-B	B-C	C-D	
<b>q<sub>s</sub> (KN/m)</b>	5.12	5.12	5.12	
<b>L(m)</b>	3.25	2.90	3.30	
<b>L'(m)</b>	3.25	2.32	3.30	
Appui	A	B	C	D
<b>L'<sub>w</sub>(m)</b>	0	3.25	2.32	3.30
<b>L'<sub>e</sub>(m)</b>	3.25	2.32	3.30	0
<b>M<sub>a</sub>(KN.m)</b>	0	-5.06	-5.19	0
Travée	A-B	B-C	C-D	
<b>M<sub>w</sub>(KN.m)</b>	0	-5.06	-5.19	
<b>M<sub>e</sub>(KN.m)</b>	-5.06	-5.19	0	
<b>V<sub>w</sub> (m)</b>	-6.76	-7.38	-10.02	
<b>V<sub>e</sub>(m)</b>	9.88	7.46	6.88	
<b>X<sub>0</sub>(m)</b>	1.32	1.44	1.96	
<b>M<sub>t</sub>(KN.m)</b>	4.46	0.26	4.62	

- Type 03: (poutrelle à 2 travées)



**Figure 3.23.** Poutrelle type 3.

**Tableau 3.18 :** Tableau récapitulatif des résultats trouvés d'après la méthode de Caquot (ELU).

Travée	A-B	B-C	
<b>q<sub>u</sub> (KN/m)</b>	7.00	7.00	
<b>L(m)</b>	4.95	4.90	
<b>L'(m)</b>	4.95	4.90	
Appui	A	B	C
<b>L'<sub>w</sub>(m)</b>	0	4.95	4.90
<b>L'<sub>e</sub>(m)</b>	4.95	4.90	0
<b>M<sub>a</sub>(KN.m)</b>	0	-19.98	0
Travée	A-B	B-C	
<b>M<sub>w</sub>(KN.m)</b>	0	-19.98	

<b><math>M_e</math>(KN.m)</b>	-19.98	0
<b><math>V_w</math> (m)</b>	-13.29	-21.22
<b><math>V_e</math>(m)</b>	21.36	13.08
<b><math>X_0</math>(m)</b>	1.89	3.03
<b><math>M_t</math>(KN.m)</b>	12.61	12.18

**Tableau 3.19** :: Tableau récapitulatif des résultats trouvés d'après la méthode de Caquot (ELS).

Travée	A-B	B-C	
<b><math>q_u</math> (KN/m)</b>	5.12	5.12	
<b>L(m)</b>	4.95	4.90	
<b>L'(m)</b>	4.95	4.90	
Appui	A	B	C
<b>L'_w(m)</b>	0	4.95	4.90
<b>L'_e(m)</b>	4.95	4.90	0
<b><math>M_a</math>(KN.m)</b>	0	-14.61	0
Travée	A-B	B-C	
<b><math>M_w</math>(KN.m)</b>	0	-14.61	
<b><math>M_e</math>(KN.m)</b>	-14.61	0	
<b><math>V_w</math> (m)</b>	-9.72	-15.53	
<b><math>V_e</math>(m)</b>	15.62	9.56	
<b><math>X_0</math>(m)</b>	1.89	3.03	
<b><math>M_t</math>(KN.m)</b>	9.23	8.94	

➤ **Ferraillage des poutrelles :**

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée (Type 03)

Les tableaux ci dessous résument les efforts maximaux en appuis et en travées à l'ELU et à l'ELS

**Tableau 3.20** : Efforts maximaux en appuis et en travées à l'ELU.

<b><math>M^a_{umax}</math> (KN.m)</b>	<b><math>M^t_{umax}</math> (KN.m)</b>	<b><math>V_{wmax}</math> (KN)</b>	<b><math>V_{emax}</math> (KN)</b>
<b>19.98</b>	<b>12.61</b>	<b>21.22</b>	<b>21.36</b>

**Tableau 3.21** : Efforts maximaux en appuis et en travées à l'ELS.

<b><math>M^a_{umax}</math> (KN.m)</b>	<b><math>M^t_{umax}</math> (KN.m)</b>	<b><math>V_{wmax}</math> (KN)</b>	<b><math>V_{emax}</math> (KN)</b>
<b>14.61</b>	<b>9.23</b>	<b>15.53</b>	<b>15.52</b>

• **Calcul des armatures longitudinales**

**En travée :**

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en T.

$$b = 65 \text{ cm} = 650 \text{ mm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm}$$

$$h = 25 \text{ cm} = 250 \text{ mm}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm} = 50 \text{ mm}$$

$$d = 0.9h = 22.5 \text{ cm} = 225 \text{ mm}$$

- Le moment équilibré par la table de compression:  $M_{u \max}^t = 12.61 \text{ KN.m}$

$$M_{tu} = bh_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad ; \quad f_{bc} = 14.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 650 * 50 * 14.17 \left(225 - \frac{50}{2}\right) = 92.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \max}^t = 12.61 \text{ KN.m} < M_{tu} = 92.10 \text{ KN.m}$$

⇒ L'axe neutre passe dans la table de compression, nous considérons une section rectangulaire de largeur ( $b = 65 \text{ cm}$ ).

$$\mu = \frac{M_{tu \max}}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{12.61 * 10^6}{14.17 * 650 * 225^2} = 0.027 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.027}) = 0.034$$

$$Z = 225(1 - 0.4\alpha) = 225(1 - 0.4 * 0.034) = 222 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{tu \max}}{\sigma_s * Z} = \frac{12.61 * 10^6}{348 * 222} \Rightarrow A_s = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3\text{HA}12 = 2.36 \text{ cm}^2$$

**En appuis :**

$$M_{u \max}^a = 19.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{19.98 * 10^6}{14.17 * 650 * 225^2} = 0.042 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.042}) = 0.053$$

$$Z = 225(1 - 0.4 * 0.053) = 220 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{19.98 * 10^6}{348 * 220} = 2.60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}14 \quad A_s = 2.67 \text{ cm}^2$$

**• Calcul des armatures transversales: (Art-A.7.1.22/BAEL99)**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(\frac{25}{35}, \frac{10}{10}, 12\right) \Rightarrow \phi \leq 0,71 \text{ cm}$$

Nous prendrons  $\phi = 10 \text{ mm}$  ; les armatures transversales sont : **2HA10 (A=1.5cm<sup>2</sup>)**.

• **Espacement des armatures transversales : (Art-A.5.1.22/BAEL99).**

$S_{t1} \leq \text{Min} \{0.9.d; 40 \text{ cm}\} = 20.25\text{cm}$  on prend :  $S_t=20 \text{ cm}$

- **Vérification à l'ELU**
- **Vérification de la condition de non fragilité**
- **Aux appuis :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 22.5 \times 2.1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_s = 2.60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

- **En travée :**

$$A_{\min} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_s = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

**Vérification de l'effort tranchant : (Art. A.5.1.1/BAEL99) :**

$$V_{u \max} = 21.22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{21.22 \times 10^3}{120 \times 225} = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

**Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \Sigma U_i} \text{ avec } : \Sigma U_i : \text{La somme des perimetre utiles des barres}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = (1 * 3.14 * 14) + (1 * 3.14 * 12) = 81.64 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \Sigma U_i} = \frac{21.22 \times 10^3}{0.9 \times 225 * 81.46} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

**La longueur de scellement**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent un béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisée.

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}}\right)$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj} = 2.6(1.5^2) * 2.1 = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}}\right) = \left(\frac{1}{4}\right) \times \left(\frac{400}{2.84}\right) = 35.21 \text{ cm}$$

**Ancrages courbes :**  $L_a = 0.4 * L_s = 0.4 * 35.21 = 14.08 \text{ cm}$

- **Vérification à l'ELS**

- **Moments maximums**

**Sur appuis :**  $M_{umax}^a = 14.61 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_{umax}^t = 9.23 \text{ KN.m}$

**Effort tranchant :**  $V_s = 15.53 \text{ KN}$

**Contrainte de compression dans le béton**

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 * [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \text{ : (Moment d'inertie)}$$

$$(n = 15) \quad \frac{b \cdot y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(Ad - A'd) = 0 \quad y : \text{position de l'axe neutre}$$

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

**Tableau 3.22 :** Vérification de calcul des armatures à L'ELS.

	<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>A<sub>s</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y</b> <b>(cm)</b>	<b>I</b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub></b> <b>(Mpa)</b>	<b>σ̄<sub>bc</sub></b> <b>(Mpa)</b>	<b>condition</b>
<b>travée</b>	9.23	2.36	4.43	13442.64	3.04	15	<b>vérifié</b>
<b>appuis</b>	14.61	2.67	4.68	14938.87	4.57	15	<b>vérifié</b>

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire (pas de limitation de  $\sigma_s$  en service).

• **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{25}{495} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.05 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{2.36 \times 10}{120 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow \dots \dots \dots \text{CV}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut calculer la flèche.

• **Calcul de la flèche**

Donc on doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec  $\bar{f}$  : La flèche admissible

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ avec } L = 4.95\text{m} \rightarrow \bar{f} = \frac{4950}{500} = 9.9\text{mm}$$

$$h_t = 25\text{cm}; b = 100\text{ cm}; d = 22.5\text{ cm}; L = 4.95\text{m}; A_s = 2,36\text{cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 9,23\text{kN.m}; f_e = 400\text{MPa}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

**Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée ( $I_0$ ) :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A_s' \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] = \frac{65 \times 25^3}{12} + 15 [2,36 \times (12.5 - 2,5)^2]$$

$$= 84989.416 \text{ cm}^4$$

➔ **Calcul du facteur ( $\lambda$ ) :**

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2,36}{10 \times 22.5} = 0,0104 \rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0104 \times \left( 2 + 3 \times \frac{10}{65} \right)} = 4.10$$

$\lambda_i$  : Coefficient pour la déformation instantanée.

$\lambda_v$ : Coefficient pour la déformation différée donné par :  $\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 1.64$

**Calcul des moments**

1. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (Mg) :

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{5,75 \times 4,95^2}{8} = 17.61\text{KN.m}$$

2. Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements ( $M_j$ ):

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{3,94 \times 4,95^2}{8} = 13,32 \text{ KN.m}$$

3. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{\text{ser}} = 9,23 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{sg} = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 17,61 \times 10^2}{88175,416} (225 - 44,3) \Rightarrow \sigma_{sg} = 54,13 \text{ MPa} \\ \sigma_{sj} = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 13,32 \times 10^2}{88175,416} (225 - 44,3) \Rightarrow \sigma_{sj} = 40,94 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 9,23 \times 10^2}{88175,416} (225 - 44,3) \Rightarrow \sigma_{sp} = 28,37 \text{ MPa} \end{cases}$$

• **Calcul des paramètres ( $\mu$ ) :**

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0104 \times 54,13 + 2,1} \Rightarrow \mu_g = 0,967 \\ \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0104 \times 40,94 + 2,1} \Rightarrow \mu_j = 0,967 \\ \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0104 \times 28,37 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = 0,938 \end{cases}$$

• **Calcul de l'inertie fissurée :**

$$\begin{cases} I_{fv}^g = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 88175,416}{1 + 1,64 \times 0,967} \Rightarrow I_{fv}^g = 37508,68 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^g = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 88175,416}{1 + 4,64 \times 0,967} \Rightarrow I_{fi}^g = 17677,25 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 88175,416}{1 + 4,64 \times 0,966} \Rightarrow I_{fi}^i = 17692,21 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^p = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 88175,416}{1 + 4,64 \times 0,938} \Rightarrow I_{fi}^p = 18121,66 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

• **Calcul des flèches :**

$$\left\{ \begin{aligned} f_{gv} &= \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{17.61 \times 495^2 \times 10^3}{10 \times 10818,86 \times 30040,11} \Rightarrow f_{gv} = 1,32\text{cm} \\ f_{gi} &= \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{17.61 \times 495^2 \times 10^3}{10 \times 32164,2 \times 17677,25} \Rightarrow f_{gi} = 0,75\text{cm} \\ f_{ji} &= \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{13,32 \times 495^2 \times 10^3}{10 \times 32164,2 \times 17692,21} \Rightarrow f_{ji} = 0,57\text{cm} \\ f_{pi} &= \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{9,23 \times 495^2 \times 10^3}{10 \times 32164,2 \times 18121,66} \Rightarrow f_{pi} = 0,38\text{cm} \end{aligned} \right.$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Donc:  $\Delta f_t = (1,32 - 0,75 + 0,57 - 0,38) = 0,80\text{cm} < \bar{f} = 0,99\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

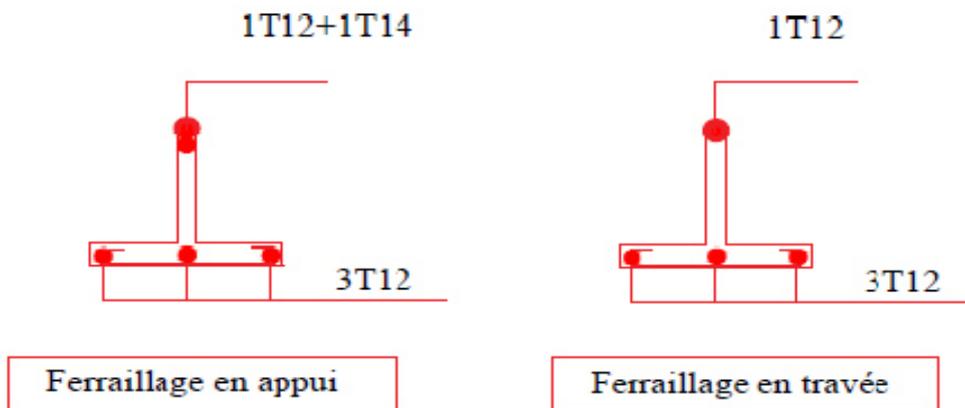


Figure 3.24 : Schéma de ferrailage de la poutrelle.

