

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 :

Feniniche Saliha

Fellah Hocine

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

Filière : GENIE CIVIL

Option : Bâtiment

Thème :

Etude d'un bâtiment en R+10+Sous.sol a usage multiple
Contreventé par des voiles porteurs

Devant le jury composé de :

Mr Aouari.I	MAA	UAMOB	Président
Mme Rouabeh. A	MAA	UAMOB	Encadrant
Mr Reffas. B	MAA	UAMOB	Examineur
Ait Ahmed.F	MAA	UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2018/2019



Remerciements

Nous remercions DIEU qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons effectué.

A nos promotrices Mme: ROUABEH pour leur aide.

A l'ensemble des enseignants du département de Génie Civile.

Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de jurer ce mémoire.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à:

- ❁ *ma petite famille (ma mère et mes chères sœurs : Fatma, Saida et Nadia)*
- ❁ *A mes chères nièces : Maria et Sofia*
- ❁ *A mes amis proches et mes frères Bilal, Rida et Saddam*
- ❁ *A ma sœur et mon binôme : Fenineche Saliha*

- ❁ *Toutes les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaître dans ma dédicace.*

A tous ma promotion de Génie Civil 2018/2019.

Hocine



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à:

- ❁ *A mes très chers parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'Allah me les garde durant toute ma vie.*
- ❁ *A mes très chères sœurs : Sabah, Sara, Alma, Manel.*
- ❁ *A mon frère : Housseem Eddine.*
- ❁ *Les petites de ma famille : "Rokaia, Rahma, "*
- ❁ *A mon frère et mon binôme Hocine Fellah.*
- ❁ *A mes amies intimes: Ahmed, Khawla, Ndjla , Ibtissem, Siham , Aida, Ikram, Kenza .*
- ❁ *Toutes les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaître dans ma dédicace.*

A tous ma promotion de Génie Civil 2018/2019.

SALIHA



Sommaire

Introduction générale	01
------------------------------------	----

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

1.1. Description de l'ouvrage	02
1.2. Caractéristiques géométriques.....	02
1.3. Éléments de l'ouvrage.....	02
1.4. Hypothèses de calcul (BAEL 91).....	03
1.5. Caractéristiques des matériaux.....	04

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments et décente de charge

2.1. Introduction	09
2.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	09
2.2.1. Les planchers.....	09
2.2.2. L'acrotère	10
2.2.3. Les balcons.....	10
2.2.4. Les escaliers	10
2.3. Pré dimensionnement des éléments principaux	11
2.3.1. Les voiles.....	11
2.3.2. Les poutres	13
2.3.3. Les poteaux	13
2.4. Evaluation des Charges et surcharges	15

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

3.1. Introduction	25
3.2. Calcul des poutrelles	25
3.3. Etude de l'escalier	36
3.4. Etude de la poutre palière	47
3.5. Etude du balcon	53
3.6. Calcul de la salle des machines	56
3.7. Etude de l'acrotère	63

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

4.1. Introduction	69
4.2. Objectif de l'étude dynamique.....	69
4.3. Modélisation mathématique	69
4.4. Etude sismique du bâtiment	71
4.5. Choix de la disposition des voiles	75
4.6. Caractéristiques géométrique et massique de la structure	76

Chapitre 5 : Etude des éléments principaux

5.1. Introduction	90
5.2. Ferrailage des poteaux.....	90
5.3. Ferrailage des poutres	107
5.4. Ferrailage des voiles.....	123

Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

6.1. Introduction	133
6.2. Stabilité de fondation	133
6.3. Différent type de fondation	133
6.4. Facteurs de choix du type de fondation.....	134
6.5. Choix du type de fondation	135
6.6. Calcul des surfaces revenant aux semelles.....	136
6.7. Etude du radier général	137
6.8. Vérification du radier	139
6.9. Ferrailage du radier	142
6.10. Voile périphérique.....	158

Conclusion générale.....	163
---------------------------------	------------

Référence Bibliographiques

Annexe

LISTE DES TABLEAUX :

Chapitre02 : pré dimensionnements des éléments et descente de charge

Tableau 2.1 : Vérification des dimensions des poutres selon le RPA 99 version 2003	13
Tableau 2.2 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible	16
Tableau 2.3 : Charge permanente du plancher d'étage courant	17
Tableau 2.4 : Charge permanente du mur extérieur	17
Tableau 2.5 : Charge permanente du mur intérieur	17
Tableau 2.6 : Évaluation des charges permanentes de balcon	17
Tableau 2.7 : charge permanente du palier du RDC et Sous sol	18
Tableau2.8 : charge permanente au niveau de la volée du RDC et Sous sol	18
Tableau 2.9 : charge permanente du palier de l'étage courant	18
Tableau2.10 : charge permanente au niveau de la volée de l'étage courant	19
Tableau 2.11 : charge permanente pour l'acrotère	19
Tableau 2.12 : Dégression des charges d'exploitations	20
Tableau 2.13 : Dimensions prises des poteaux.....	21
Tableau 2.14 : Vérification au flambement	21
Tableau 2.15 : Dimensions prises des poteaux	22
Tableau 2.16 : Vérification au flambement	23
Tableau 2.17 : Dimensions prises des poteaux	24
Tableau 2.18 : Vérification au flambement	24

Chapitre0 3 : ferrailages des éléments secondaires L'acrotère :

Tableau 3.1 : Les moments dans les travées et les appuis	25
Tableau 3.2 : Les moments dans les travées et les appuis	25
Tableau 3.3 : Charges et surcharges revenant aux poutrelles	26
Tableau 3.4 : Calcul des coefficients	27
Tableau 3.5 : calcul des sections d'armatures	31
Tableau 3.6 : calcul des sections d'armatures	33
Tableau 3.7 : les sollicitations pour le RDC et le Sous sol	33
Tableau 3.8 : les combinaisons des charges pour le RDC et le Sous sol.....	33
Tableau 3.9 : calcul des sections d'armatures	38
Tableau 3.10 : les combinaisons des charges pour l'étage courant.....	38

Chapitre 04 : Etude Dynamique et Sismique :

Tableau 4.1 : Valeurs des pénalités	74
Tableau 4.2: Centre de masse et inertie des niveaux	76
Tableau 4.3 : périodes, modes et facteurs de participation massique	77
Tableau 4.4 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).....	79
Tableau 4.5 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal).	79
Tableau 4.6 : Combinaisons des réponses modales	80
Tableau 4.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	80
Tableau 4.8: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques	81
Tableau 4.9: Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques	81
Tableau 4.9: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx	82
Tableau 4.10: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sensyy	82
Tableau 4.11: Le déplacement inter-étage dans le sens xx.....	83
Tableau 4.12: Le déplacement inter-étage dans le sens yy.....	84
Tableau 4.13: Vérification de l'effet P-Delta sens x x.....	85
Tableau 4.14: Vérification de l'effet P-Delta sens y y.....	85
Tableau 4 .15 : Calcul le moment de renversement sens xx.....	86
Tableau 4 .16 : Calcul le moment de renversement sens yy.....	87
Tableau 4.17 : Centre de gravité et de torsion.....	87
Tableau 4.18 : Vérification de renversement.....	88
Tableau 4.19: Vérification des poteaux a l'effet de l'effort normal réduit.....	88
Tableau 4.20 : Vérification des poteaux a l'effet de l'effort normal réduit.....	88
Tableau 4.21: Vérification des poteaux a l'effet de l'effort normal réduit.....	89

Chapitre 5 : Etude des éléments principaux

Tableau5.1: Caractéristiques des matériaux	91
Tableau 5.1 : Exemple ferrailage d'un poteau	94
Tableau 5.3 : Vérification du flambement	94
Tableau 5.4 : Calcul de la section d'armature.....	95
Tableau 5.5 : Calcul du ferrailage.....	95
Tableau 5.6 : Ferrailage adopté.....	95
Tableau 5.7 : Ferrailage transversal	97
Tableau 5.8 : Vérification des contraintes	97
Tableau 5.9 : Vérification des contraintes tangentielles	98
Tableau 5.9.1 : Vérification du flambement	99

Tableau 5.9.2 : Calcul des sections d'armatures	99
Tableau 5.9.3 : Ferrailage adopté	99
Tableau 5.9.4 : Vérification du ferrailage adopté	100
Tableau 5.9.5 : Le choix des barres.....	100
Tableau 5.9.6 : Ferrailage transversal.....	101
Tableau 5.9.7 : Vérification des contraintes dans le béton.....	102
Tableau 5.9.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	102
Tableau 5.9.9: Vérification du flambement.....	103
Tableau 5.9.10: Calcul du ferrailage.....	104
Tableau 5.9.11 : Ferrailage adopté.....	104
Tableau 5.9.12 : Vérification du ferrailage.....	104
Tableau 5.9.13 : Choix des barres.....	104
Tableau 5.9.14 : Ferrailage transversal.....	106
Tableau 5.10 : Vérification des contraintes	106
Tableau 5.10 : Ferrailage des poutres principales.....	112
Tableau 5.10 : Ferrailage des poutres secondaires.....	113
Tableau 5.10 : Ferrailage des poutres principales liées aux voiles.....	114
Tableau 5.10 : Ferrailage des poutres secondaires liées aux voiles.....	114
Tableau 5.10 : Ferrailages adoptés des poutres.....	114
Tableau 5.10 : Vérification de l'effort tranchant.....	116
Tableau 5.10 : Vérification des contraintes.....	116
Tableau 5.10 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant et d'adhérence.....	117
Tableau 5.10 : Vérification de la nécessité de calcul de la flèche	117
Tableau 5.10 : Effort des linteaux.	121
Tableau 5.10 : Les voiles de dimension 2m.....	132
Tableau 5.10 : Les voiles de dimension 3m.....	132
Tableau 5.10 : Les voiles de dimension 1m.....	132
Chapitre 6 : Fondation	
Tableau 6.1 les surfaces revenant aux semelles	136
Tableau 6.2 : Les moments à L'ELU.....	143
Tableau 6.3 : Les moments à L'ELS.....	143
Tableau 6.4 : Les armatures à L'ELU.....	144
Tableau 6.5 : Les armatures à L'ELS.....	144
Tableau 6.6 : vérification des moments.....	145