# Chapitre 4

## Etude sismique

#### 4.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées. L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

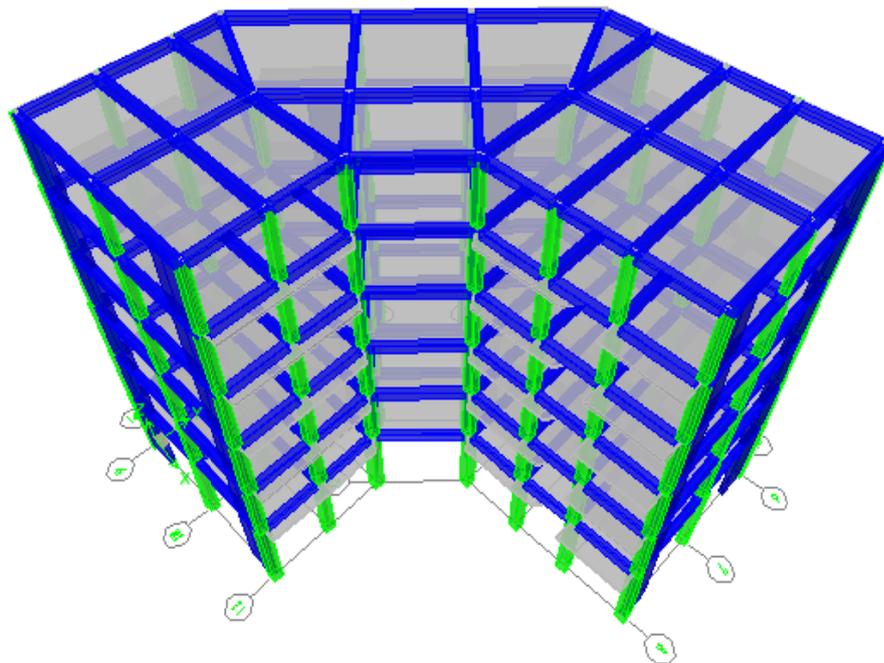
#### 4.2. Présentation de logiciel du calcul ETABS

Pour la modélisation de notre bâtiment en utilise logiciel **ETABS** (Extende d'Analysis of Building Systems, version 9.7.1) pour déterminer :

- ✓ Les périodes propres.
- ✓ Les coefficients de participation.
- ✓ Les déplacements du plancher

#### 4.3. Présentation de la vue en 3D

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS 9.7.1 nous à donner la vue en 3D suivante :



**Figure 4.1** : Schéma de la structure en 3D.

#### 4.4. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

##### 4.4.1. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Selon le RPA99/version2003 l'action sismique est représentée par le spectre du calcul suivant :

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

**Avec :**

**g** : accélération de la gravité,

**A** : coefficient d'accélération de zone,

**$\eta$**  : facteur de correction d'amortissement,

**R** : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de Contreventement,

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

**Q** : Facteur de qualité.

##### 4.4.2. La méthode statique équivalente

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

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

**Avec :**

**A** : coefficient d'accélération de zone.  
groupe d'usage : **2**

zone sismique : **IIa**  $\Rightarrow$  **A=0.15**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ Seconde} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3.0 \text{ Seconde} \end{cases}$$

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le **tableau 4.7 de RPA99/version 2003**.

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) :**

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T \square \square \min \begin{cases} T = C_T * h_N^{3/4} \\ T = 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( $N$ ).

$$\Rightarrow h_N = 18.87 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 du RPA99/version2003).  $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$T = 0.05 * 18.87^{3/4} = 0.453 \text{ sec}$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé, on peut également

utiliser la formule suivante:  $T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$

$D$  : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul.

- Sens longitudinale :  $D_x = 22.80 \text{ m}$

- Sens transversale :  $D_y = 19.88 \text{ m}$

$$\text{Selon x-x : } T = 0.09 * \frac{19.88}{\sqrt{22.80}} = 0.374 \text{ sec}$$

-sens (x-x) :  $T_x = \min(0.470, 0.374) = 0.374 \text{ sec}$

$$\text{Selon y-y : } T = 0.09 * \frac{19.88}{\sqrt{19.88}} = 0.401 \text{ sec}$$

-sens (y-y) :  $T_y = \min(0.470, 0.401) = 0.401 \text{ sec}$

$$\text{Donc on prend : } \begin{cases} T_x = 0.374 \text{ sec} \\ T_y = 0.401 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\text{Sol meuble} \rightarrow \text{site3} \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$$

➤ **Facteur de correction d'amortissement  $\eta$  :**

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

$$\xi = 8.5$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.81 \geq 0.7$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} \quad T_2 < T_x < 3,0 \text{ sec}$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} \quad T_2 < T_y < 3,0 \text{ sec}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 * 0.81 * 1.32^{\frac{2}{3}} \\ D_y = 2.5 * 0.81 * 1.23^{\frac{2}{3}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.43 \\ D_y = 2.32 \end{cases}$$

➤ **Coefficient de comportement :**

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé (R=4).

La valeur de **Q** facteur de qualité est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

**P** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non ". Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

**Tableau 4.1** : Pénalités en fonction de critère de qualité.

Critère	P <sub>q</sub> (S. long)	
	Observé	N/Observé
<b>1. Condition minimale sur les files de contreventement</b>	/	0.05
<b>2. Redondance en plan</b>	/	0.05
<b>3. Régularité en plan</b>	0	/
<b>4. Régularité en élévation</b>	0	/
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	/	0.05
<b>6. Contrôle de la qualité d'exécution</b>	/	0.10
<b>Q (totale)</b>	<b>1.25</b>	

➤ **Poids total de la structure W :**

Pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i = W_{gi} + 0.2W_{Qi}$

**β** : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99/version2003 ( $\beta = 0.20$ )

**W<sub>gi</sub>** : Poids dû aux charges permanentes.

**W<sub>Qi</sub>** : Poids dû aux charges d'exploitations

Tableau 4.2 : Paramètres sismiques.

Coefficient	Conditions	Valeur
<b>A</b>	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment < 48m Zone sismique IIa	0.15
<b>R</b>	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles	4
<b>Q</b>	$1 + \Sigma Pq$	1.25
<b><math>\xi</math></b>	-	8.5
<b><math>\eta</math></b>	$[(7/(2+\epsilon))]^{1/2} \geq 0,7$	0.81
<b>T<sub>1</sub></b>	Site 3	0.15
<b>T<sub>2</sub></b>	Site 3	0.50

#### 4.5. Disposition des voiles

Le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante :

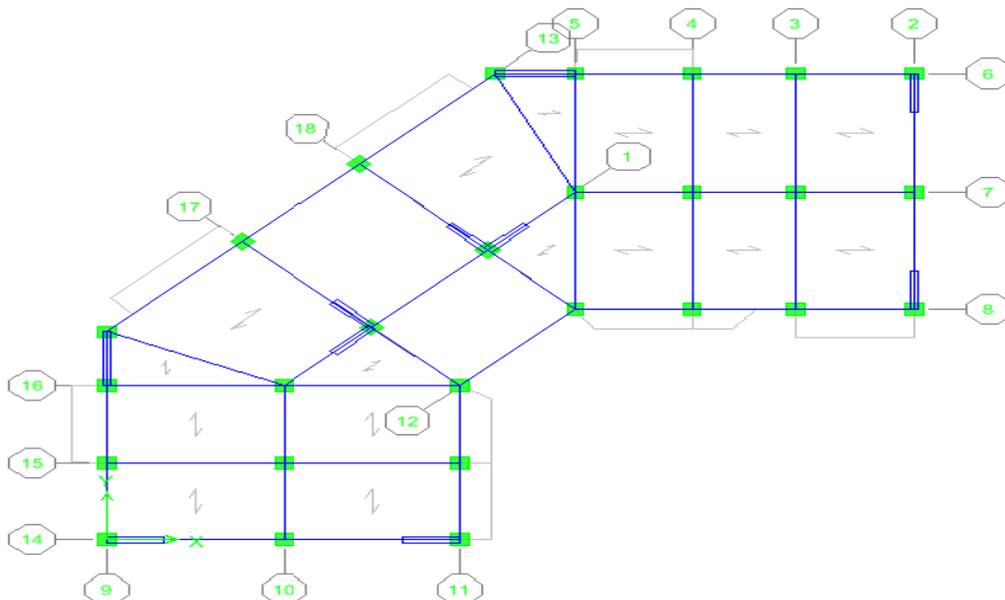


Figure 4.2 : Disposition des voiles.

#### 4.6. Caractéristiques géométriques et massique de la structure

#### 4.6.1. Détermination des masses et centre de masse par étages

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure. Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec  $M_i$  : la masse de l'élément  $i$  ;

$X_i, Y_i$  : les coordonnées de CDG de l'élément  $i$  par rapport au repère global.

**Tableau 4.3** : Centre de masse et inertie des niveaux.

Plancher	Position de centre de masse			Position de centre de torsion		excentricité	
	Masse(t)	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)	$X_{CR}$ (m)	$Y_{CR}$ (m)	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)
<b>RDC</b>	457.4302	10.726	10.417	9.836	10.765	0.89	-0.348
<b>E1</b>	418.4512	10.776	10.42	9.463	11.171	1.313	-0.751
<b>E2</b>	409.5863	10.771	10.42	9.686	11.034	1.085	-0.614
<b>E3</b>	402.1302	10.766	10.42	9.977	10.824	0.789	-0.404
<b>E4</b>	398.1693	10.745	10.428	10.243	10.627	0.502	-0.199
<b>E5</b>	338.2826	10.803	10.46	10.411	10.496	0.392	-0.036
<b>M.Total</b>	2424.0498	/	/	/	/	/	/

( $X_{CR}, Y_{CR}$ ) : coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité).

➤ **L'excentricité accidentelle** :(article 4.2.7 RPA99/Version 2003)

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante :  $e_{acc} = 0.05L$

$L$  : La plus grande dimension de bâtiment

$$\text{Sens X : } e_{acc(x)} = 0,05L_x = 0,05 \times 22,30 = 1,115\text{m}$$

$$\text{Sens Y : } e_{acc(y)} = 0,05L_y = 0,05 \times 19,38 = 0,969\text{m}$$

$$W_t = M_t \times g = 2424.0498 \times 9.81 = 23779.92 \text{ KN}$$

$$\text{Donc on a: } \begin{cases} V = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{x\text{stat}} = 2708.68 \text{ KN} \\ V = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{y\text{stat}} = 2586.06 \text{ KN} \end{cases}$$

**4.7. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale**

- **Mode de vibrations et taux de participation des masses**

Après l’analyse automatique par le logiciel ETABS 9.7.1, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.4 : Périodes, modes et facteurs de participation massique.**

Mode s	Période (Sec)	UX	UY	ΣUX	ΣUY	RZ	ΣRZ	Nature
1	0.6075	9.8015	63.4859	9.8015	63.4859	0.9111	0.9111	Translation Y-Y
2	0.5954	64.181	9.3815	73.9826	72.8675	0.9326	1.8437	Translation X-X
3	0.5014	0.2448	1.3134	74.2274	74.1809	70.7843	72.628	Rotation Z
4	0.1638	0.694	14.2538	74.92.14	88.4347	0.794	73.422	Translation X-X
5	0.1607	15.194	0.9849	90.1145	89.4196	0.0531	73.4752	Translation Y-Y
6	0.1247	0.3615	1.0318	90.4768	90.4514	16.5751	90.0503	Rotation Z

- **Modes de vibrations obtenus**

1. **Premier mode de vibration : Translation suivant Y:T=0.6075 Sec**
2. **Deuxième mode de vibration : Translation suivant X :T=0.5954 Sec**
3. **Troisième mode de vibration : rotation :T=0.5014 sec**

D’après le RPA99 Version 2003, la valeur de  $T_E$  calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T=0.6075s < T=0.470 \times 1,30=0.611s \dots\dots\dots$  **Vérifiée.**

**4.8. Calcul de l’effort tranchant modal à la base**

D’après le (RPA99v03) :  $V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$

Avec :  $V_i$  : l’effort tranchant à la base.

$\alpha_i$  : coefficient de participation i.

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans les tableaux suivants

**Tableau 4.5 :** Valeur de l’effort tranchant à la base (sens longitudinale (X X) )

Mode	Périodes	Sa/g	αi (%)	W (KN)	Vt (KN)
1	0.6075	0.1041	9.8015	2910.292	2969.476
2	0.5954	0.1055	64.181	2910.292	19705.865
3	0.5014	0.1184	0.2448	2910.292	84.352
4	0.1638	0.1177	0.694	2910.292	237.723
5	0.1607	0.1177	15.194	2910.292	5204.573
6	0.1247	0.130	0.3615	2910.292	136.769
			<b>90.4768</b>		

**Tableau 4.6 :** Valeur de l’effort tranchant à la base (sens transversal (YY)).

Mode	Périodes	Sa/g	αi (%)	W (KN)	Vt (KN)
1	0.6075	0.1041	63.4859	2910.292	19233.776
2	0.5954	0.1055	9.3815	2910.292	2880.456
3	0.5014	0.1184	1.3134	2910.292	452.569
4	0.1638	0.1177	14.2538	2910.292	4882.516
5	0.1607	0.1177	0.9849	2910.292	337.368
6	0.1247	0.130	1.0318	2910.292	390.369
			<b>90.4514</b>		

**4.9. Combinaisons des réponses modales :** (RPA99/VERSION2003. Art.4.3.5)

Si toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \dots\dots\dots (1)$$

Avec E : l’effet de l’action sismique considéré.

E<sub>i</sub> : valeur modale de E selon le mode i.

K : nombre de mode retenue.

Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E<sub>1</sub> et E<sub>2</sub> par exemple, 0la

réponse totale est donnée par :  $E = \sqrt{(|E_1|+|E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \dots\dots\dots (2)$

Les réponses de deux modes de vibration  $i$  et  $j$  de périodes  $T_i$ ,  $T_j$  et d'amortissement  $\zeta_i$ ,  $\zeta_j$  sont considérées comme indépendantes si le rapport  $r$  vérifie la relation

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \left( \frac{10}{10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j}} \right) = 0,540 \quad \text{avec : } T_i \leq T_j$$

**Tableau 4.7 :** Combinaisons des réponses modales.

Mode	Période T(s)	$r=T_i/T_j$	$\frac{10}{(10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j})}$	Observation
<b>1</b>	0.6075	0.980	0.991	Vérifiée
<b>2</b>	0.5954	0.842	0.991	Vérifiée
<b>3</b>	0.5014	0.326	0.991	Vérifiée
<b>4</b>	0.1638	0.981	0.991	Vérifiée
<b>5</b>	0.1607	0.775	0.991	Vérifiée
<b>6</b>	0.1247	/	/	/

➤ **Remarque**

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (1) :

$$E_x = 2026.44 \text{ KN}$$

$$E_y = 1975.59 \text{ KN}$$

#### 4.10. Vérification des exigences de RPA99/2003

##### 4.10.1. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99ver.2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_{dy} < 0,8 V_s$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport  $r = 0,8V/V_t$

**Tableau 4.8 :** Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	$V_{\text{statique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	$0.8 V_{\text{statique}}$	$0.8V_{\text{stat}} < V_{\text{dyn}}$
<b>Sens X-X</b>	2708.68	2026.44	2166.94	<b>Non Vérifiée</b>
<b>Sens Y-Y</b>	2586.06	1975.59	2068.84	<b>Non Vérifiée</b>

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $r = 0.8V/V_t$

- dans notre cas le sens (x-x) on doit calculer le rapport  $0.8V/VT=1.06$  majoré (force, moment, déplacement.....) avec 06%.

- dans notre cas le sens (y-y) on doit calculer le rapport  $0.8V/VT=1.04$  majoré (force, moment, déplacement.....) avec 04%

#### 4.11. Justification du système de contreventement

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 version 2003 on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous :

**Tableau (4.9) :** Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.

NIVEAU	VOILE		PORTIQUE		VOILE(%)		PORTIQUE(%)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niveau 2	2262.23	2136.35	324.52	316.77	51.43	48.57	50.60	49.40

**Tableau (4.10)** Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

NIVEAU	VOILE	PORTIQUE	VOILE(%)	PORTIQUE(%)
	F3	F3	F3	F3
Niveau 2	5876.7	2252.77	72.28	27.72

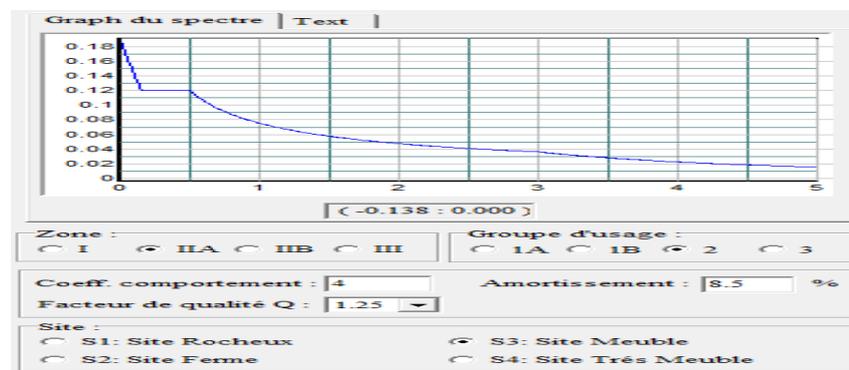
Avec **F3** : La charge verticale reprise par l'élément.

**F1** : La charge horizontale suivant X.

**F2** : La charge horizontale suivant Y.

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ce qui nous conduit à avoir un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé selon le RPA99/version 2003. Donc un coefficient de comportement de **R=4**.

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel Spectre 99Version 2003.



**Figure 4.3 :** Spectre de réponse.

#### 4.12. Distribution des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4. 2.5 RPA99V2003) :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec  $F_t$  : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

$T$  est la période fondamentale de la structure.

La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0,25 V$ .

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

La force sismique équivalente qui se développe au niveau  $i$  est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec  $F_i$  : force horizontale revenant au niveau  $i$ .

$h_i$  : niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$ .

$h_j$  : niveau du plancher quelconque.

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

$W_i, W_j$  : Poids revenant aux planchers  $i, j$ .

➤ **Sens xx :**

Dans notre cas  $T = 0.6075 \leq 0,7s$  donc  $F_t = 0$

$V_x = 2026.44 \text{ KN}$  ;  $V = V_x - F_t$

**Tableau 4.11 :** La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens X-X.

Niveau	W(KN)	h <sub>i</sub> (m)	W*h <sub>i</sub>	∑ W*h <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	(V - F <sub>t</sub> )	F <sub>i</sub> (KN)
RDC	2424.049	4.08	9890.11	73395.36	0	2026.44	273.06
Niveau 1	1966.619	7.14	14041.65	73395.36	0	2026.44	387.68
Niveau 2	1548.167	10.2	15791.30	73395.36	0	2026.44	435.99
Niveau 3	1138.581	13.26	15097.58	73395.36	0	2026.44	416.84
Niveau 4	736.449	16.32	12018.84	73395.36	0	2026.44	331.83
Niveau 5	338.280	19.38	6555.86	73395.36	0	2026.44	181.00

➤ **Sens Y-Y :**

Dans notre cas  $T = 0,6075 \leq 0,7s$  donc  $F_t = 0$

$V_y = 1975.59 \text{ KN}$  ;  $V = V_y - F_t$

**Tableau 4.12 :** La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens yy.

Niveau	W(KN)	h <sub>i</sub> (m)	W*h <sub>i</sub>	∑ W*h <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	(V - F <sub>t</sub> )	F <sub>i</sub> (KN)
RDC	2424.049	4.08	9890.11	73395.36	0	1975.59	266.21
Niveau 1	1966.619	7.14	14041.65	73395.36	0	1975.59	377.96
Niveau 2	1548.167	10.2	15791.30	73395.36	0	1975.59	425.05
Niveau 3	1138.581	13.26	15097.58	73395.36	0	1975.59	406.38

<b>Niveau 4</b>	736.449	16.32	12018.84	73395.36	0	1975.59	323.51
<b>Niveau 5</b>	338.280	19.38	6555.86	73395.36	0	1975.59	176.46

#### 4.13. Vérification des déplacements latéraux inter-étage

L'une des vérifications préconisée par l'RPA99/version2003, concernant les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10) du l'RPA99/version2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < \Delta_{k adm} = 1\% h_{étage}$

Avec  $\delta_k = R\delta_{ek}$

Et  $\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau 4.13** : Déplacements latéraux inter-étage dans les deux sens.

Niv	$\delta_{ek}$		R	$R^* \delta_{ek}$		$\Delta_k (x)$		$h_0$ (m)	$\Delta_{kadm}$	Observation
	$1.06^* \delta_x$	$1.04 \delta_y$		$R^* \delta_e^x$	$R^* \delta_e^y$	$\Delta x$	$\Delta y$			
<b>5</b>	0.0401	0.0391	4	0.160	0.156	0.028	0.027	3.06	0.0306	<b>CV</b>
<b>4</b>	0.0330	0.0322	4	0.132	0.129	0.027	0.027	3.06	0.0306	<b>CV</b>
<b>3</b>	0.0263	0.0256	4	0.105	0.102	0.028	0.027	3.06	0.0306	<b>CV</b>
<b>2</b>	0.0192	0.0187	4	0.077	0.075	0.030	0.029	3.06	0.0306	<b>CV</b>
<b>1</b>	0.0118	0.0116	4	0.047	0.046	0.029	0.040	3.06	0.0306	<b>CV</b>
<b>RDC</b>	0.0044	0.0016	4	0.018	0.006	0.018	0.006	4.08	0.0408	<b>CV</b>

#### 4.14. Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

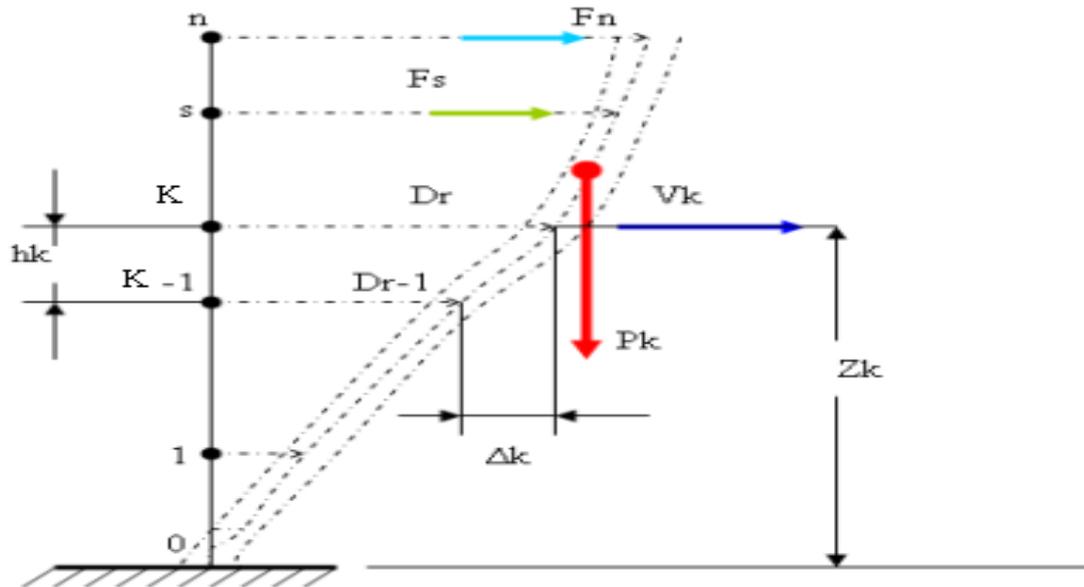


Figure 4.4 : Evaluation des effets du second ordre.

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

Avec :

$P_K$  : le poids total de la structure et de charges d’exploitation associés au-dessus du niveau (K)

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

$V_K$  : l’effort tranchant d’étage au niveau K

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

$h_K$  : hauteur d’étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau (4.14) : Vérification de l’effet P-Delta sens x x

Niv	$P_k$ (KN)	$V_x$ (KN)	$h_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\theta_{Kx}$	< 0.1
Niv 5	338.280	181.04	3.06	0.028	0.017	Vérifier
Niv 4	736.449	512.87	3.06	0.027	0.012	Vérifier
Niv 3	1138.581	929.71	3.06	0.028	0.011	Vérifier
Niv 2	1548.167	1365.7	3.06	0.030	0.011	Vérifier
Niv 1	1966.619	1753.38	3.06	0.029	0.010	Vérifier
RDC	2424.049	2026.44	4.08	0.018	0.005	Vérifier

**Tableau (4.15)** Vérification de l'effet P- Δ sens Y-Y.

Niv	P <sub>k</sub>	V <sub>y</sub>	h <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>k</sub>	θ <sub>Kx</sub>	< 0.1
Niv 5	338.280	176.48	3.06	0.027	0.017	Vérifier
Niv 4	736.449	499.99	3.06	0.027	0.013	Vérifier
Niv 3	1138.581	906.37	3.06	0.027	0.011	Vérifier
Niv 2	1548.167	1331.42	3.06	0.029	0.011	Vérifier
Niv 1	1966.619	1709.38	3.06	0.040	0.015	Vérifier
RDC	2424.049	1975.59	4.08	0.006	0.0018	Vérifier

On constate que  $\theta_{KX}$  et  $\theta_{KY}$  sont inférieurs à 0.1, donc l'effet P-Δ est négligeable.

#### 4.15. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble

##### 4.15.1. Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ( $M_s > M_r$ ) avec :  $M_s$  : moment stabilisant.

$M_r$  : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

$b$  : la distance au centre de gravité selon la direction xx et yy ( $X_g, Y_g$ )

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

**Tableau (4.16)** : Calcul le moment de renversement sens xx

Niveau	d <sub>i</sub> (m)	F <sub>xi</sub> (KN)	F <sub>xi</sub> *d <sub>i</sub> (KN.m)
RDC	4.08	273.06	1114.08
Niveau 1	7.14	387.68	2768.03
Niveau 2	10.2	435.99	4447.09
Niveau 3	13.26	416.84	5527.29
Niveau 4	16.32	331.83	5415.46
Niveau 5	19.38	181.00	3507.78
			<b>Σ = 22779.73</b>

**Tableau (4.17)** Calcul le moment de renversement sens Y-Y.

Niveau	$d_i$ (m)	$F_{xi}$ (KN)	$F_{xi} * d_i$ (KN.m)
RDC	4.08	266.21	1086.13
Niveau 1	7.14	377.96	2698.63
Niveau 2	10.2	425.05	4335.51
Niveau 3	13.26	406.38	5388.59
Niveau 4	16.32	323.31	5276.41
Niveau 5	19.38	176.46	3419.79
			$\Sigma=22205.06$

#### 4-16-Calcul de centre de gravité de la structure

**Tableau (4.18)** Centre de gravité et de torsion.

Niveau	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)
RDC	10.726	10.417		
E 1	10.776	10.42		
E 2	10.771	10.42		
E 3	10.766	10.42		
E 4	10.745	10.428		
E 5	10.803	10.46		
$\Sigma$	<b>64.587</b>	<b>62.565</b>	<b>10.76</b>	<b>10.42</b>

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G \quad ; b_x = 22.30 - 10.76 = 11.54 \text{ m.} \\ b_y = L_y - Y_G \quad ; b_y = 19.38 - 10.42 = 8.96 \text{ m.} \end{array} \right.$$

**b** : Les point les plus éloigner par apport au centre de gravite pour les deux direction.

**Tableau (IV.19)** Vérification de renversement.

	W (KN)	B (m)	$M_s$ (KN.m)	$M_r$ (KN.m)	$\frac{M_s}{M_r}$	$\frac{M_{sta}}{M_{Ren}} \geq 1.5$
<b>Sens longitudinal</b>	23779.92	11.54	274420.27	22779.73	12.04	<b>CV</b>
<b>Sens transversal</b>	23779.92	8.96	213068.08	22205.06	9.59	<b>CV</b>

L'ouvrage est donc stable au renversement, de plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

#### 4.17. Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7.4.3.1) du RPA99/version 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :  $N$  : L'effort normal maximal.