Tableau 6.7 : Vérification des contraintes	147
Tableau 6.8 : les expressions de PM.	148
Tableau 6.9 : les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file 2.....	149
Tableau 6.10 : les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file A-A.....	149
Tableau 6.11 : Les moments sur travée au long d la poutre.....	151
Tableau 6.12: Les moments sur appuis au long d la poutre.....	151
Tableau 6.13 : calcul des efforts.....	153
Tableau 6.14 : calcul du ferrailage A l'ELU :.....	154
Tableau 6.15 : calcul du ferrailage A l'ELS :.....	155
Contrainte de compressions dans le béton :	
Tableau 6.16 : Sens X-X.....	156
Tableau 6.17 : Sens Y-Y.....	156
Etat limite d'ouverture des fissures :	
Tableau 6.18 : Sens X-X.....	157
Tableau 6.19 : Sens Y-Y	157
Tableau 6.20 : Les résultats du ferrailage à l'E.L.S	160

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Figure 1.1 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.....	06
Figure 1.2 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.....	06
Figure 1.3 : Diagramme contrainte-déformation.....	08

Chapitre II : pré dimensionnements des éléments et descente de charge

Figure 2.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux ».....	09
Figure 2.2 : Acrotère	09
Figure 2.3 : Terminologie des escaliers	10
Figure 2.4 : coupe de voile en élévation	12
Figure 2.5 : Coupe du voile en plan	12
Figure 2.6 : Dimensions de poutre	13
Figure 2.7 : Plancher terrasse (corps creux)	16
Figure 2.8 : Composition du plancher d'étage courant	16

Chapitre III : ferrailages des éléments secondaires

Figure 3.1: Section en T de la poutrelle	26
Figure 3.2: Schéma statique de la poutrelle de type 1.....	27
Figure 3.3: Schéma de la poutrelle du plancher étage courant RDC à l'ELU	28
Figure 3.4: Moment en appuis et en travée de la poutrelle du type 1 à l'ELU	
Figure 3.5: Moment en appuis et en travée de la poutrelle du type 1 à l'ELS	28
Figure 3.6: Schéma statique de la poutrelle de type 2 à l'ELU	29
Figure 3.7. Diagramme de l'effort tranchant (KN) et des moments fléchissant (KN .m) à l'ELU	29
Figure 3.8: Schéma statique de la poutrelle de type 2 à l'ELS	30
Figure 3.9 : Diagramme de l'effort tranchant (KN) et des moments fléchissant (KN .m) à l'ELS	30
Figure 3.10: Schéma de ferrailage de la poutrelle	31
	35
Figure 3.11 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU	36
Figure 3.12 Schéma statique de l'escalier à l'ELS	36
Figure 3.13 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU	37
Figure 3.14: Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELS	38
Figure 3.15 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.....	38

Figure 3.16 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.....	39
Figure 3.17 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU...	39
Figure 3.18: Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELS.....	39
Figure 3. 19Schéma de ferrailage pour l'escalier sous sol et RDC.....	43
Figure 3.20: Schéma de ferrailage pour l'escalier étage courant.....	47
Figure 3.21: Schéma statique de la poutre palière	47
Figure 3.22: Diagrammes des sollicitations poutre palière (ELU, ELS).....	49
Figure 3.23: Ferrailage de la poutre palière.....	53
Figure 3.24 : Sollicitations du balcon à l'ELU	53
Figure 3.25 : Sollicitations du balcon à l'ELS.	53
Figure 3.26 : Diagramme des sollicitations à l'ELU	54
Figure 3.27 : Diagramme des sollicitations à l'ELS.	54
Figure 3.28 : Schéma de ferrailage du balcon.	56
Figure 3.29 : Répartition de la charge localisée sur la dalle	57
Figure 3.30 : Diagramme du moment à l'ELU.	59
Figure 3.31 : Diagramme du moment à l'ELS.	62
Figure 3.32 : Schéma de ferrailage de la dalle de salle machine	63
Figure 3.33 : coupe verticale de l'acrotère	63
Figure 3.34: Schéma statique de l'acrotère	63
Figure 3.35: Ferrailage de l'acrotère.....	68
Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE	
Figure 4.1 : schéma de la structure en 3D.....	70
Figure 4.1 : La disposition des voiles (vue en plan).....	76
Figure 4.2: 1er Mode de translation suivant le sens x x de periode T =0.5568s.....	78
Figure 4.3 : 2eme Mode de translation suivant le sens y y de periode T =0.4880s...	78
Figure 4.4 : 3eme Mode de rotation autour de laxe Z de periode T =0.4401s.....	78
Figure 4.5 : spectre de réponse.....	81
Figure 4.6 : La position des poteaux dans le plan de la structure.....	89
Chapitre 5 : Ferrailage des éléments principaux	
Figure 5.1 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	107
Figure 5.2: Schéma de ferrailage des poutres.....	118
Figure 5.3 : Ferrailage de linteau. (Vy8)	123
Figure 5.4 : Schème de la disposition des voiles	132

Figure 5.5: Schéma de ferrailage du voile Vx8	132
Chapitre 6 : Etude des fondations	
Figure 6.1 : Schéma de la base de la structure.....	136
Figure 6.2 : Schéma des contraintes.....	141
Figure 6.3: Le panneau le plus sollicité.....	142
Figure 6.4 : Schéma statique du débord.....	147
Figure 6.5 : Schéma de ferrailage de radier en appuis et en travée.....	148
Figure 6.6 : dimensions de la nervure.....	153
Figure 6.7 : Ferrailage des nervures.....	157
Figure 6.8 : dimensions du voile périphérique.....	158
Figure 6.9 : Schéma statique du voile périphérique.....	159
Figure 6.10 : le panneau le plus sollicité du voile périphérique.....	159
Figure 6.11: Schéma Ferrailage de voile périphérique pour la travée et appui.....	161
Figure 6.12 : Schéma Ferrailage pour l'appui.....	162
Figure 6.13 : Schéma Ferrailage pour travée.....	162

Notation et symboles

A_s : Aire d'une section d'acier

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 a l'âge de j jours

E_{vj} : Module de Young diffère à l'âge de j jours

F : Force ou action en général

I_1 : 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.

S_t : 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.

α_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.

σ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*).

σ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

ε_{bcmax} : Déformations maximale du béton comprimé (*epsilon*).

ε_{st} : Déformations des armatures tendues.

ε_{sc} : Déformations des armatures comprimées.

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature (*eta*).

λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lambda*).

μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (*mu*).

μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU.

ν : Coefficient de Poisson (*nu*).

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

σ : Contrainte normale (*sigma*).

σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.

τ : Contrainte tangente (*tau*).

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.

τ_s : Contrainte d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.

φ : Coefficient de fluage (*phi*).

Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.

Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (*psi*).

γ : Poids Volumique.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure à usage multiple (commercial, service et d'habitation) composée d'un RDC+10 étages + 01 sous-sol qui sera implanté à Alger, classée en (zone III) selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles de contreventement.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été menées par le logiciel ETABS.V9.7.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (CBA 93, BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Pour le calcul et la vérification du ferrailage des portiques nous avons utilisées le logiciel (SOCOTEC). En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Mot Clés : étude d'une structure à usage multiple, bâtiment d'un RDC+10 étages + 01 sous-sol, classée en (zone III) .

Abstract

The aim of this study is the conception of structure used for commercial, Service and residential. It composes of R + 10 stories + one underground that will be established in Alger state which is classified in zone III according to the Algerians rules against quake (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software ETABS.V9.7.

The calculations of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in famous strengths in Algeria (CBA 93, BAEL91 modified 99, RPA99 - Version 2003). About the checking of reinforcement, we used software SOCOTEC. At the end, the study of the elements of the underground, namely the foundations, also part from this project.

Keys Word: R + 10 stories + one underground, established by software ETABS.V9.7. , classified in (zone III).

ملخص:

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع متنوع (تجاري، خدماتي، سكني) تتألف من طابق تحت أرضي + طابق أرضي سفلي + 10 طوابق، يتم إنجازها بولاية الجزائر، المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003). مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة. الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (ETABS V9.7).