$B$  : Section du poteau.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

**Tableau 4.20** : Vérification de l'effort normal réduit.

<i>Niveau</i>	<i>Poteau</i>	<i>Section (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>N (KN)</i>	<i>N<sub>rd</sub> (KN)</i>	<i>Observation</i>
<b>E5</b>	C14	(35x35)	225.74	0.073	<b>Condition vérifiée</b>
<b>E3 et E4</b>	C14	(40x40)	623.16	0.15	<b>Condition vérifiée</b>
<b>E1 et E2</b>	C14	(45x45)	1032.47	0.20	<b>Condition vérifiée</b>
<b>RDC</b>	C14	(50x50)	1252.77	0.20	<b>Condition Vérifiée</b>

#### Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau)

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_u}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

**RPA 99V2003, ART 7.4.3.1.**

Avec

$N_d$  : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

$B_c$  : Section de poteau.

$F_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La vérification des poteaux sous sollicitations normales pour des combinaisons sismiques est représentée dans le tableau suivant :

**Tableau 5.1.** Vérification des poteaux sous sollicitation normales.

<b>Poteaux</b>	<b>B<sub>c</sub></b>	<b>N<sub>d</sub>(KN)</b>	<b>F<sub>c28</sub></b>	<b>v</b>	<b>v≤0.3</b>
<b>P1</b>	50×50	1651.79	25	0,26	<b>C.V</b>
<b>P2</b>	45×45	912.26	25	0,18	<b>C.V</b>
<b>P3</b>	40×40	503.37	25	0.12	<b>C.V</b>
<b>P4</b>	35×35	170.99	25	0,05	<b>C.V</b>

# Chapitre 5

## Ferraillage des éléments principaux

## 5.1. Introduction

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

## 5.2. Ferrailage des poteaux

### 5.2.15. Etude de ferrailage

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant ( $M_x$ -x,  $M_y$ -y). Les armatures sont calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

**Tableau 5.2:** Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_c$	$\theta$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>durable</b>	1,5	1,15	1	14,17	25	348
<b>accidentelle</b>	1,15	1,00	0,85	18,48	25	400

#### a. Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

##### - Selon BAEL 91 :

E.L.U. : Situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q$  ..... (1)

-Selon le R.P.A 99/version 2003 : Situation accidentelle (article 5.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \text{ ..... (2)} \\ 0.8G\pm E \text{ ..... (3)} \end{array} \right.$$

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes combinaison (3).

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

1<sup>er</sup>):  $N_{max}, M_{corr}$

2<sup>ème</sup>):  $M_{1max}, N_{corr}$

3<sup>ème</sup>):  $M_{2max}, N_{corr}$

4<sup>ème</sup>):  $N_{\min}$ ,  $M_{\text{corr}}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au max des trois valeurs (cas plus défavorable).

### b. Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{\max} = A_s/bh < 4\%$  en zone courante.
- $A_{\max} = A_s/bh < 6\%$  en zone recouvrement.
- $A_{\min} = A_s > 0,8 \%bh$  (zone IIa).
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi L$ .
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

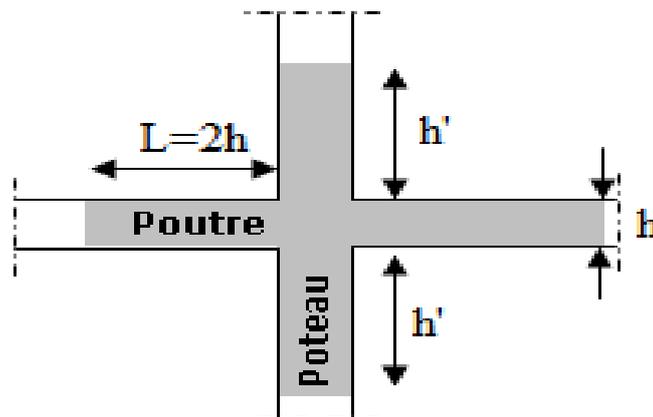


Fig.5.1 : Zone nodale.

### c. Les résultats obtenus :

Nous avons retenu quatre (04) types pour l'étude du ferrailage des poteaux. Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel ETABS.

- **Combinaison : 0,8G±E**

Tableau 5.3 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).

Niveau	Section	N max (KN)	M cor (KN.m)	Sollicitation	As' (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	-1651.79	40.47	S.E.C	0	0	20
1,2 <sup>ème</sup>	45x45	-912.26	-64.77	S.E.C	0	0	16.2
3,4 <sup>ème</sup>	40x40	-503.37	34.77	S.P.C	0	0	12.8
5 <sup>ème</sup>	35x35	-170.99	37.213	S.P.C	0	2.28	9.8

**Tableau 5.4 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M_{max}$ ,  $N_{corr}$ ).

Niveau	Section	$N_{max}$ (KN)	$M_{cor}$ (KN.m)	Sollicitation	$As'$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$As_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	-228.29	-76.604	<i>S.E.C</i>	0	0	20
1,2 <sup>ème</sup>	45x45	-233.87	-110.328	<i>S.E.C</i>	0	0	16.2
3,4 <sup>ème</sup>	40x40	-135.21	-90.228	<i>S.P.C</i>	0	7.07	12.8
5 <sup>ème</sup>	35x35	-59.2	-63.663	<i>S.P.C</i>	0	4.68	9.8

- Combinaison 1,35G+1,5Q :

**Tableau 5.5 :** Ferrailages des poteaux situation durable ( $N_{max}$ ,  $M_{corr}$ ).

Niveau	Section	$N_{max}$ (KN)	$M_{cor}$ (KN.m)	Sollicitation	$As'$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$As_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	-1252.77	-8.453	<i>S.E.C</i>	0	0	20
1,2 <sup>ème</sup>	45x45	-1031.47	-10.136	<i>S.E.C</i>	0	0	16.2
3,4 <sup>ème</sup>	40x40	-423.83	-19.278	<i>S.E.C</i>	0	0	12.8
5 <sup>ème</sup>	35x35	-225	22.328	<i>S.E.C</i>	0	0	9.8

**Tableau 5.6 :** Ferrailages des poteaux situation durable ( $M_{max}$ ,  $N_{corr}$ ).

Niveau	Section	$N_{max}$ (KN)	$M_{cor}$ (KN.m)	Sollicitation	$As'$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$As_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	-432.29	-22.778	<i>S.E.C</i>	0	0	20
1,2 <sup>ème</sup>	45x45	-701.07	29.166	<i>S.E.C</i>	0	0	16.2
3,4 <sup>ème</sup>	40x40	-341.75	-23.553	<i>S.E.C</i>	0	0	12.8
5 <sup>ème</sup>	35x35	-135.86	-33.055	<i>S.P.C</i>	0	3.55	9.8

**Tableau 5.7:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N_{max}$ ,  $M_{corr}$ ).

Niveau	Section	$N_{max}$ (KN)	$M_{cor}$ (KN.m)	Sollicitation	$As'$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$As_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	-1202.077	-13.20	<i>S.E.C</i>	0	0	20
1,2 <sup>ème</sup>	45x45	-951.058	-22.21	<i>S.E.C</i>	0	0	16.2
3,4 <sup>ème</sup>	40x40	-540.84	-32.26	<i>S.E.C</i>	0	0	12.8
5 <sup>ème</sup>	35x35	-238.103	-23.26	<i>S.E.C</i>	0	0	9.8

**Tableau 5.8 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M_{max}$ ,  $N_{corr}$ ).

Niveau	Section	$N_{max}$ (KN)	$M_{cor}$ (KN.m)	Sollicitation	$As'$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$As_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	-902.78	36.97	<i>S.E.C</i>	0	0	20
1,2 <sup>ème</sup>	45x45	-740.88	70.38	<i>S.E.C</i>	0	0	16.2
3,4 <sup>ème</sup>	40x40	-363.10	71.86	<i>S.P.C</i>	0	1.17	12.8
5 <sup>ème</sup>	35x35	-90.61	55.72	<i>S.P.C</i>	0	5.42	9.8

Tableau 5.9 : Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux.

Niveau	Section	As' (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	ASadop (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	0	0	20	2.72	8HA20	25.13
1,2 <sup>ème</sup>	45x45	0	0	16.2	2.22	4HA16+4HA20	20.61
3,4 <sup>ème</sup>	40x40	0	7.07	12.8	1.73	4HA14+4HA16	14.24
5 <sup>ème</sup>	35x35	0	5.42	9.8	1.33	4HA14+4HA14	12.32

- Calcul d'armature transversale
- Espacement des armatures transversales

D'après l'article 7.4.2.2. du RPA99/version2003, la valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

-Dans la zone nodale :  $S_t \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(14 ; 15\text{cm}) \dots$  en zone IIa.

-Dans la zone courante :  $S_t \leq 15\phi_l = 21\text{cm} \dots$  en zone IIa.

Où  $\phi$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

-8 cm en zone nodale.

-10 cm en zone courante.

- Vérification du ferrailage transversal selon l'RPA99/version2003:

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

$V_u$ : L'effort tranchant du calcul.

$h_t$ : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$t$ : L'espacement des armatures transversales.

$\rho_a$ : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$\rho_a = 2.5$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3.75$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g < 5$ .

On a :

$V_{u \max} = 9.74 \text{ KN}$ .

$h_t = 0.50 - C - C' = 0.44\text{m}$ .

$f_e = 400 \text{ MPa}$ .

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.856}{0.50} = 5.712 > 5 \longrightarrow \rho_a = 2.50$$

- **Vérification dans la zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{2.5 * 9.74 * 10^4 * 0.10}{0.44 * 400000} = 0.138 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Vérification dans la zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{2.5 * 9.74 * 10^4 * 0.08}{0.44 * 400000} = 0.110 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des cadres des armatures minimales :**

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%)$  est donnée comme

suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad \left\{ \begin{array}{ll} 0.3\% & \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 & 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 & \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : Est l'élançement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec "a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "L<sub>f</sub>" longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10 φ<sub>t</sub>

On a :  $3 < \lambda_g < 5$  on obtient :  $\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%) \geq 0.48\%$

**-Dans la zone courante :** S<sub>t</sub> = 10 cm

$$\frac{314}{10 \times 50} = 0.63\% > 0.48\% \dots \dots \dots CV.$$

**-Dans la zone nodale :** S<sub>t</sub> = 8 cm

$$\frac{314}{8 \times 50} = 0.79\% > 0.48\% \dots \dots \dots CV.$$

Les résultats du ferraillage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau (5.10)** Armature transversale (Zone courante).

Poteaux	V (KN)	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	Choix	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	% Cal	% Min	OBS
(50x50)	9.74	10	0.138	5.71	2.5	4T8	2.01	0.63	0.48	CV
(45x45)	22.23	10	0.473	4.76	3.75	4T8	2.01	0.45	0.44	CV
(40x40)	16.25	10	0.230	5.36	2.5	4T8	2.01	0.50	0.3	CV
(35x35)	24.2	10	0.343	6.12	2.5	4T8	2.01	0.57	0.3	CV

**Tableau (5.11)**.Armature transversale (Zone nodale).

Poteaux	V (KN)	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	Choix	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )	% Cal	% Min	OBS
(50x50)	9.74	8	0.110	5.71	2.5	4T8	3.14	0.79	0.48	CV
(45x45)	22.23	8	0.378	4.76	3.75	4T8	2.01	0.56	0.44	CV
(40x40)	16.25	8	0.184	5.36	2.5	4T8	2.01	0.63	0.3	CV
(35x35)	24.2	8	0.275	6.12	2.5	4T8	2.01	0.71	0.3	CV

• **Vérification du poteau à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.20f_{cj} / \gamma_b ; 5MPa \right\} = 3.33MPa$$

$$d = 0.9 \times 0.5 = 0.45$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = \frac{9.74 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.45} = 0.043 \text{ MPa.}$$

Donc : τ<sub>u</sub> = 0.043MPa < τ<sub>u</sub> = 3.33 MPa.....Condition Vérifiée.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ<sub>bu</sub> sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \text{Min} \left\{ \frac{L_f}{a} ; \frac{L_f}{b} \right\} = \left\{ \frac{2.856}{0.50} ; \frac{2.856}{0.50} \right\} = 5.712$$

$$\lambda_g = 5.712 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

Donc : τ<sub>u</sub> = 0.043MPa < τ<sub>bu</sub> = 1.875 Mpa.....Condition Vérifiée.

Les autres résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau (5.12)** Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant.

Section (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> < τ <sub>u</sub>	τ <sub>u</sub> < τ <sub>bu</sub>
(50x50)	9.74	0.043	5.712	0.075	1.875	3.33	CV	CV
(45x45)	22.23	0.121	4.76	0.04	1	3.33	CV	CV
(40x40)	16.25	0.112	5.36	0.075	1.875	3.33	CV	CV
(35x35)	24.2	0.219	6.12	0.075	1.875	3.33	CV	CV

- **Vérification des poteaux à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

σ<sub>bc</sub> : Contrainte maximale dans le béton comprimé. (σ<sub>bc</sub> = KxY)

Avec Y : Position de l'axe neutre Et :  $K = \frac{M_{ser}}{I}$

**-Position de l'axe neutre:**

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bdA_s + bdA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Avec :  $\left[ \begin{array}{l} \eta = 15 \text{ (c'est le coefficient d'équivalence acier - béton).} \\ A'_s = 0 \end{array} \right.$

**-Moment d'inertie I:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

**Tableau 5.13** : Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS.

Zone	M <sub>max</sub> (KN.m)	N <sub>corr</sub> (KN)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub>
1	16.598	-894,09	12,79	16,45	347421,69	0.79	15	C.V
2	24.087	-645,94	10,03	13,8	271587.84	1.22	15	C.V
3	17.29	-473,12	7,59	11,89	215364.47	0.95	15	C.V
4	24.179	-105,03	3,51	10,07	124671.01	1.95	15	C.V

- **Vérification de l'effort normale ultime**

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal ultime est:

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$  .