تحديد الأبعاد والتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

(BAEL 91 modifié 99, CBA 93 et RPA 99 modifié 2003).

للتحقق من نتائج التسليح استعنا بواسطة البرنامج الألي. SOCOTEC.

في الأخير، دراسة الطوابق المشكلة لقاعدة البناية و التي هي جزء من هذا المشروع.

الكلمات المفتاحية : دراسة بناية ذات طابع متنوع، المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 3، باستعمال برنامج ألي (ETABS V9.7) (BAEL

91 modifié 99, CBA 93 et RPA 99 modifié 2003

Introduction

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions structurées ou des malfaçons d'exécutions.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

En effet, l'ingénieur du génie civil est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Pour cela les différentes études et règlement préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques

Le projet du présent travail consiste à étudier un bâtiment (R + 10+sous sol) contreventé par voiles porteurs qui doit être calculé pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usagers

Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui fera l'objet des trois premiers chapitres, nous allons nous intéresser dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003).

Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre 5. En dernier lieu, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre 6.

1.1. Introduction

L'ouvrage qui nous a été confié par une société nationale est une tour composée d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée à usage commercial et dix étages à usage d'habitation. L'ouvrage est implanté à ALGER qui est une ville classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de forte sismicité (zone III).

1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les dimensions de l'ouvrage sont :

Longueur totale : $L=21.95\text{m}$

Largeur totale : $L=17.30\text{m}$

Hauteur totale (y compris l'acrotère) $H=37.56\text{m}$

Hauteur du sous-sol: $4,08\text{m}$

Hauteur du R.D.C : $4,08\text{m}$

Hauteur d'étage 2.88m

1.3. Les éléments de l'ouvrage

1.3.1. L'ossature

Conformément au règlement parasismique algérien, nous prévoyons de concevoir la tour par un système porteur composé de portiques et de voiles qui reprennent conjointement les charges verticales et horizontales au prorata de leur rigidité. Le système porteur composé de voiles et portiques peut être de deux types :

 Système de contreventement mixte.

 Système de contreventement en portique par des voiles.

1.3.2. Les planchers

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide. Ils sont conçus pour résister aux efforts qui agissent dans leurs plans et assurent leur transmission aux éléments de contreventement.

1.3.3. Les escaliers : Sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

1.3.4. Balcons : Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

1.3.5. Terrasses : Le bâtiment est muni d'une terrasses inaccessible.

1.3.6. La cage d'ascenseur : Notre tour comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

1.3.7. Le remplissage (maçonnerie) : La maçonnerie du bâtiment réalisée en briques creuses.

Les murs extérieurs : sont constitués en double parois de briques (10 cm et 15 cm

d'épaisseurs), séparé par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs : sont constitués d'une seule paroi de la brique d'épaisseur 10 cm.

1.3.8. L'acrotère: C'est un élément en béton armé, encastrés à sa base au plancher terrasse.

1.3.9. Les revêtements

Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.

Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.

Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

1.3.10. Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

1.3.11. Système de coffrage

On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

1.4. Hypothèses de calcul

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément au règlement **BAEL 91** (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

1.4.1. Etats limites ultimes (ELU) : Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

Equilibre statique.

Résistance de l'un des matériaux de la structure.

Stabilité de forme.

Les hypothèses de calcul sont :

Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

Le béton tendu est négligé dans les calculs.

L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

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

Ouverture des fissures.

Déformation des éléments porteurs.

Compression dans le béton.

Les hypothèses de calcul sont :

Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

Le béton tendu est négligé dans les calculs.

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E = 15E_b$; $n = 15$) $n=15$: coefficient d'équivalence.

1.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

1.5.1. Béton

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé des granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

a. Résistance caractéristique du béton à la compression : Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

$$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa: } f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)}$$

$$f_{c28} > 40 \text{ MPa: } f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(1,4 + 0,95j)}$$

b. La résistance caractéristique du béton à la traction : La résistance du béton à la traction est faible ; elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression ; elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 12})$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

c. Module de déformation longitudinale : Il existe deux modules de déformation longitudinale

Module de déformation instantanée :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij} = 32\,164,195 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 21})$$

Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{vj} = 10\,818,86 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1 22})$$

d. Module de déformation transversale : Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson qui est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal à : (BAEL 91, art A.2.1 ,3)

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

e. Modèles de calcul**A l'ELU :**

ζ_{bc} : La déformation du béton à la compression.

$$\text{Si : } 0 \leq \zeta_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b \cdot \left[1 - \left(2 - \frac{\zeta_{bc}}{2} \right) \right]}$$

La courbe est sous forme d'une parabole.

$$\text{Si : } 2\text{‰} \leq \zeta_{bc} \leq 3,5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité partiel.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ situation courante.

La courbe est sous forme d'un rectangle.

Avec:

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

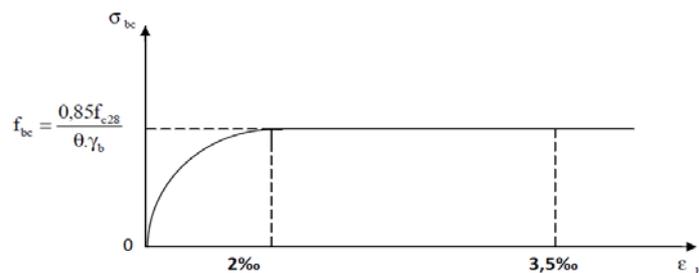


Figure 1.1 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

A l'ELS : la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.4.5,2})$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

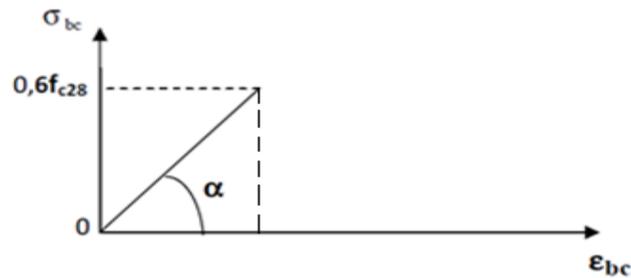


Figure 1.2 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

f. Contrainte limite de cisaillement à l'ELS : La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

(BAEL 91 modifiés 99, art A.5.1, 21).

V_u : Effort tranchant à l'ELU

dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d_{bc} : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

Cette contrainte doit respecter les conditions limite suivantes : Si les armatures sont droites :

$$\tau_u \leq 0,64 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}$$

En fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq 0,64 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}$$

En fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_u \leq 0,51 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}$$

Si les armatures sont inclinées à 45° :

$$\tau_u \leq 0,90 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}$$

Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$: il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ_u .

Poids volumique de béton : Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.

2500 daN/m³ s'il est armé.

1.5.2. Acier

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs

états de surfaces :

Les ronds lisses (RL) FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.

Les aciers à haute adhérence (HA) FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.

Treillis soudé de type TS520.

a. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s=200000 \text{ MPa}$. (BAEL 91, art A.2.2, 1)

b. Coefficient de poisson des aciers : il est pris égal à $\nu = 0,3$.

c. Contraintes limites :

Contraintes limites ultimes :
$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

σ_s : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que : $\gamma_s = 1,15$ en situation courante.

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

Contrainte limite de service : A fin de réduire les risques d'ouvertures des fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

Fissuration peu nuisible (**FPN**): cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

(BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 32)

Fissuration préjudiciable (**FP**) : cas des éléments exposés aux agressions non sévères : chimiques, atmosphériques, ... etc.

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}. \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 33})$$

Fissuration très préjudiciable (**FTP**) : cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\overline{\sigma}_s = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}. \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 34})$$

Avec η : Coefficient de fissuration égale à :

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haut adhérence (HA) de diamètre $\geq 6 \text{ mm}$

$\eta = 1,3$ pour les aciers à haut adhérence (HA) de diamètre $\leq 6 \text{ mm}$

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

e. Diagramme contraintes déformations de l'acier : Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant : (BAEL 91, art A.2.2, 2)

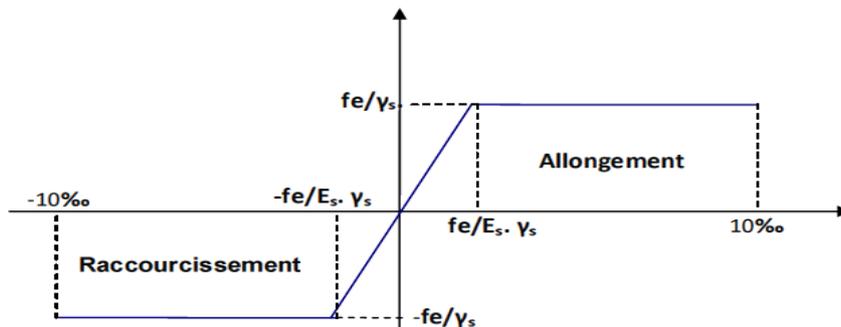


Figure 1.3 : Diagramme contrainte-déformation.

f. Protection des armatures : (BAEL 91, art A.7.2, 4)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

C= 5cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

C= 3cm : pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

C= 1cm : pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations.

1.6. La réglementation utilisée

L'étude du présent ouvrage est menée suivant les règles :

BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).

RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).

DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).