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

-Calcul de  $\alpha$ :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.20 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

-Calcul de  $\lambda$ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$l_f$ : Longueur de flambement

$I$  : Rayon de giration

$B$  : L'aire de la section

$I$  : Moment d'inertie de la section

-Calcul de  $B_r$  :

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.14** : Vérification de l'effort normale ultime.

Poteaux	Section(cm <sup>2</sup> )	$\lambda$	$\alpha$	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$N_u$ (KN)	$N_{max}$ (KN)	$N_{max} < N_u$
<b>ZONE 1</b>	<b>(50x50)</b>	19.87	0.798	0.2304	28.65	4274.11	1252.77	<b>CV</b>
<b>ZONE2</b>	<b>(45x45)</b>	16.49	0.813	0.1849	20.36	3343.28	1031.47	<b>CV</b>
<b>ZONE 3</b>	<b>(40x40)</b>	18.55	0.804	0.1444	18.48	2627.21	423.83	<b>CV</b>
<b>ZONE 4</b>	<b>(35x35)</b>	21.2	0.791	0.1089	12.32	1890.30	225	<b>CV</b>

Le ferraillage choisit satisfait tous les vérifications.

Le schéma de ferraillage des poteaux est montré dans la figure suivante :

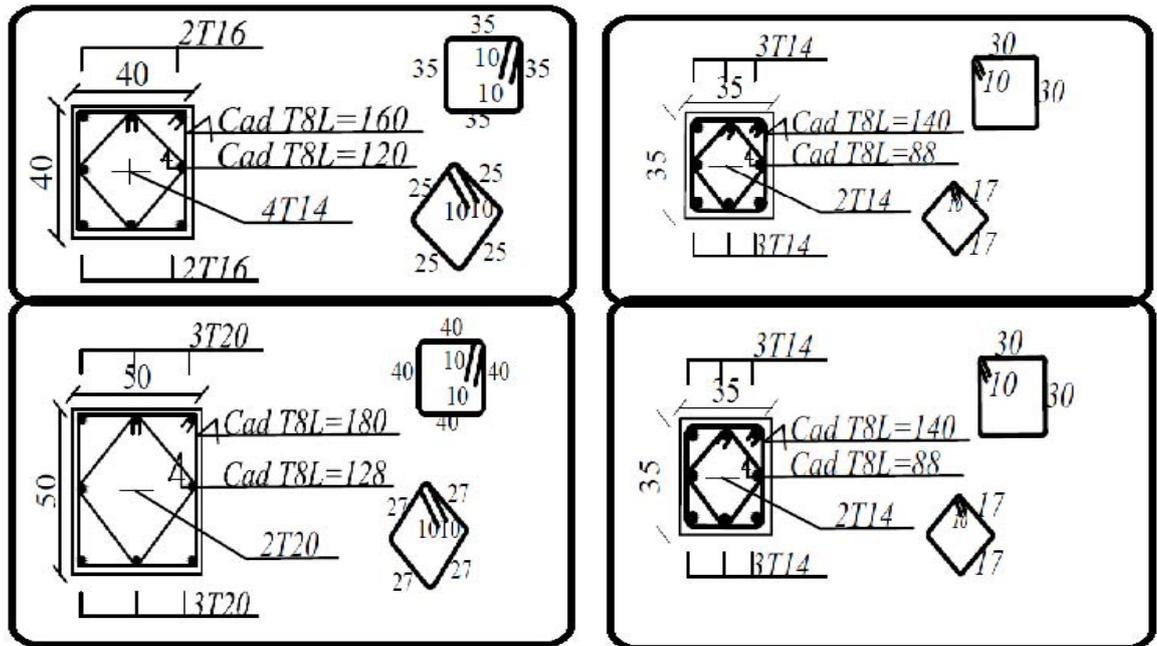


Figure 5.2 : Schémas de ferrailage des poteaux.

### 5.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc est déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiés à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA 99/version 2003. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS 9.7, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA et le BAEL 91 :

$$1,35G+1,5Q$$

$$G+Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

### 5.3.1. Calcul du Ferrailage

Dans notre structure on a les types des poutres suivants :

- ➔ Poutres principales (45x30) cm.
- ➔ Poutres secondaires (40x30) cm.

### 5.3.2. Exemple de calcul

On va prendre comme exemple de calcul les poutres principales :

#### 5.3.2.1. Calcul des armatures longitudinales

**Ferrailage en travée:**

$$\theta = 1 \qquad \gamma_b = 1.5 \qquad \gamma_s = 1.15$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.2 \text{ MPA} \qquad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow M_{t \max} = 71.153$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{71.153 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.405)^2 \times 14.2} = 0.1018$$

Pour FeE400  $\Rightarrow \mu_l = 0,392$  (tableau BAEL 91 art 2.1.3)

$\mu_{bu} = 0,1018 < \mu_l = 0,392$  et  $\Rightarrow$  la section est simplement armée  $A' = 0$

**Calcul d'armatures tendus AS :**

$\mu_{bu} = 0,1018 < 0,275$  (d'après le BAEL91 art 2.3.1 on calcule Z)

$$Z = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.3802 \text{ m}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA}$$

$$A_{st1} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{71.153 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.3802 \times 348} = 5.37 \text{ cm}^2. \text{ On adopte : } 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

✓ **En appuis :**

$$\theta = 0,85 \quad \gamma_b = 1,15 ; \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 21.7 \text{ MPA} \qquad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{176 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.405)^2 \times 21.7} = 0.1648$$

Pour FeE400  $\Rightarrow \mu_l = 0,392$  (tableau BAEL 91 art 2.1.3)

$\mu_{bu} = 0,1648 < \mu_l = 0,392$  et  $\Rightarrow$  la section est simplement armée  $A' = 0$

**Calcul d'armatures tendus AS**

$$\Rightarrow Z = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,3649 \text{ m} \Rightarrow A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1760}{0.3649 \times 400} = 12.05 \text{ cm}^2$$

**a) Condition de non fragilité (BAEL91)**

$$A_{min} = 0.23 \times (b \times d) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times (0.3 \times 0.405) \times \frac{2.1}{400} = 1.467 \text{ cm}^2$$

**b) Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

**PP)**

$$AS_{min} = 0,005 * 45 * 30 = 6.75 \text{ cm}^2 > \text{As calculée}$$

$$AS_{max} = 0.04 * 45 * 30 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$AS_{max} = 0.06 * 45 * 30 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement)}$$

**PS)**

$$AS_{min} = 0,005 * 40 * 30 = 6 \text{ cm}^2 > \text{As calculée}$$

$$AS_{max} = 0.04 * 40 * 30 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$AS_{max} = 0.06 * 40 * 30 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement)}$$

**c) Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 40\Phi$

Le ferraillage des poutres principales et secondaires est résumé dans les tableaux suivants :

**Tableau 5.15 : Ferraillage des poutres principales.**

Poutre	M (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	
PP (45x30)	Sur appuis	176	12,05	3HA16+3HA20	6,75	48	15,45
	En travée	71,153	5,37	3HA20	6,75	48	9,42

**Tableau 5.16 : Ferraillage des poutres secondaires**

Poutre	M (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	
PS (40x30)	Sur appuis	141,15	10,89	6HA16	6	48	12.06
	En travée	69,8	6.02	3HA16	6	48	6,03

**5.3.2.2. Calcul des armatures transversales**

a) Selon le BAEL91

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t \geq \frac{0.4b \cdot S_t}{f_e}$

**b** : largeur de la poutre ;

**St** : l'espacement des armatures transversales  $St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) ;$

On adopte les espacements suivants : ..... **St = 20cm**

- Pour la poutre (45x30) cm : Donc :  $A_t \geq 0,4 \times 0,3 \times 0,20 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2$

Avec : un diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t_{min}} \right\} \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right\} \text{ Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

- Selon le RPA99/version 2003 :

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$

L'espace maximal :

- En zone nodale :  $St \leq \min(h/4 ; 12 \phi_L) = 11,25$  donc  $St = 10\text{cm}$

- En zone courante :  $St \leq h/2 = 45/2 = 22,5$ .  $St = 20\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : .....  $St = 10\text{cm}$  ;

- En zone courante : .....  $St = 20\text{cm}$

On aura alors :  $A_t = 0.003 \times St \times b = 1,8 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est le suivant : **4Φ8** : .....  $A_t = 2.01\text{cm}^2$

$St$  (adopté) =  $\text{Min} \{S_{B.A.E.L} \cdot S_{R.P.A}\}$  .....  $St = 20\text{cm}$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Φ8 ».

- **Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{113.82 \times 10^3}{30 \times (0.9 \times 45) \times 10^2} = 0.936$$

Avec :  $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$ .

**Tableau 5.17** : Vérification de contrainte de cisaillement des poutres.

poutre	Contrainte de cisaillement				
	Localisation	$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS
PP(45x30)	Sur appui	113.82	0.936	3.33	CV
	En travée	90.24	0.742	3.33	CV
PS(40x30)	Sur appui	136.13	1.260	3.33	CV
	En travée	69.03	0.639	3.33	CV

- **Armature inférieure tendu sur appui d'ABOUT :**

$$A \geq \frac{1.15 V_{u\max}}{f_e} = 3.27 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_s = 12.06 \text{ cm}^2 > 3.27 \text{ cm}^2$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

$$V_{u\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} * b * a$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} a = b - c - 2 \text{ cm} = 30 - 3 - 2 = 25 \text{ cm} \\ \gamma_b = 1.5 \end{cases}$$

$$V_{u\max} \leq 0.267 * f_{c28} * b * a = 500.63 \text{ Kn} \rightarrow V_{u\max} = 113.82 < 500.63 \text{ Kn}$$

- **Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):**

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t,ser}}{M_{0,ser}}$$

$$3) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée.

Avec **L**: la portée entre nus d'appuis (L=4.95m).

**M<sub>t</sub>**: moment maximum en travée.

**M<sub>0</sub>**: moment isostatique

**A<sub>s</sub>**: section d'armature tendue correspondante.

• **Poutres principales :**

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,09 > 0,0625) \dots \dots \dots \text{vérifiée .}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0,ser}}\right) \Rightarrow (0,09 > 0,072) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0049 < 0,0105) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Avec:

$$h_t = 45\text{cm}; b = 30\text{cm}; d = 40,5\text{cm}; L = 4,95\text{m}; A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 29,794\text{KN.m} ; M_{0,ser} = 41,263 ; f_e = 400\text{MPa}$$

• **Poutre secondaire:(40x30) :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,086 > 0,0625) \dots \dots \dots \text{vérifiée .}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0,ser}}\right) \Rightarrow (0,086 > 0,061) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0087 < 0,0105) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Avec:

$$h_t = 40\text{cm} ; b = 30\text{cm} ; d = 36 \text{ cm} ; L = 4,60 \text{ m} ; A_s = 9.42\text{cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 9,82\text{KN.m}; M_{0, ser} = 15,91\text{KN.m} ; f_e = 400\text{MPa}$$

• **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit:

• **Calcul de la position de l'axe neutre :**

$$b \cdot \frac{y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0$$

• **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

Où : As : section d'armatures tendue.

A': section d'armatures comprimées.

n=15 coefficient d'équivalence.

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

• **Vérification des contraintes :**

Il faut que les contraintes de compression du béton soient vérifiées :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $K = \frac{M_{ser}}{I}$  et  $\sigma_{bc} = K \cdot y_1$

• **Exemple de calcul (poutre principale) (45x30):**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2$$

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bdA_s + bdA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = 15 \frac{15,45}{30} \left[ \sqrt{1 + \frac{30 \times 40,5 \times 15,45}{7,5(15,45)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 18,45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{30 \times (18,45)^3}{3} + 15 \times 15,45(40,5 - 18,45)^2 = 175481,69 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{41,263 \times 10^6}{175481,69 \times 10^4} \times 18,45 \times 10$$

$$\sigma_{bc} = 4,33 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Les résultats de calculs sont indiqués dans les tableaux suivants :

**Tableau 5.18 :** Vérification des poutres principales à l'ELS.

Poutre	Mser(Mpa)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (Map)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	OBC	
PP(45x30) RDC	Sur appuis	41,263	18,45	175481,69	4,33	15	CV
	En travée	29,794	15,38	125542,86	3,65	15	CV

**Tableau 5.19 :** Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

Poutre	Mser(Mpa)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (Map)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	OBC	
PS(40x30)	Sur appuis	15,91	15.66	113245.04	2,2	15	CV

RDC	En travée	9,82	12.02	69378,94	1,70	15	CV
-----	-----------	------	-------	----------	------	----	----

On constate que tous les valeurs de la contrainte dans le béton sont inférieures à la valeur admissible.

Le ferraillage des poutres principales et secondaires est montrés sur les figures suivantes :

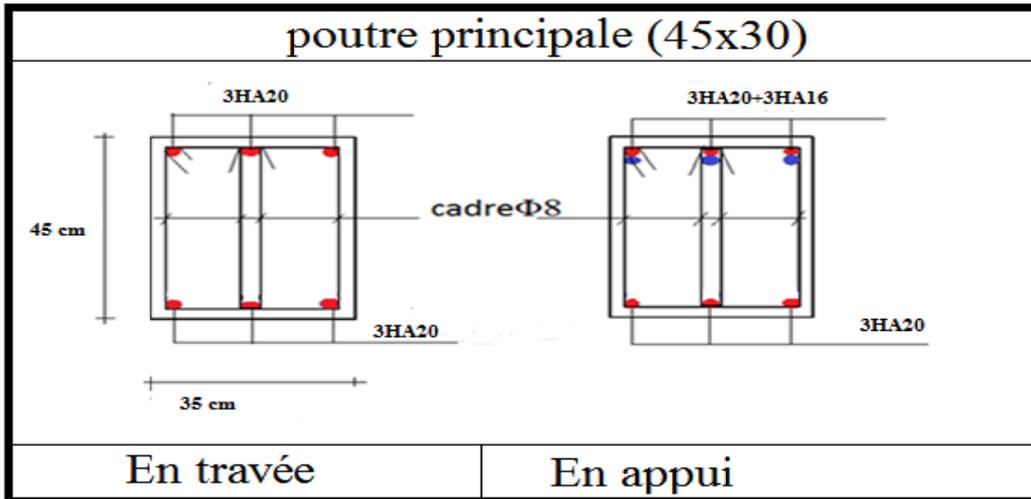


Figure 5.4 : Schémas de ferraillage des poutres principales.