CBA 93 Règle de conception et de calcul des structures en béton armée.

2.1. Introduction

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant: RPA99, BAEL91, DTRB.2.2.

2.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

2.2.1. Les planchers

Les planchers, quelque soit leur nature, ils servent à déterminer les niveaux ou les étages d'un bâtiment. Ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Dans notre cas, nous optons pour les planchers à corps creux qui sont constitués: d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé (figure 2.1).

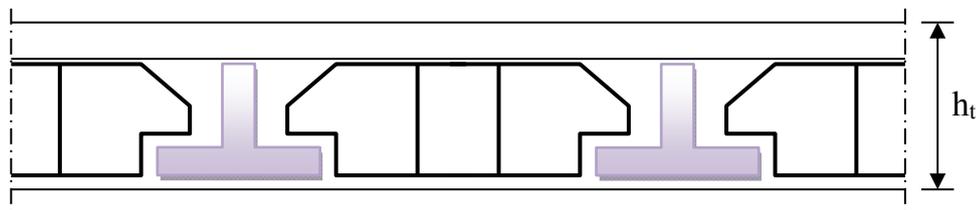


Figure 2.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

L'épaisseur du plancher (e) est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \min (L_{x \max}, L_{y \max}) / 22.5.$$

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis, selon le sens de disposition des poutrelles :

$$L_{\max} = 3,95 \text{ m} \Rightarrow e \geq 17.56 \text{ cm} \quad \text{Donc on prend : } e = 20 \text{ cm}$$

Avec : 16 cm \rightarrow corps creux.

4 cm \rightarrow la dalle de compression.

2.2.2. L'acrotère

L'acrotère c'est un élément non structural faisant partie du plancher terrasse encastré à sa base, et réalisé en béton armé.

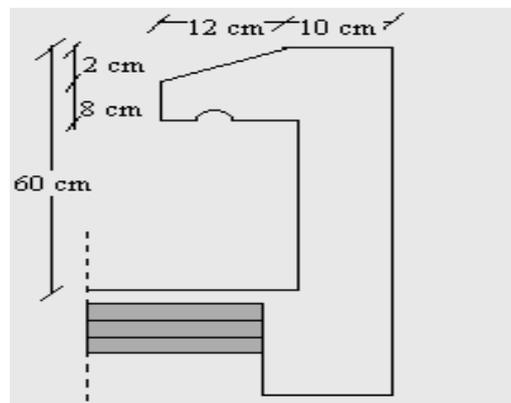


Figure 2.2 : Acrotère .

2.2.3. Les balcons

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encastrée d'un bord et libre d'un autre.

L'épaisseur de la dalle est conditionnée par : $e \geq \frac{L}{10}$

L : largeur du balcon

On prend comme épaisseur : $e \geq \frac{1,40}{10} \Rightarrow e \geq 0,14\text{m}$ Donc : **e = 15 cm**

2.2.4. Les escaliers

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place. Les paillasse sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

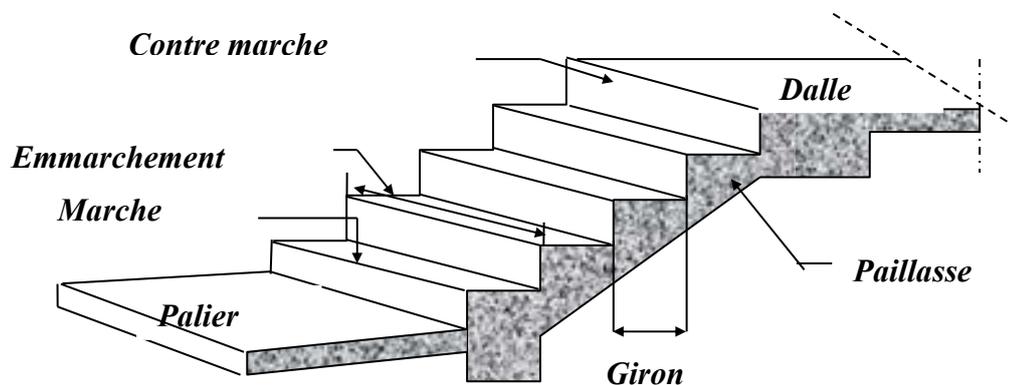


Figure 2.3 : Terminologie des escaliers .

Caractéristiques techniques :

Un escalier est caractérisé par :

- g : largeur de marche (giron).
- h : hauteur de la contre marche.
- n : nombre de marche.
- L : largeur la volée.

Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule suivante :

-formule de BLONDAL : $59 \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm}$.

$$16.5 \leq h \leq 17.5$$

-hauteur de la marche : **h=17cm.**

-En pratique on prend : **g=30cm.**

Pour le RDC et Sous sol :

-Hauteur d'étage : **H=4.08.**

-détermination du nombre de marches : **n=H/h=408/17=24 marches (12+12).**

- Hauteur de la paillasse : $H'=0,17*12=2.04 \Rightarrow H'=2.04.$

-détermination de la longueur projetée de la paillasse : **L=g (n-1)=3.30m.**

- détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 31,72^\circ$.
- détermination de la largeur de la paillasse : $L_p = H'/\sin \alpha = 3.88\text{m}$.
- détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L_p/30 \leq e \leq L_p/20 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$.
- l'épaisseur du palier : $e = 20\text{cm}$.

Pour l'étage courant :

- Hauteur d'étage : $H = 2.88\text{m}$.
- détermination du nombre de marches : $n = H/h = 288/17 = 16 \text{ marches } (8+8)$
- Hauteur de la paillasse : $H' = 0,17 * 8 = 1.36 \Rightarrow H' = 1.36$.
- détermination de la longueur projetée de la paillasse : $L = g (n-1) = 2,1\text{m}$.
- détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 32,93^\circ$.
- détermination de la largeur de la paillasse : $L_p = H'/\sin \alpha = 2.50\text{m}$.
- détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L_p/30 \leq e \leq L_p/20 \Rightarrow e = 16 \text{ cm}$.
- l'épaisseur du palier : $e = 16\text{cm}$.

2.3. Pédimensionnement des éléments porteurs principaux

2.3.1. Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Les voiles assurant le contreventement sont supposés, d'après le RPA 99 version 2003 article 7.7.1, comme éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4 e$) (figure 2.4). L'article 7.7.1 RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale soit de 15 cm.

$$e \geq \text{Max}\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right)$$

1- Pour R D C et sous sol ($h_e = 4,08 \text{ m}$)

$$e \geq h_e / 20 = 408 / 20 = 20,4\text{cm}.$$

Donc on prend comme épaisseur: $e = 20 \text{ cm}$

2- pour l'étage courant : ($h_e = 2,88 \text{ m}$)

$$e \geq h_e / 20 = 288 / 20 = 14,4\text{cm}.$$

Donc on prend comme épaisseur: $e = 15 \text{ cm}$

Ainsi, on adopte l'épaisseur des voiles : $e = 20\text{cm}$ sur toute la hauteur de la structure. Avec une longueur $L \geq 4e = 80\text{cm}$.

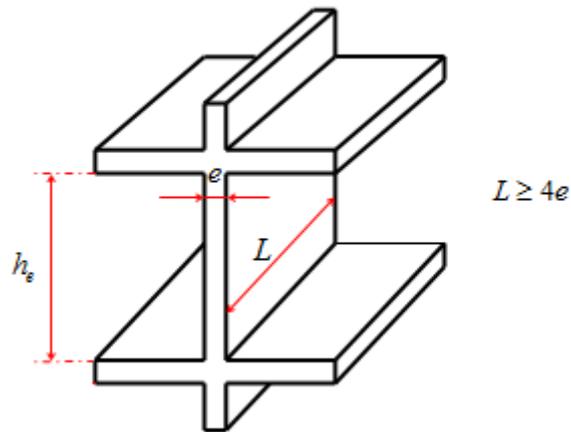


Figure 2.4 : coupe de voile en élévation .

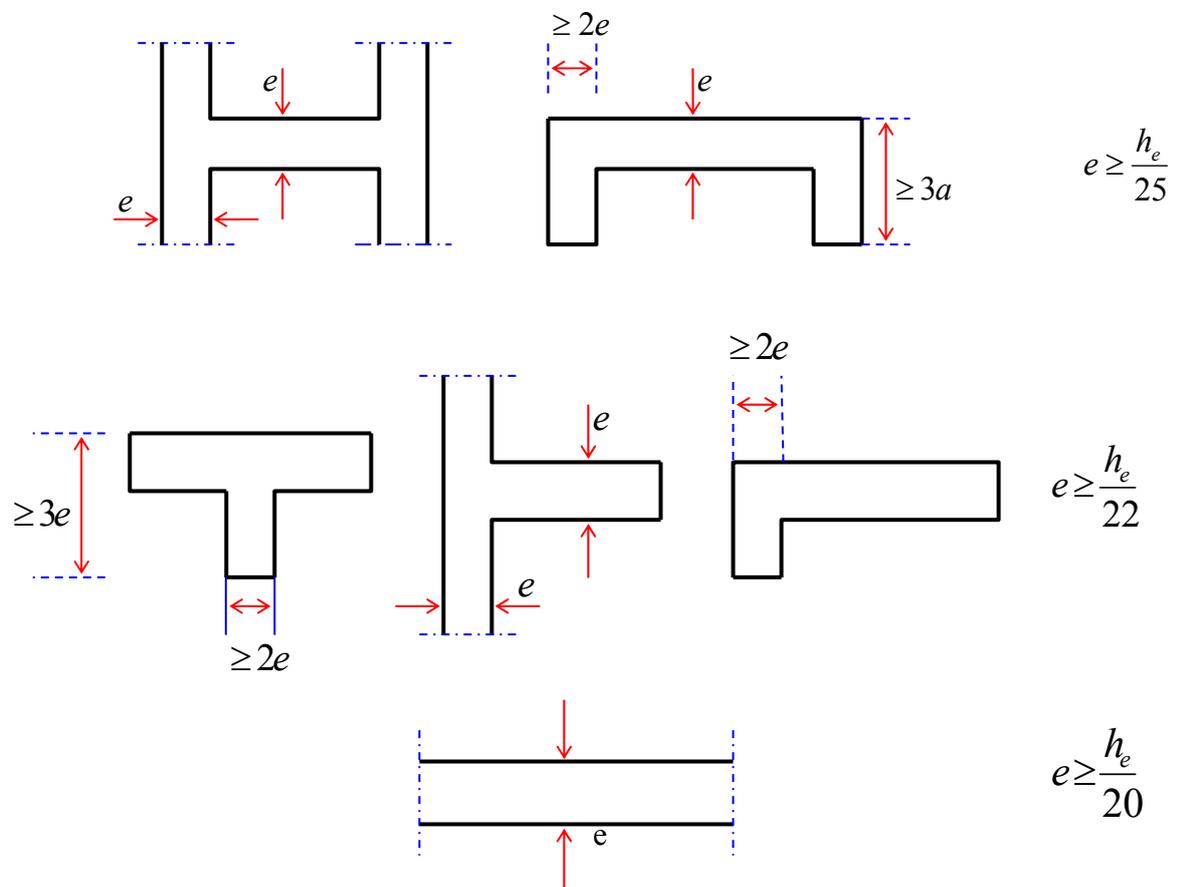


Figure 2.5 : Coupe du voile en plan .

2.3.2. Les poutres

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \dots\dots\dots (2)$$

Avec L : portée de la poutre

h : hauteur de la section

b : largeur de la section

a. Poutres principale :

$$L = 5 \text{ m}$$

Détermination de la hauteur "h" :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$$

donc on prend: **h = 45cm**

Détermination de la largeur "b" :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

donc on prend **(hxb) = (45x25) cm²**

b. Poutres secondaire :

$$L = 3,95 \text{ m}$$

Détermination des dimensions :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 23,67 \text{ cm} \leq h \leq 35,5 \text{ cm} \text{ Donc on prend : } \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \text{ on prend } \mathbf{(hxb) = (35x25) \text{ cm}}$$

Ces dimensions doivent respecter l'article : 7.5.1 de "RPA 99 version 2003" qui se présente comme suit :

Tableau 2.1 : Vérification des dimensions des poutres selon le RPA 99 version 2003 .

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	CV
$h \geq 30 \text{ cm}$	45	35	CV
$h/b \leq 4$	1.5	1.4	CV

2.3.3. Les poteaux

Le calcul de la section du béton se fait sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

a) Principe

Le pré dimensionnement de la section du béton des poteaux se fait en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités (de rive, d'angle et de centre). On utilise un calcul basé sur la descente de charge, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation. Pour cela, on suit les étapes suivantes :

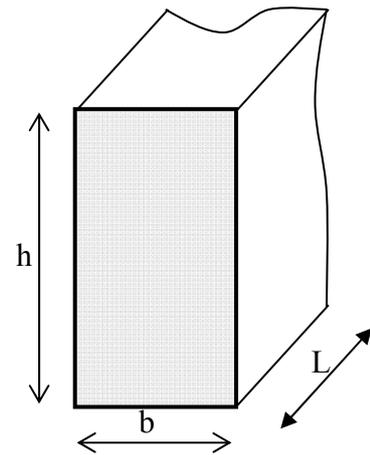


Figure 2.6 : Dimensions de poutre .

- On considère le poteau le plus sollicité (central, de rive et d'angle).
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.
- On amènera le calcul à L'ELU (**BAEL 91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).

La formule générale :

$$Br \geq (k \beta Nu) / ((\theta f_{bu} / 0,9) + (0,85 / 100) \cdot f_{ed})$$

Où

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que :

Br : la section réduite de poteau et $Br = (a - 2cm) \times (b - 2cm)$

Nu : l'effort normal ultime $Nu = 1,35G + 1,5Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ k = 1.20 \text{ et} \\ f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{tj} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{si plus de la majorité des charges} \\ \text{est appliquée avant 28 jours} \end{array}$$

$k = 1$ pour les autres cas

Dans notre cas on a $k = 1$

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \gamma_b ; f_{ed} = f_e / \gamma_s$$

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 ;

Avec γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$$\gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle}$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

$$\gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle}$$

θ : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad : \quad T > 24h \dots \dots \dots \text{c'est notre cas} \\ \theta = 0.9 \quad : \quad 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 \quad : \quad T < 1h \end{array} \right.$$

$$F_{bu} = 0,85 \cdot 25 / 1,15 = 14,2 \text{ MPa} ; f_{ed} = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

β : Coefficient dépendant de l'élançement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit : - si $\lambda \leq 50$: $\beta = 1 + 0,2 \cdot (\lambda / 35)^2$;

- si $50 < \lambda < 70$: $\beta = 0,60 (50 / \lambda)^2$.

$\lambda = l_f \sqrt{12} / a$ (a : la plus petite cote)

Le calcul se fait en compression centrée. On fixe l'élançement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$ (pour que toutes les armatures participent à la résistance) d'après le BAEL 91 On aura : $a = \sqrt{(12/35 \times l_f)}$ $\Rightarrow a = l_f/10$, tel que l_f la longueur de flambement.

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

$$\begin{cases} \alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times (\lambda/35)^2) & \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \times (50 / \lambda)^2 & 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : est égale à 35 pour être toujours dans la compression centrée suivant le même article, d'où :

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708$$

D'où: $\beta = 1 + 0,2 \cdot 1 = 1,2$

$$Br \geq (k \beta N_u) / ((\theta f_{bu} / 0,9) + (0,85 / 100) \cdot f_{ed})$$

$$Br \geq ((1,1,2 \cdot N_u \cdot 10^{-3}) / (1 \cdot (14,2 / 0,9) + (0,85 / 100) \cdot 348)) \cdot 10^4 = 0,64 N_u \text{ (cm}^2\text{)}.$$

b. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

Les charges permanentes (**G**).

Les surcharges d'exploitation (**Q**).

b.1. Plancher terrasse

La terrasse est inaccessible. Son plancher est réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales. (Figure 2.7).

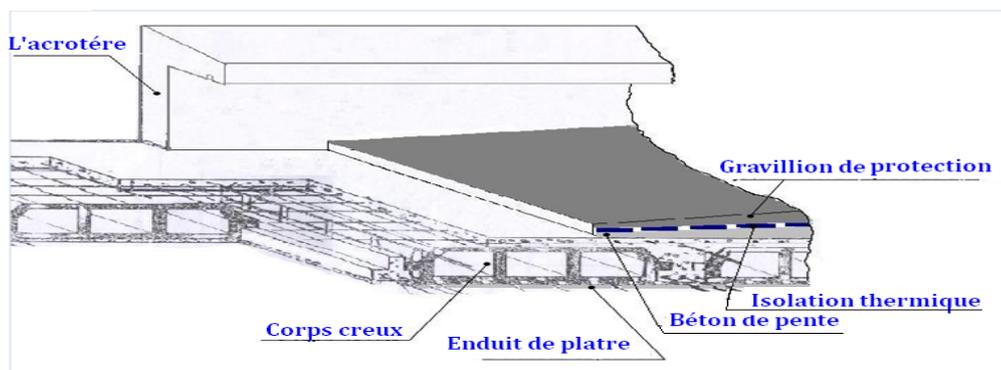


Figure 2.7 : Plancher terrasse (corps creux)

Tableau 2.2 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Protection en gravillon	5	1700	85
Étanchéité multicouche	/	/	12
Forme de pente	10	2000	200
papier kraft (2feuilles).	/	/	50
Isolation thermique	4	400	16
Dalle de compression +corps creux	16 + 4	2850	285
Enduit plâtre	2	1000	20
$G = 668\text{kg/m}^2$			

Charge d'exploitation : Le plancher terrasse est inaccessible la charge d'exploitation Q est de 100kg/m^2

b.2. Planchers des étages courants

Comme précisé précédemment, les planchers des étages courants sont en corps creux. La figure 2.8 montre en détail les différents matériaux constituant ces planchers.