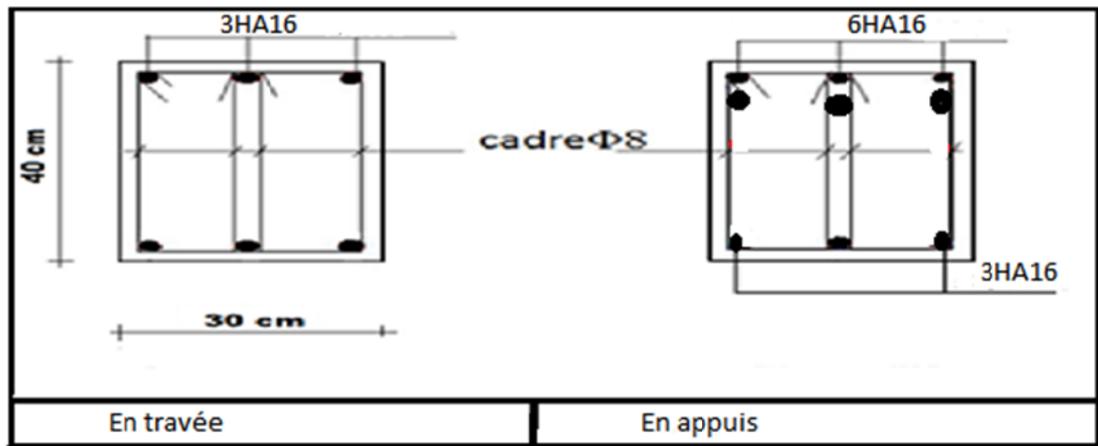


Figure 5.5 : Schémas de ferraillage des poutres secondaires.

#### 5.4. Ferraillage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, où d'un séisme.

Donc, le voile est sollicité par un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$ , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles

seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

#### 5.4.1. Combinaisons du calcul

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après:

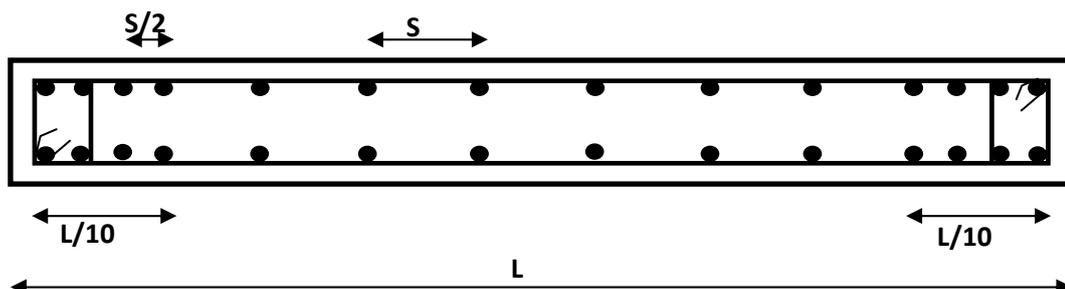
- Selon le BAEL91/99 :  $1.35 G + 1.5 Q$   
 $G + Q$
- Selon le RPA99/version 2003 :  $G + Q + E$   
 $0.8G + E$

#### 5.4.2. Recommandations du RPA99/version2003

- **Armatures verticales**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur ( $1/10$ ) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.



**Figure 5.6** : Disposition des armatures verticales dans le voile.

- **Armatures horizontales :**

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  $10\Phi$ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$e$  : épaisseur du voile

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
  - $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

- **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Armatures de potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4T10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

### 5.4.3. Ferrailage des voiles

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec N : Effort normal appliqué,

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

**On distingue 3 cas :**

**1<sup>er</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  : la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

$L_c$  : Longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : Volume de contrainte.

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  : la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

$L_T$  : Longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

**3<sup>ème</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

-Si  $A_v < A_{\min}$ , on ferraille avec la section minimale.

-Si  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

### 5.4.3.1. Exemple du calcul

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles de ( $L=1,6m$ ) :

• **Détermination des sollicitations :**

$$N_{\max}=5544,1\text{KN} \quad M_{\text{corré}}=1273,7 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min}= 2290,5\text{KN.} \quad M_{\text{corré}}= 1737,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}=4946,9\text{KN} \quad N_{\text{corré}}= 3779,2\text{KN.M}$$

$$B = 1,6 \times 0,2 = 0,32\text{m}^2$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 1,6^3}{12} = 0,068 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{1,6}{2} = 0,8 \text{ m}$$

a) **Armatures verticales:**

**Sous  $N_{\max}$**

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M_v}{I} = \frac{5544,1}{0,32} + \frac{1273,7 \times 0,8}{0,068} = 32310,01 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M_v}{I} = \frac{5544,1}{0,32} - \frac{1273,7 \times 0,8}{0,068} = 2340,6 \text{KN} / \text{m}^2$$

**Sous  $N_{\min}$**

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M_v}{I} = \frac{2372,3}{0,32} + \frac{1737,7 \times 0,8}{0,068} = 27856,9 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M_v}{I} = \frac{2372,3}{0,32} - \frac{1737,7 \times 0,8}{0,068} = -13030,09 \text{KN} / \text{m}^2$$

**Sous  $M_{\max}$**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M_v}{I} = \frac{3779,2}{0,32} + \frac{4946,9 \times 0,8}{0,068} = 70008,8 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M_v}{I} = \frac{3779,2}{0,32} - \frac{4946,9 \times 0,8}{0,068} = -46388,8 \text{KN} / \text{m}^2$$

Nous constatons que le cas le plus défavorable est donné par le  $N_{\max}$  donc la section est entièrement tendue.

**1) Calcul de  $L_t$ :**

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \frac{13030,09}{27856,9 + 13030,09} \times 1,6 = 0,5 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{13030,09}{2} \times 0,5 \times 0,2 = 651,50 \text{ KN}$$

- **Armature verticale :**

$$A_v = F/f_e$$

$$A_v = 16,28$$

$$(A_v / ml) / \text{Face} = (16,28/2)/1,6 = 5,08 \text{ cm}^2$$

- **Armature minimale :**

- Vérifications vis à vis du **RPAV2003 (art : 7.7.4.1)** :

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max \left( 0,2\% b \times L_t, \frac{B.f_t 28}{f_e} \right)$$

b : épaisseur du voile.

$L_t$  : longueur de la section tendue.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,2\% b \times L_t = (0,2\% \times 0,2 \times 0,5) / = 2 \text{ cm}^2 \\ \frac{B.f_t 28}{f_e} = 16,8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = \max(2, 16,8) = 16,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 16,8 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc } A_{sv} = \max(A_v; A_{\min}) = 16,8 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté : **6HA14+10HA14. ( $A_s = 24,63 \text{ cm}^2$ )**

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

- **Espacement**

En zone courante :  $S_t \leq \min(1,5e; 30) = 30 \text{ cm}$  Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

En zone d'about :  $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

- **Armature horizontale**

$$\text{D'après le BAEL91: } A_H = A_v / 4 = /4 = 6,16 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA :

$$A_{\min} = 0,15 \% b.h = 0,0015 \times 20 \times 160 = 4,8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 4,8 \text{ cm}^2.$$

Soit donc :  $A_H = \max [RPA.V2003 ; BAEL] = 6.16 \text{ cm}^2$

$$A_H = 16HA10 = 12.56 \text{ cm}^2/\text{face/ml}$$

- **Armature transversale**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) Epingles au mètre carré, soit : **4 HA8**.

- **Vérification de contrainte de cisaillement**

- **Selon le RPA**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 [art 7.7.2]** à :

$$\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a  $V_{max} = 11.24 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.4 \times 11.24 \times 10^{-3} / (0.20 \times 0.9 \times 1,6) = 0.05 \text{ MPa}$$

$$\tau < \tau_{adm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Selon le BAEL:**

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = 11.24 \times 10^{-3} / (0.20 \times 0.9 \times 1.6) = 0.03 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification à L'ELS:**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4061.12 \times 10^{-3}}{0.32 + (15 \times 24.63 \times 10^{-4})} = 11.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

**Tableau 5.20** : Ferraillage verticale du voile type 1 avec L=1,6.

Zone	sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Nature	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (KN)	Av (cm <sup>2</sup> )
1	N <sub>max</sub>	5544,1	1273,7	32310.01	2340.6	SEC	1.6	/	5544.09	0.00
	N <sub>min</sub>	2372,3	1737,7	27856.9	-13030.09	SPC	1.1	0.5	651.5	16.28
	M <sub>max</sub>	3779,2	2946,9	34714.7	-11094.7	SPC	1.2	0.39	1353.8	33.84
2	N <sub>max</sub>	4809,8	1126,4	28282.38	1778.86	SEC	1.6	/	4809.79	0.00
	N <sub>min</sub>	2290,5	1518,5	25022.51	-10706.8	SPC	1.2	0.48	513.92	12.84

	$M_{max}$	3476,1	1386,2	27171.04	-5445.42	SPC	1.3	0.27	147.02	3.68
3	$N_{max}$	3118,4	710,03	18098.29	1390.76	SEC	1.6	/	3118.24	0.00
	$N_{min}$	1314,2	853,93	14153.11	-5939.36	SPC	1.1	0.47	279.14	6.97
	$M_{max}$	2148,1	3133,8	43581.04	-30155.4	SPC	0.9	0.65	1960.1	49
4	$N_{max}$	1128,9	190,73	5771.69	1283.93	SEC	1.6	/	1128.89	0.00
	$N_{min}$	353,61	349,07	5211.73	-3001.37	SPC	1.0	0.58	174.07	4.35
	$M_{max}$	763,01	787,56	11649.8	-6804.28	SPC	1	0.59	401.45	10.03

**Remarque :** Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec  $N^{max}$  ;  $N^{min}$  ;  $M^{max}$ .

**Tableau 5.21 :** Choix des barres du voile type 1.

Choix des barres/nappe												
Zone	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	ZC	$S_t$ cm	Zone D'about	$S_t$ (cm)	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{Hadop}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$S_t$ cm
1	33.84	16.8	33.84	24.63	10HA14	15	6HA14	10	6.16	12.56	16HA10	15
2	3.68	16.8	16.8	24.63	10HA14	15	6HA14	10	6.16	12.56	16HA10	15
3	49	16.8	49	18.1	10HA12	15	6HA12	10	6.16	12.56	16HA10	15
4	10.03	16.8	16.8	18.1	10HA12	15	6HA12	10	6.16	12.56	16HA10	15

**Tableau 5.22 :** Ferrailage verticale du voile type 2 avec L=2,22.

Zone	sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Nature	$L_c$ (m)	$L_T$ (m)	F (KN)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )
1	$N_{max}$	2213,5	200,636	6267.93	3793.42	SEC	2.22	/	3075.75	0.00
	$N_{min}$	771,86	703,516	6092.57	-2584.12	SPC	1.55	0.66	170.55	4.26
	$M_{max}$	1349,2	2456,9	18217.24	-12084.5	SPC	1.33	0.88	1063.4	26.58
2	$N_{max}$	1973,1	174,07	5557.74	3410.88	SEC	2.22	/	1991.03	0.00
	$N_{min}$	681,54	744,982	6143.01	-3045.10	SPC	1.48	0.73	222.29	5.55
	$M_{max}$	1187,5	1646,3	12851.04	-7453.31	SPC	1.01	0.81	603.71	15.09
3	$N_{max}$	1271,6	80,992	3389.45	2390.54	SEC	2.22	/	1283.15	0.00
	$N_{min}$	433,2	504,07	4092.97	-2123.88	SPC	1.46	0.76	161.41	4.03
	$M_{max}$	778,98	661,04	5846.82	-2306	SPC	1.59	0.63	145.28	3.63
4	$N_{max}$	421,79	64,592	1356.93	560.29	SEC	2.22	/	425.62	0.00
	$N_{min}$	122,44	138,31	1131.18	-574.63	SPC	1.47	0.75	43.09	1.08
	$M_{max}$	348,65	295,924	2617.25	-1032.47	SPC	1.59	0.62	64.01	1.6

**Remarque :** Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec  $N^{max}$  ;  $N^{min}$  ;  $M^{max}$ .

Tableau 5.23 : Choix des barres du voile type 2.

Zone	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres/nappe								
				A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	ZC	S <sub>t</sub> (cm)	Zone D'about	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hadop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	S <sub>t</sub> (cm)
1	26.58	23.31	26.58	33.92	11HA12	15	4HA14	10	6.65	12.56	16HA10	15
2	15.09	23.31	23.31	33.92	11HA12	15	4HA14	10	6.65	12.56	16HA10	15
3	3.63	23.31	23.31	33.92	11HA12	15	4HA12	10	6.65	12.56	16HA10	15
4	1.6	23.31	23.31	33.92	11HA12	15	4HA12	10	6.65	12.56	16HA10	15

Tableau 5.24 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.