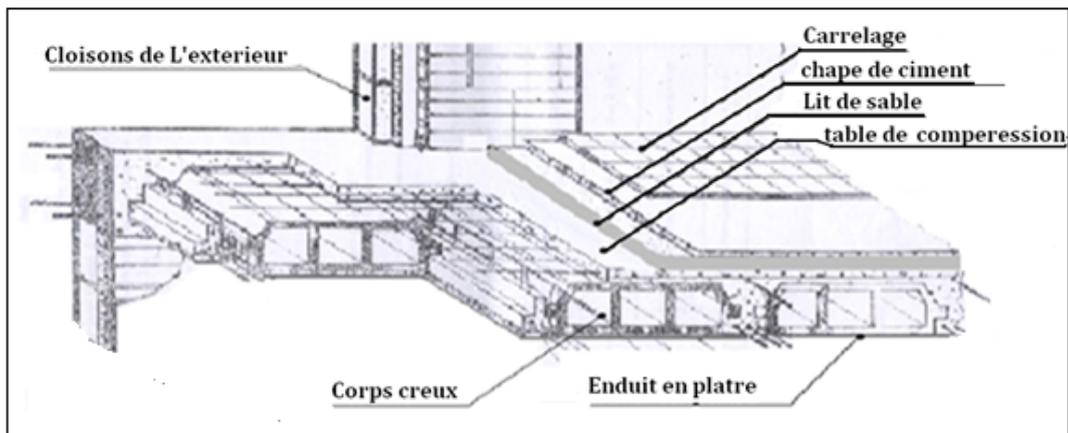


Figure 2.8 : Composition du plancher d'étage courant .

Tableau 2.3 : Charge permanente du plancher d'étage courant .

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle de compression +corps creux	16+4	2850	285
Enduit plâtre	2	1000	20
cloison de distribution	10	900	90
$G = 511\text{ kg/m}^2$			

Charge d'exploitation : Pour les étages courant à usage d'habitation plus services (collectif) : $Q = 250\text{kg/m}^2$.

Tableau 2.4 : Charge permanente du mur extérieur .

Matériau	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Enduit extérieur	2	2000	40
Brique creuse	10	900	90
L'âme de l'aire	5	/	/
Brique creuse	10	900	90
Enduit en plâtre	2	1000	20
$G = 240\text{ kg/m}^2$			

Tableau 2.5 : Charge permanente du mur intérieur .

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (Kg/m ³)	Poids surfacique (Kg/m ²)
Enduit en plâtre	2	1000	20
Briques creuses	10	/	90
Revêtement de ciment	2	2000	40
$G = 150\text{ kg/m}^2$			

b.3. Charges et surcharges au niveau des balcons

Tableau 2.6 : Évaluation des charges permanentes de balcon .

Matériau	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en B A	15	2500	375
Enduit en ciment	2	2000	40
$G = 560\text{kg/m}^2$			

Charge d'exploitation : pour les balcons $Q = 350\text{kg/m}^2$

b.4. Charges et surcharges au niveau des escaliers

Tableau 2.7 : charge permanente du palier du RDC et Sous sol .

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	20	2500	500
Enduit de ciment	3	1000	30

$$G = 646\text{kg/m}^2$$

Charge d'exploitation : pour le palier $Q = 250\text{kg/m}^2$

Tableau 2.8 : charge permanente au niveau de la volée du RDC et Sous sol

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m^3)	G (kg/m^2)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	/	/	100
Marche	h=17	2000	213
Paillasse	20	2500	500
Enduit en ciment	3	1000	30
Gardes corps	/	/	90
$G = 1013\text{kg/m}^2$			

Charge d'exploitation : pour la volée $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

Tableau 2.9 : charge permanente du palier de l'étage courant .

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m^3)	G (kg/m^2)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	16	2500	400
Enduit de ciment	3	1000	30
$G = 546\text{kg/m}^2$			

Charge d'exploitation : pour le palier $Q = 250\text{kg/m}^2$

Tableau 2.10 : charge permanente au niveau de la volée de l'étage courant.

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m^3)	G (kg/m^2)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	/	/	100
Marche	h=17	2000	213
Paillasse	16	2500	400
Enduit en ciment	3	1000	30
Gardes corps	/	/	90
$G = 913\text{kg/m}^2$			

Charge d'exploitation : pour la volée $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

Tableau 2.11 : charge permanente pour l'acrotère

<i>masse volumique</i> [kg/m ³]	<i>Surface de l'acrotère [m²]</i>	<i>Charge permanente</i> <i>de l'acrotère [kg/ml]</i>
2500	$S = [(0.1*0.60)+(0.02*0.12)/2+ (0.08*0.12)]$ S=0.071	G =171

Charge d'exploitation : pour l'acrotère $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par "BAEL 91 modifié 99"

Avec n : Nombre d'étage.

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitation des planchers courants.

Remarque :

La Charge d'exploitation de Plancher RDC et sous sol à usage commercial : **$Q=3,5\text{KN/m}^2$** .

Tableau 2.12 :Dégression des charges d'exploitations .

Niveau	Charge Q	Σ charge d'exploitation	Σ charge (t/m ²)
T	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	0,1
P10	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	0,350
P9	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	0,575
P8	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	0,775
P7	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	0,950
P6	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	1,100
P5	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	1,225
P4	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots+Q_7)$	1,342
P3	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	1,480
P2	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,66(Q_1+\dots+Q_9)$	1,585
P1	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	1,725
RDC	Q_{11}	$\Sigma_{11}=Q_0+0,64(Q_1+\dots+Q_{11})$	1,924
S/SOL	Q_{12}	$\Sigma_{12}=Q_0+0,63(Q_1+\dots+Q_{11}+Q_{12})$	2,116

Calcul de la surface d'influence pour le poteau le plus sollicité

Poteau centrale

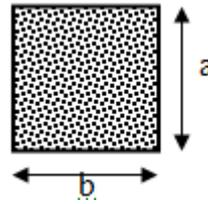
Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

-Charge Permanente :

$$N_G = G \times S$$

G: charge Permanente.

S: surface offerte majorée.



-Charge d'exploitation

$$N_Q = Q \times S$$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression de charge)

S : surface offerte majorée.

- Calcul de la charge limite ultime Nul :

$$N_{ul} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$B_r = 0,64 N_{ul} \text{ (cm}^2\text{)}.$$

Détermination de la section :

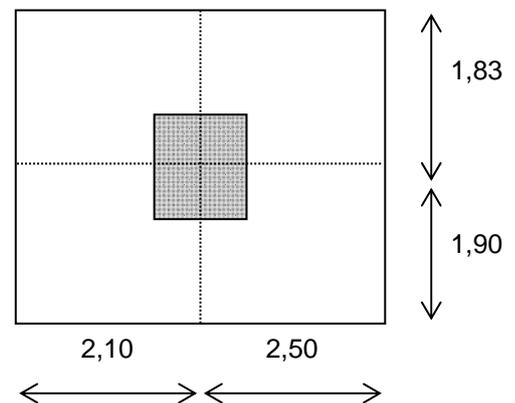
Pour une section carrée $B_r = (a - 0,02)^2$ d'où : $a = b = \sqrt{B_r} + 2$ (en cm).

$$S = (4,6 * 3,73) = 17,158 \text{ m}^2$$

Remarque :

On majore la surface reprise par le poteau intérieur par un coefficient de majoration égale à 1.1.

$$S_{\text{majoré}} = 17,158 * 1,1 = 18,87 \text{ m}^2$$



La considération sont indiquées le tableau ci-dessous :

Tableau 2.13 : Dimensions prises des poteaux

niveaux	S Sol, RDC, 1 ^{ere}	2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}
poteau	(50*50) cm ²	(45*45) cm ²	(40*40) cm ²	(35*35) cm ²

Vérification vis-à-vis du RPA2003

Selon l'article 7.4.1 du RPA2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min} (b, h) \geq 30\text{cm}$ en zone III

- $\text{Min} (b, h) \geq h_e/20$

$$(50, 50) \geq h_e/20 = (4,08 - 0,35)/20 = 18.55\text{cm}$$

$$(45, 45) \geq h_e/20 = (2,88 - 0,35)/20 = 12.65 \text{ cm}$$

$$(40, 40) \geq h_e/20 = (2,88 - 0,35)/20 = 12.65\text{cm}$$

$$(35, 35) \geq h_e/20 = (2.88-0,35)/20=12.65\text{cm}$$

$-1/4 < b/h < 4$ toutes les conditions sont vérifiées.

Vérification au flambement

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$.

On a :

- $L_f = l_0$ (la hauteur de poteau).
- $\lambda = L_f/i$ (l'élancement).
- $i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale).

Tableau 2.14 : Vérification au flambement

Niveau	La section	L_f	i	λ	$\lambda \leq 50$
S sol	50*50	4,08	0.1443	28,274	Vérifiée
RDC		4,08		28,274	Vérifiée
1 ^{ère} étage		2,88		19.958	Vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	50*50	2,88	0.1299	22.170	vérifié
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} ,	50*50	2,88	0.1154	24,956	Vérifiée
8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} ,	50*50	2,88	0.1010	28,515	Vérifiée

Poteau de rive

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

- Charge Permanente

$$N_G = G \times S$$

G: charge Permanente.

S: surface offerte majorée.

- Charge d'exploitation

$$N_Q = Q \times S$$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression de charge)

S : surface offerte majorée.

- Calcul de la charge limite ultime Nul

$$N_{ul} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

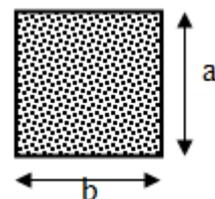
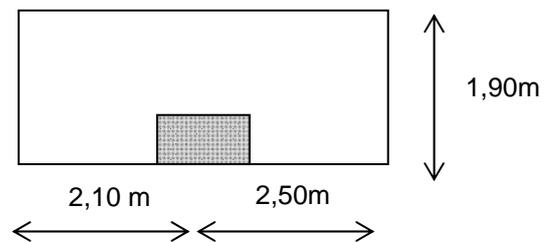
$$B_r = 0,64 N_{ul} \text{ (cm}^2\text{)}.$$

Détermination de la section

Pour une section carrée $B_r = (a - 0,02)^2$ d'où : $a = b = \sqrt{B_r} + 2$ (en cm).

$$S = (4,6 * 1,9) = 8,74 \text{ m}^2$$

Remarque : On majore la surface de poteau de rive 10%.



On prend des poteaux comme l'indique le tableau:

Tableau 2.14 : Dimensions prises des poteaux .

niveaux	S Sol, RDC, 1 ^{ere}	2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme}	7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}
poteau	(40*40) cm ²	(35*35) cm ²	(30*30) cm ²

Vérification vis-à-vis du RPA2003

Selon l'article 7.4.1 du RPA2003, les dimensions de la section des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b, h) ≥ 30cm en zone III

- Min (b, h) ≥ h_e/20

$$(40, 40) \geq h_e/20 = (4,08 - 0,35)/20 = 18,55 \text{ cm}$$

$$(40, 40) \geq h_e/20 = (2,88 - 0,35)/20 = 12,65 \text{ cm}$$

$$(35, 35) \geq h_e/20 = (2,88 - 0,35)/20 = 12,65 \text{ cm}$$

$$(30, 30) \geq h_e/20 = (2,88 - 0,35)/20 = 12,65 \text{ cm}$$

-1/4 < b/h < 4 toutes les conditions sont vérifiées.

Vérification de flambement

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$.

On a :

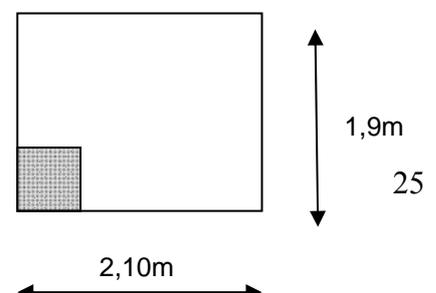
- $L_f = l_0$ (la hauteur de poteau).
- $\lambda = L_f/i$ (l'élancement).
- $i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale).

Tableau 2.16 : Vérification au flambement.

Niveau	La section	L _f	i	λ	λ ≤ 50
S sol		4,08		35,324	Vérifiée
RDC		4,08		35,324	Vérifiée
1 ^{ere} étage	1600	2,88	0.1155	24.935	Vérifiée
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme}	1225	2,88	0.1010	28.515	vérifié
, 7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	900	2,88	0.0866	33,256	Vérifiée

Poteau d'angle

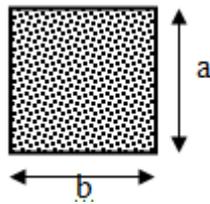
Pour déterminer les dimensions des poteaux d'angle, on présente la méthode de calcul suivante :



- **Charge Permanente** : $N_G = G \times S$

G: charge Permanente.

S: surface offerte majorée.



- **Charge d'exploitation**

$$N_Q = Q \times S$$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression de charge)

S : surface offerte majorée.

- **Calcul de la charge limite ultime Nul**

$$N_{ul} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$B_r = 0,64 N_{ul} \text{ (cm}^2\text{)}.$$

Détermination de la section

Pour une section carrée $B_r = (a - 0,02)^2$ d'où : $a = b = \sqrt{B_r} + 2$ (en cm).

$$S = (2,1 * 1,9) = 3,99 \text{ m}^2$$

Remarque : Les surfaces des poteaux de rive ne sont pas majorées.

On prend des poteaux comme l'indique le tableau:

Tableau 2.17 : Dimensions prises des poteaux .

niveaux	S Sol, RDC, 1 ^{er} 2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}
poteau	(30*30) cm ²

Vérification vis-à-vis du RPA2003

Selon l'article 7.4.1 du RPA2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min (b, h)} \geq 30\text{cm}$ en zone III

- $\text{Min (b, h)} \geq h_e/20$

$$(30, 30) \geq h_e/20 = (4,08 - 0,35)/20 = 18.55\text{cm}$$

$$(30, 30) \geq h_e/20 = (2,88 - 0,35)/20 = 12.65 \text{ cm}$$

- $1/4 < b/h < 4$ toutes les conditions sont vérifiées.

Vérification au flambement : On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$.

On a :

- $L_f = l_0$ (la hauteur de poteau).
- $\lambda = L_f/i$ (l'élancement).
- $i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale)

Tableau 2.18 : Vérification au flambement .

Niveau	La section	L_f	i	λ	$\lambda \leq 50$
--------	------------	-------	---	-----------	-------------------

S sol		4,08		47.11	Vérifiée
RDC	50*50	4,08	0.0866	47.11	Vérifiée
1 ^{ere} étage ,2 ^{eme} , 3 ^{eme} ,4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} 9 ^{eme} , 10 ^{eme}		2,88		33.25	Vérifiée

3.1 Introduction

Les éléments non-structuraux sont les éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitations, cependant ils doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

3.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T_e en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

Le calcul avant coulage.

Le calcul après coulage.

Avant coulage

Avant le coulage de la dalle de compression, La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales, elle doit supporter son poids propre, le poids de l'ouvrier et le poids du corps creux.

Tableau 3.1 : Charges et surcharges revenant aux poutrelles .

Charge permanente	Poids propre des poutrelles	25x0.12x0.04=0.12KN/m
	Poids propre du corps creux	0.95x0.65=0.62KN/m
	Total	0.74KN/m
Charge d'exploitation	Main d'œuvre	1KN/m

Sollicitations combinées

$$ELU : 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{KN/m}$$

$$ELS : G + Q$$

$$q_{ser} = 0.74 + 1 = 1.74 \text{KN/m}$$

Tableau 3.2 : Sollicitations de calcul $L_y=3.95m$.

	ELU	ELS
$M = ql^2/8$	4.87	3.39
$T = ql/2$	4.94	3.44

Calcul de ferrailage : La poutrelle travaille en flexion simple à l'ELU.

$$b = 12 \text{ cm} ; \quad d = 0,9 \cdot h = 3,6 \text{ cm} ; \quad h = 4 \text{ cm} ; \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 2.205 \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4.87}{4.94} = 0.985$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 * f_{c28} - 3050) * 10^{-4} = 0,156$$

Donc : $\mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow A' \neq 0$, La section est doublement armée.

Après coulage

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T avec les dimensions suivantes : $b=65$ cm, $h_0=4$ cm, $b_0=12$ cm, $h=20$ cm.

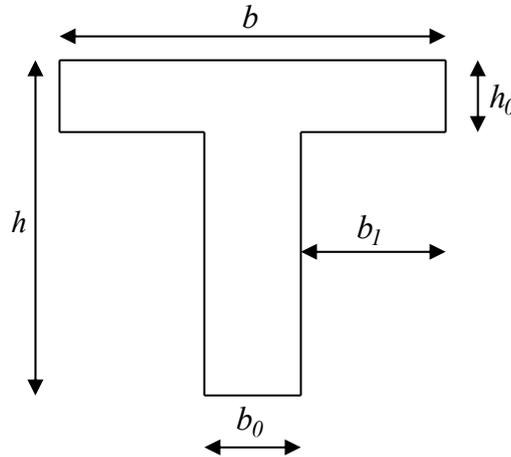


Figure 3.1: : Section en T de la poutrelle .

Tableau 3.3 :Charges et surcharges revenant aux poutrelles .

	Terrasse inaccessible	Etage courante et RDC
Charge permanente (KN/m)	6.68	5.11
Charge d'exploitation (KN/m)	1	3.5

Sollicitations combinées

Terrasse

$$\begin{cases} E.L.U : q_u = (10.52) \times 0.65 = 6.84 \text{ KN / ml} \\ E.L.S : q_{ser} = (7.68) \times 0.65 = 4.99 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

Etage courant

$$\begin{cases} E.L.U : q_u = (12,15) \times 0.65 = 7,90 \text{ KN / ml} \\ E.L.S : q_{ser} = (8.61) \times 0.65 = 5,60 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

Choix de la méthode de calcul : On utilise l'une des deux méthodes simplifiées :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

Méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$

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 de Caquot.

Application

1) $\left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,22 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.} \end{array} \right.$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

3) $\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,20}{5,00} = 1,04 \Rightarrow 0,8 < 1,04 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$

4) La fissuration est peu nuisible.

⇒ Alors cette méthode est applicable.

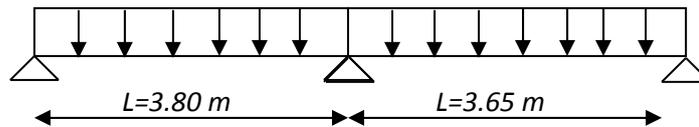


Figure 3.2: Schéma statique de la poutrelle de type 1.