Voile	Zone	V (KN)	Vérification des contraintes de cisaillement						Vérification à l'ELS	
			τ <sub>b</sub> (MPa)	OBS	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> (MPa)	OBS	Ns	σ <sub>bc</sub> (MPa)	OBS
Type1	1	11.24	0.054	CV	0.039	3.26	CV	-4061,1	11.37	CV
	2	20.19	0.098	CV	0.070	3.26	CV	3522,4	9.86	CV
	3	26.57	0.129	CV	0.092	3.26	CV	-2284,4	6.39	CV
	4	47.3	0.229	CV	0.164	3.26	CV	-828,94	2.32	CV
Type 2	1	10.39	0.050	CV	0.036	3.26	CV	-1617,1	4.53	CV
	2	22.39	0.108	CV	0.078	3.26	CV	-1440,8	4.03	CV
	3	40	0.194	CV	0.138	3.26	CV	-929,3	2.60	CV
	4	56.25	0.273	CV	0.195	3.26	CV	309,92	0.86	CV

Le schéma du ferrailage du voile de type(1)ààà est représenté sur la figure ci-après :

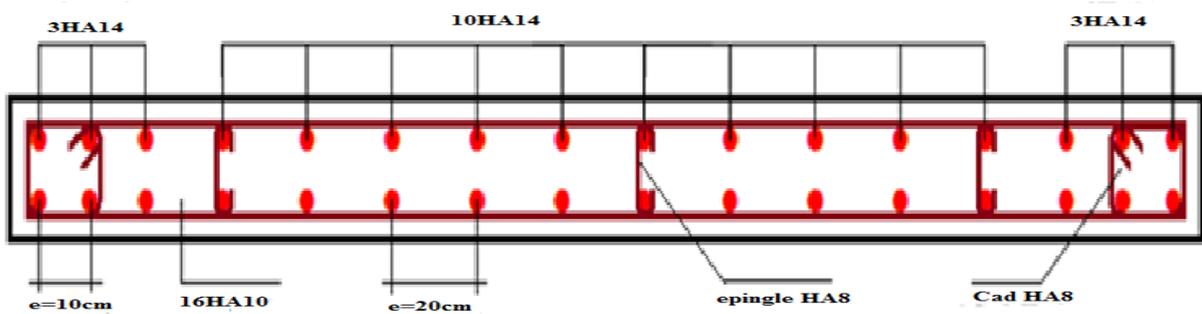


Figure 5.7: Schéma de ferrailage du voile.

# Chapitre 6

Etude de l'infrastructure

## 6.1. Introduction

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

## 6.2. Choix du type de fondation

Pour le choix du type de fondation à prévoir ; on est amenée à prendre en considération :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment habitation, bâtiment industriel et Soutènement.
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des Caractéristiques.
- Le site : urbain, campagne, bord de mer.
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau.
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences.
- Le cout des fondations : facteur important mais non décisif.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- Semelles isolé ou filantes.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu les semelles continues comme solution des **semelles filantes**.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{Sol}}$$

**Tableau 6.1** : La surface revenant aux semelles.

$N_s$ (KN)	$\sigma_{\text{sol}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	Surfaces (m <sup>2</sup> )
913.7	200	4.57

$$S_s = 4.57 \times 27 = 123.39 \text{m}^2; S_t = 218.25 \text{m}^2.$$

$$\text{Donc : } S_s/S_t = 123.39/218.25 = 56.53\% \geq 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

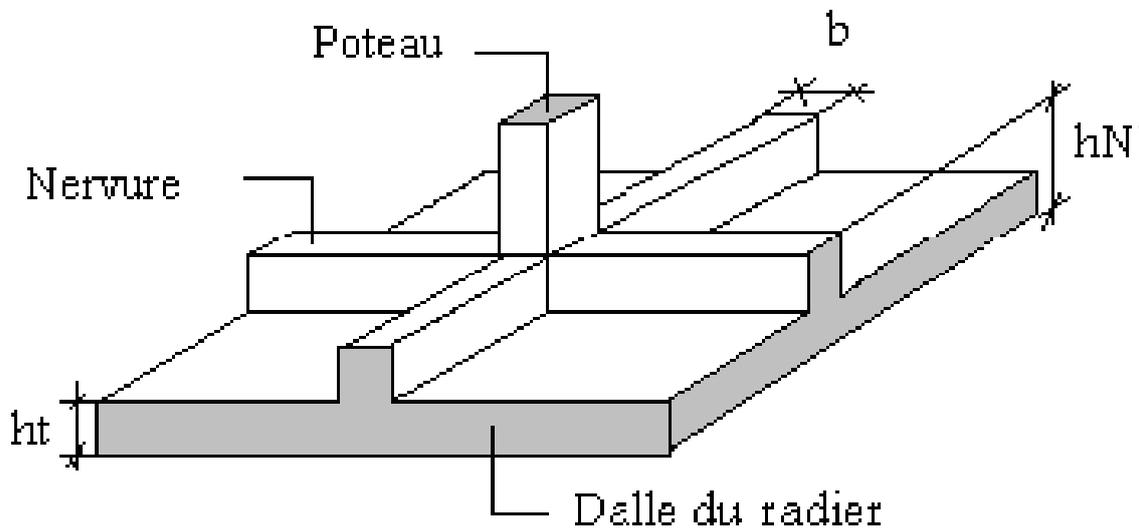
Ce type de fondation Présent plus avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

### 6.3. Etude du radier

#### 6.3.1. Pré dimensionnement

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.



**Figure 6.1** : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

#### 6.3.1.1. Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{l_{\text{max}}}{8} < h_r < \frac{l_{\text{max}}}{5}$$

$L_{max}=4.75m$  : c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où :  $0.59 < hr < 0.95$ .....(1).

**6.3.1.2. Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{avec} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bk}}$$

Avec :

$E = 32164.195 \text{ KN/m}^2.\text{MPa}$ .

$K = \text{Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne} = 40000 \text{ KN/m}^3$

$b = \text{Largeur de la semelle, les calculs sont faite pour une bande de 1 mètre.}$

$I = \text{Inertie de la section transversale du radier.}$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow hr \geq 67.86cm \quad \text{On adopte } h_r = 70cm$$

**6.3.1.3. Condition de coffrage**

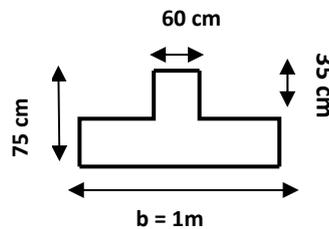
Pour le nervure, la hauteur de la poutre et donnée par la formule suivante :

$$h_{ner} \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{4.75}{10} = 47.5cm$$

Soit:  $h_{ner} = 75 \text{ cm}$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{75}{2} = 37.5cm$$

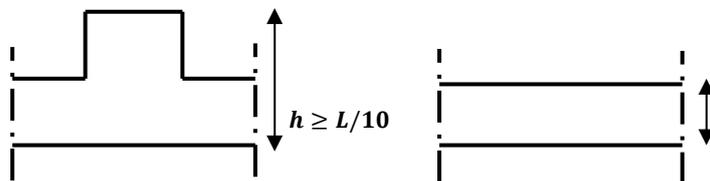
Soit :  $b_p = 60 \text{ cm}$



• Pour la dalle

$$h_p \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{4.75}{20} = 23.75cm$$

Soit :  $h_t = 60cm$ .



**6.3.1.4. Calcul du D (débordement)**

$$D \geq \text{Max} (hr/2 ; 30cm) = 57.5cm. \quad \text{Soit : } D = 60cm.$$

La surface totale de l'immeuble est de 218.25 m<sup>2</sup> est donc par conséquent est supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord minimum. L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

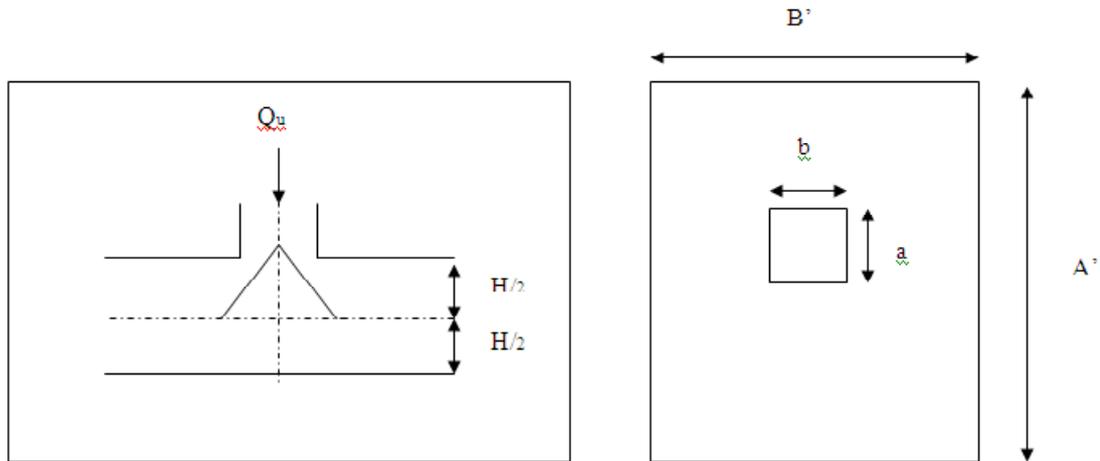
$$S_r = S_{bat} + D \cdot (\text{Périmètre}) = 247.68 \text{ m}^2.$$

$S_r$  : Surface de radier.  $S_{bat}$  : Surface totale de bâtiment.

Alors la surface de radier est :  $S_r = 247.68m^2$

### 6.4. Condition de non poinçonnement

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.



**Figure 6.3 :** Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\mu_c$  : Périmètre du contour

- **Sous voiles**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité ( $v_2$ ) de longueur  $L=2.22m$ .

$N_{u \text{ voile}} = 2213.55 \text{ KN}$  Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,2 + 2,22 + 2h) = (4.84 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times (4.84 + 4h) \times h \times 25}{1,5}$$

$$N_u \leq 3.63h + 3h^2$$

On obtient :  $3h^2 + 3.63h - 2.21 = 0$  ; D'où :  $h \geq 44.50\text{cm} < h_{nervuré} \dots\dots \text{OK}$

- **Sous poteaux**

$N_{u, \text{pot}} = 1031.47 \text{ KN}$  Effort Normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0,50 + h) = (2 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times (2 + 4h) \times h \times 25}{1,5}$$

On obtient :  $3h^2 + 1.5h - 1.031 = 0$

D'où :  $h \geq 38.73 \text{ cm} < h_{\text{nervuré}} \dots \dots \text{OK.}$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par poinçonnement.

### 6.5. Vérification au cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.06 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :  $V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU

$b$  : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1,50 \quad ; \quad d = 0,90 h_r \quad ; \quad b = 1,00 \text{ m}$$

$L_{\text{max}}$  : la plus grande portée de la dalle = 4.75 m

#### 6.5.1. Détermination des charges et des surcharges

**Superstructure** :  $G = 35743.98 \text{ KN}$  ;  $Q = 5706.15 \text{ KN}$

**Infrastructure** :

Poids du radier :  $G_{\text{rad}} = S_r \times h_r \times 25 = 247.68 \times 0.40 \times 25 = 2476.8 \text{ KN}$

Donc :  $G_{\text{totale}} = 38220.78 \text{ KN}$  ;  $Q_{\text{totale}} = 5706.15 \text{ KN}$

- **Détermination des efforts**

- **ELU**:  $N_U = 1,35 N_G + 1,5 N_Q \Rightarrow N_U = 60157.27 \text{ KN}$

- **ELS**:  $N_S = N_G + N_Q \Rightarrow N_S = 43926.93 \text{ KN}$

$$\text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} \quad h_r \geq \frac{N_u \times L_{\text{max}} \times \gamma_b}{0.9 \times 2 S_{\text{rad}} \times 0.06 f_{cj}}$$

$$h_r \geq \frac{60157.27 \times 4.75 \times 1,5}{0,9 \times 2 \times 247.68 \times 0,06 \times 25 \times 10^3} = 0,64 \text{ m} < 1.15 \text{ m}$$

- **Détermination du centre de gravité du radier**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad \text{Donc : } X_G = 11.4 \text{ m.}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \quad Y_G = 9.94 \text{ m.}$$

- **L'excentricité**

$$e_x = |X_S - X_R| = 0.68 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_S - Y_R| = 0.47 \text{ m}$$

- **Calcul de l'inertie du radier**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :  $I = (I_i + S_i d_i^2)$

Avec  $I_i$  : moment d'inertie du panneau (i).

$S_i$  : aire du panneau considéré (i).

$D_i$  : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$I_x = 28726,30 \text{ m}^4$$

$$I_y = 25850,50 \text{ m}^4$$

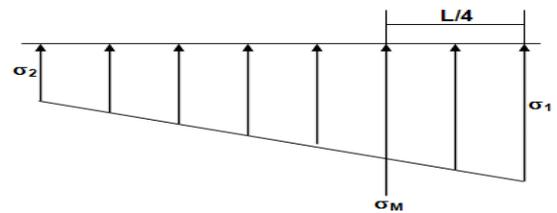
### 6.6. Vérification du renversement

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.3\sigma_{adm}$$

$$\text{Tel que : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$



Avec N: Effort normal appliqué à la surface de radier.

M: Moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B: Surface total du radier.

V: Distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I: Moment d'inertie du radier.

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison  $0.8G \pm E$ .
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison  $G + Q + E$ .

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 6.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier.**

	0.8G+E		G+Q+E	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
<b>N (KN)</b>	28595.18	28595.18	41450.13	41450.13
<b>M<sub>rad</sub></b>	44180.45	44497.56	49886.6	50203.71
<b>V(m)</b>	11.4	9.94	11.4	9.94
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	28726.30	25850.50	25850.50	25850.50
<b>S m<sup>2</sup></b>	247.68	247.68	247.68	247.68
<b>σ<sub>1</sub> (MPa)</b>	0.132	0.132	0.187	0.19
<b>σ<sub>2</sub> MPa</b>	0.113	0.113	0.167	0.170
<b>σ<sub>moy</sub></b>	0.127	0.127	0.17	0.199
<b>σ<sub>adm</sub></b>	0.3	0.3	0.3	0.3

<b>Vérification</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>
---------------------	----------------	----------------	----------------	----------------

### 6.7. Vérification de la stabilité au renversement selon RPA

D'après le RPA 99 (art 10.1.5) le radier reste stable si :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Avec  $e$  : l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques.

$M$  : moment dû au séisme.

$N$  : charge verticale permanente.

- **Sens longitudinal** :  $e_x = 1.54 \text{ m} < \frac{a}{4} = 5.7 \text{ m}$  ..... **Vérifiée.**
- **Sens transversal** :  $e_y = 1,56\text{m} < \frac{b}{4} = 4.97\text{m}$  ..... **Vérifiée.**

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

### 6.8. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification d'un radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin d'assurer le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :  $W \geq F_s \times Z \times S$

Avec  $W$  : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bat}} = 28220.78 + 2910.29 = 41131.07 \text{ KN}$$

$F_s$ : Coefficient de sécurité vis-à-vis au soulèvement  $F_s = 1.5$

$\gamma$ : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ )

$Z$  : Profondeur de l'infrastructure ( $Z = 0.51 \text{ m}$ )

$S$  : Surface du radier ( $S_{\text{rad}} = 247.68 \text{ m}^2$ )

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 1894.75 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée (pas de risque de soulèvement)}$$

### 6.9. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier. La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leur diagramme est triangulaire ou trapézoïdal.

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

**N**: Effort normal dû aux charges verticales

**M**: Moment d'excentricité dû aux charges verticales :  $M = N \times e$

**Tableau 6.3 : Vérification des contraintes normales.**

	ELU		ELS	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
<b>N (KN)</b>	60157.27	60157.27	43926.93	43926.93
<b>M<sub>rad</sub></b>	40906.94	28273.91	29870.31	20645.65
<b>V(m)</b>	11.4	9.94	11.4	9.94
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	28726.30	25850.50	28726.30	25850.50
<b>S m<sup>2</sup></b>	247.68	247.68	247.68	247.68
<b>σ<sub>1</sub> (MPa)</b>	0.26	0.25	0.18	0.18
<b>σ<sub>2</sub> MPa</b>	0.23	0.24	0.16	0.17
<b>σ<sub>moy</sub></b>	0.25	0.24	0.17	0.16
<b>σ<sub>adm</sub></b>	0.3	0.3	0.3	0.3
<b>Vérification</b>	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

### 6.10. Vérification de la stabilité au renversement du radier

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux. Le rapport  $\frac{M_s}{M_r}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

**M<sub>s</sub>** : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

**M<sub>r</sub>** : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec **M<sub>0</sub>** : Moment sismique à la base de la structure.

**V** : L'effort tranchant à la base de la structure.

**h** : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier = 1,35m

$$M_{Sta,x} = 0,8 \times W \times b_x = 0,8 \times 23779.92 \times 11.4 = 216872.87 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = 0,8 \times W \times b_y = 0,8 \times 23779.92 \times 9.94 = 189097.92 \text{ kN.m}$$

Et :

$$M_{Ren,x} = 22779.73 + 2026.44 \times 1,15 = 25110.13 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ren,y} = 22205.06 + 1975.59 \times 1,15 = 24476.98 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 8.63 > 1,5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 7.72 > 1,5$$

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1,5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

### 6.11. La surface minimale du radier

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

$$\diamond \text{ A P'ELS : } S_{rad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{adm}} = \frac{43926.93 \times 10^{-3}}{0.3} = 146.42 m^2$$

$$\diamond \text{ A P'ELU : } S_{rad} \geq \frac{N_u}{1.3\sigma_{adm}} = \frac{60157.27 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.03} = 154.24 m^2$$

### 6.12. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher. La fissuration est considérée préjudiciable.

#### 6.12.1. Méthode de calcul

Le radier est assimilé à un planché renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés. Le calcul se fait en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable en raison du contact avec l'eau. Les moments isostatiques sont déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL 91.

#### 6.12.2. Ferrailage de la dalle du radier

- **Détermination des moments isostatiques**

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

$0 < \alpha < 0.4 \Rightarrow$  la dalle porte sur un sens Avec:  $\alpha = L_x / L_y$

$0.4 < \alpha < 1 \Rightarrow$  la dalles porte sur deux sens

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,75 \times M_x$  ;  $M_{ty} = 0,75 \times M_y$ )

Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,5 \times M_x$  ;  $M_{ay} = 0,5 \times M_y$ )

- Si le panneau considéré est un panneau de rive

Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,85 \times M_x$  ;  $M_{ty} = 0,85 \times M_y$ )

Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,3 \times M_x$  ;  $M_{ay} = 0,3 \times M_y$ )

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40

- Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (355)}$$

- **Calcul des moments**

- **Les sollicitations à L'ELU : v=0**

$$Q_u = N_U / S_{rad} = 60157.24 / 247.68 = 242.88 \text{KN/m}^2$$

$$Q_u = 242.88 \text{ KN/m}^2$$

- **Les sollicitations à L'ELS : v = 0,2**

$$Q_{ser} = N_{ser} / S_{rad} = 43926.93 / 247.68 = 177.35 \text{KN/m}^2$$

$$Q_{ser} = 177.35 \text{KN/m}^2$$

Si :  $0 < \alpha < 0,4$  ; la dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8 \quad M_y = 0$$

Si :  $0,4 < \alpha < 1$  ; la dalle porte dans deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \quad M_y = \mu_y M_x$$

$$\text{ELU : } v = 0 \quad ; \quad Q_u = 242.88 \text{ KN/m}^2 :$$

**Tableau 6.4 : Les moments à L'ELU.**

Panneaux	L <sub>x</sub> (M)	L <sub>y</sub> (M)	A	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	M <sub>ox</sub> (KN.M)	M <sub>oy</sub> (KN.M)
P	3.3	4.75	0.69	0.0695	0.422	183.82	77.57

$$\text{ELS : } v = 0,2 \quad ; \quad Q_{ser} = 177.35 \text{KN/m}^2 :$$

**Tableau 6.5 : Les moments à L'ELS.**

Panneaux	L <sub>x</sub> (M)	L <sub>y</sub> (M)	A	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	M <sub>ox</sub> (KN.M)	M <sub>oy</sub> (KN.M)
P	3.3	4.75	0.69	0.0754	0.574	145.62	83.59

• **Calcul des armatures à L'ELU**

**1- Pourcentage minimal**

Suivant le petit coté :  $A_{x\min} \geq 8h = 3.2 \text{ cm}^2$

Suivant le grand coté :  $A_{y\min} \geq 8h[(3- \alpha)/2] = 3.72 \text{ cm}^2$  .....BAEL 91 Page (359)

Condition de non fragilité :  $A_{\min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_c = 0.23*100*36*2.1 /400=4.347\text{cm}^2$

**2-Espacement maximal**

$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}, 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 15 \text{ cm}$

$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}, 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 15 \text{ cm}$  ..... BAEL 91 Pages (360)

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec :  
 $b = 100 \text{ cm}, h = 60 \text{ cm}, d = 0,9h = 54 \text{ cm}, f_{bu}=14,17\text{MPa}.$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 6.6 : Vérification des contraintes de sol sous le radier.**

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
<b>M<sub>u</sub> (KN.m)</b>	183.69	64.83	72.55	25.61
<b>μ<sub>bu</sub></b>	0.099	0.035	0.039	0.014
<b>μ<sub>bu</sub> &lt; μ<sub>lu</sub></b>	Oui	Oui	Oui	Oui
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	15.90	5.61	6.28	2.22
<b>A<sub>smin</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	4.347	4.347	4.37	4.37
<b>Choix des Ø</b>	10HA16	7HA14	10HA16	7HA14
<b>A<sub>s</sub> adopté</b>	20.11	10.77	20.11	10.77
<b>Espacement</b>	10	10	10	10

• **Vérification à l'ELS**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

- **Dans le béton :** On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$
- **Dans l'acier :** On doit vérifier que :  $\sigma_s = \eta.K(d - y_1) \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}.$

• **Position de l'axe neutre :** 
$$Y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15. \left[ A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2 \right]$$

**Tableau 6.7 : Vérification des panneaux de radier.**

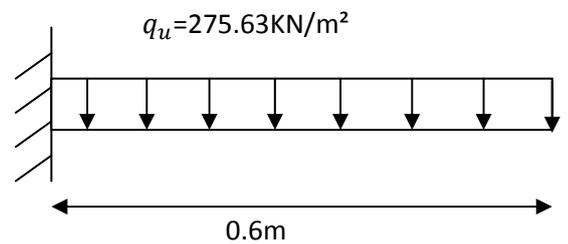
	Sens	$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{st}$	Observation
Appuis	XX	51.09	9.29	109125.97	4.34	187.5	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	YY	28.2	9.29	109125.97	2.37	69.02	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
Travée	XX	144.74	12.02	161568.26	10.76	192.5	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	YY	79.9	12.02	161568.26	5.94	177.88	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

**6.12.3. Etude de débord du radier**

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumise à la flexion simple.

$$M_u = q_u L^2 / 2 = 275.63 \times (0,60)^2 / 2 = 49.61KN.m.$$

$$M_s = q_s L^2 / 2 = 201.26 \times (0,60)^2 / 2 = 36.22KN.m.$$



**Tableau 6.8 : Ferrailage du débord.**

	Travée	Travée
$q_u(KN/m^2)$	275.63	201.26
$M_u(KN.m)$	49.61	36.22
$A_{cal}(cm^2/ml)$	5.72	4.17
$A_{min}(cm^2/ml)$	4.347	4.347
$A_{adop}(cm^2/ml)$	10HA14 ( $A_s=15.39$ )	10HA12 ( $A_s=11.31$ )
$\sigma_{bc}(MPa)$	2.07	2.32
$\sigma_s(MPa)$	72.65	76.40
$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	15	15
$\bar{\sigma}_s(MPa)$	202	202

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa \quad \text{Sachant que: } V_u = q_u * l = 275.63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.76 \text{ MPa} < 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{CV}$$

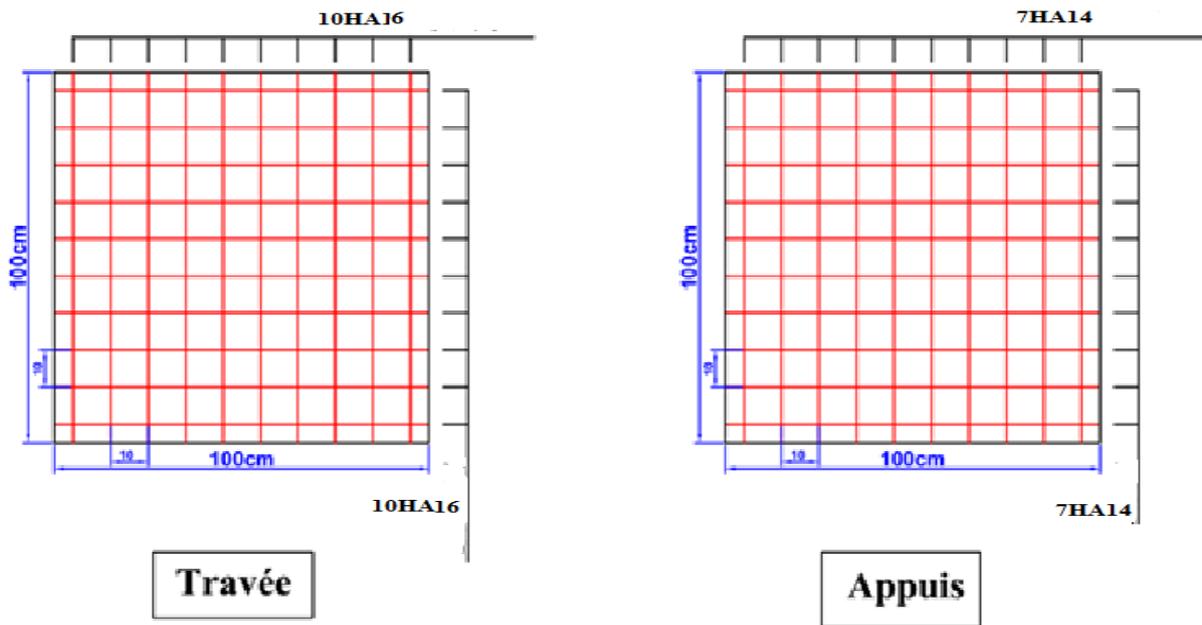


Figure 6.4: Schéma de ferrailage de radier en appuis et en travée.

# Conclusion générale

## Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques. On a utilisé le logiciel **ETABS** afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

- Pour la disposition et comportement des voiles ; La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.
- Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrillés par le minimum proposé par le *RPA99 v 2003*.
- D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception Parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les Conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée Sans surcoût important
- L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

# Références bibliographiques

- **VICTOR DAVIDOVICI** : Formulaire du béton arme
- **ALAIN CAPRA** : Calcul dynamique des structures en zones sismiques
- **THONIER HENRY** : Conception et calcul des structures de bâtiment
- **VICTOR DAVIDOVICI** : Pratique du calcul sismique
- **BELAZOUGU** : Calcul des ouvrages en béton armé
- **MILAN ZACEK** : Conception parasismique
- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites

## **RESUME**

Le présent mémoire, étudie un bâtiment en Rez-de-chaussée plus cinq étages contreventé par des voiles porteurs à usage multiple (habitation, commerce).

Ce bâtiment est implanté à BOUIRA, zone de sismicité moyenne (zone IIa) selon le Règlement Parasismique Algériennes 99 modifiées en 2003. L'analyse dynamique de cette structure a été faite par logiciel de calcul *ETABS*.

Le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants ont été faits conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) et les règles de calcul du béton armé aux états limites (BAEL91).

## **ABSTRACT**

This project consists mainly in dynamic analysis of a structure (R+5) for multipurpose (housing, trade) with shear walls.

The structure is located in BOUIRA. It is characterized by a medium seismic activity (zone IIa). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003). The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

## **الملخص**

هذا المشروع يتكون اساسا من دراسة ديناميكية لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة , تتألف من طابق أرضي مخصص للتجارة وخمسة طوابق مخصصة للسكن , الواقعة في البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم aII من اجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية

.RPA 99 modified 2003

أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الاساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر

BAEL 91 بتطبيق CBA 93

# ANNEXES