Tableau 3.4 : Calcul des coefficients.

Coefficients / plancher	Terrasse
$\alpha = Q/G + Q$	0,41
$1 + 0.3\alpha$	1,123
$(1.2 + 0.3\alpha)/2$	0,661

On doit respecter les conditions suivantes :

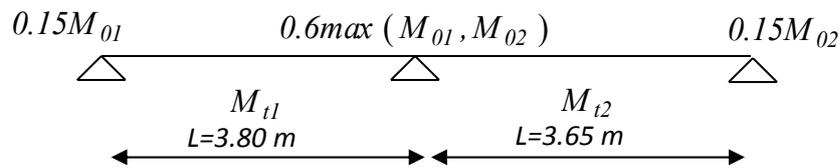
$$M_t \geq \max \{1.05M_o, (1 + 0.3\alpha)M_o\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_o \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_o \text{ dans une travée de rive.}$$

Avec M_w et M_e sont les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (W) et de droite(e) dans la travée considérée.

M_t le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Plancher étage courant RDC**Figure 3.3: Schéma de la poutrelle du plancher étage courant RDC à l'ELU .****Premier type de poutrelle à deux travées**

1) Calcul les moments isostatiques à l'ELU :

- Travée1 :
$$M_{01} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{7,90 \cdot (3,80)^2}{8} = 14,26 \text{ KN} \cdot \text{m}$$
- Travée2:
$$M_{02} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{7,90 \cdot (3,65)^2}{8} = 13,16 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

2) Moment sur appuis:

$$M_a = -0,15 M_{01} = -2,14 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_b = -0,6 \max(M_{01}; M_{02}) = -8,56 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

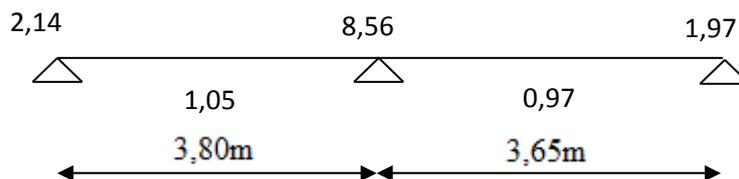
$$M_c = -0,15 M_{02} = -1,97 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

3) Moment en travée:

$$M_{t1} = M_{01} \frac{1,2 \times 0,3 \alpha}{2}$$

$$M_{t2} = M_{02} \frac{1,2 \times 0,3 \alpha}{2}$$

$$\begin{cases} M_{t1} = 1,05 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{t2} = 0,97 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

**Figure 3.4: Moment en appuis et en travée de la poutrelle du type 1 à l'ELU.**

1) calcul les moments isostatiques à l'ELS :

- Travée1 :
$$M_{01} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,60 \cdot (3,80)^2}{8} = 10,11 \text{ KN} \cdot \text{m}$$
- Travée2:
$$M_{02} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,60 \cdot (3,65)^2}{8} = 9,32 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

2) Moment sur appuis:

$$M_a = -0,15 M_{01} = -1,52 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_b = -0,6 \max(M_{01}; M_{02}) = -6,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_c = -0,15 M_{02} = -1,40 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

3) Moment en travée:

$$M_{t1} = M_{01} \frac{1,2 \times 0,3 \sigma}{2}$$

$$M_{t2} = M_{02} \frac{1,2 \times 0,3 \sigma}{2}$$

$$\begin{cases} M_{t1} = 0,75 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{t2} = 0,69 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

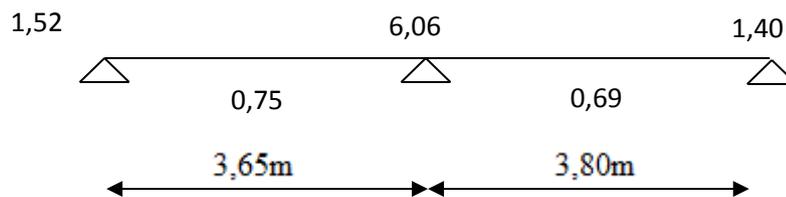


Figure 3.5: Moment en appuis et en travée de la poutrelle du type 1 à l'ELS .

2) deuxième type de poutrelle à six travées

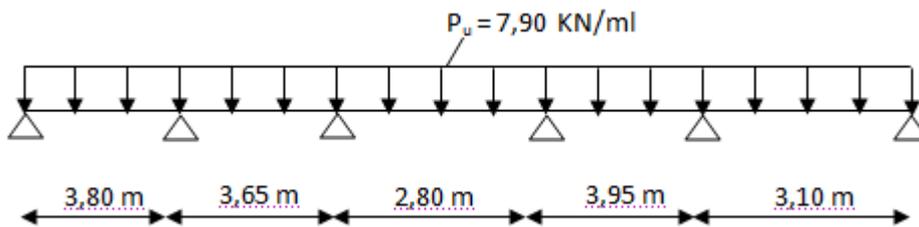


Figure 3.6: Schéma statique de la poutrelle de type 2 à l'ELU.

$$1) Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ KN/m}^2 \\ 2G = 10,22 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \dots \text{condition vérifiée.}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

$$3) \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,65}{2,80} = 1,30 \Rightarrow 0,8 < 1,30 < 1,25 \dots \text{condition non vérifiée}$$

4) La fissuration est peu nuisible.

⇒ Alors cette méthode n'est pas applicable. Donc, on utilise la méthode de Caquot.

Méthode de Caquot

Principe de calcul : Notation de longueur :

$$L' = 0,8 L \dots \text{travée intermédiaire.}$$

$$L = L \dots \text{travée de rive}$$

Cas des charges uniformément réparties :

$$\text{Moment en appuis : } M_i(q) = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} x_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w x - \frac{qx_0^2}{2} - \sum_{a_i(x_0)} P_i x \end{cases}$$

$$\text{Efforts tranchants : } \begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + qL + \sum P_i \end{cases}$$

L'ELU

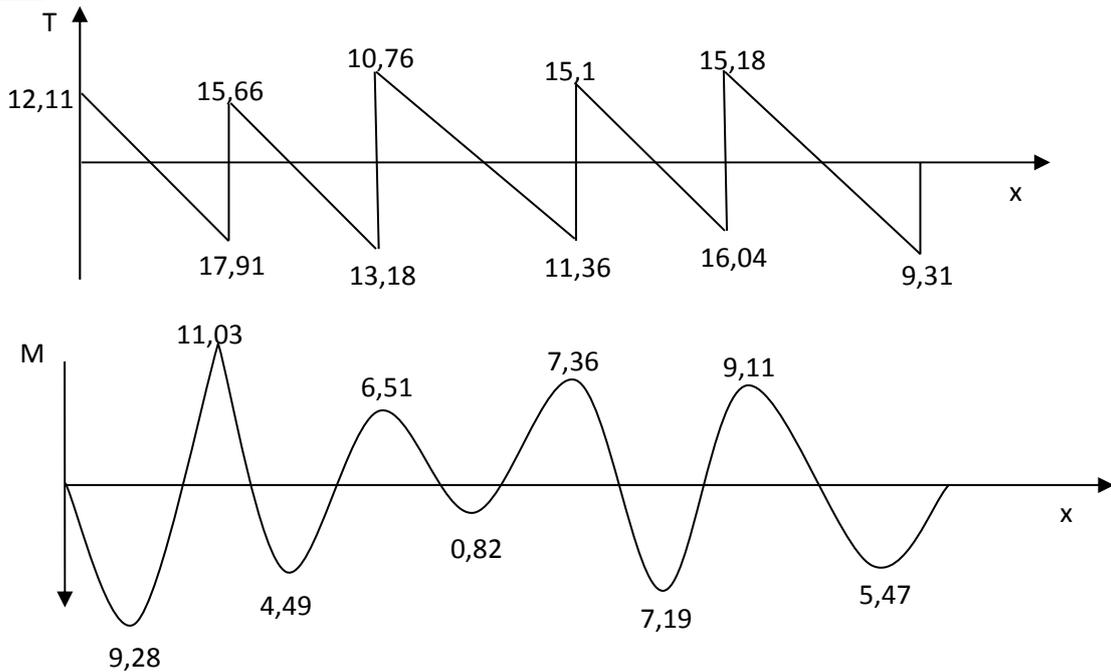


Figure 3.7 : Diagramme de l'effort tranchant (KN) et des moments fléchissant (KN.m) à l'ELU.

L'ELS

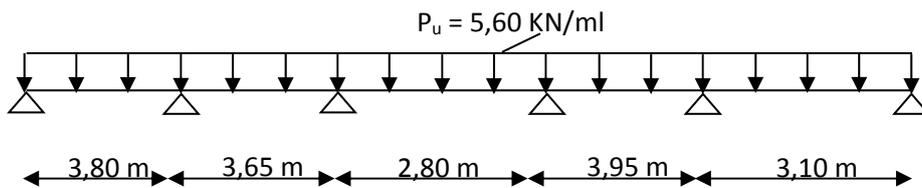


Figure 3.8: Schéma statique de la poutrelle de type 2 à l'ELS.

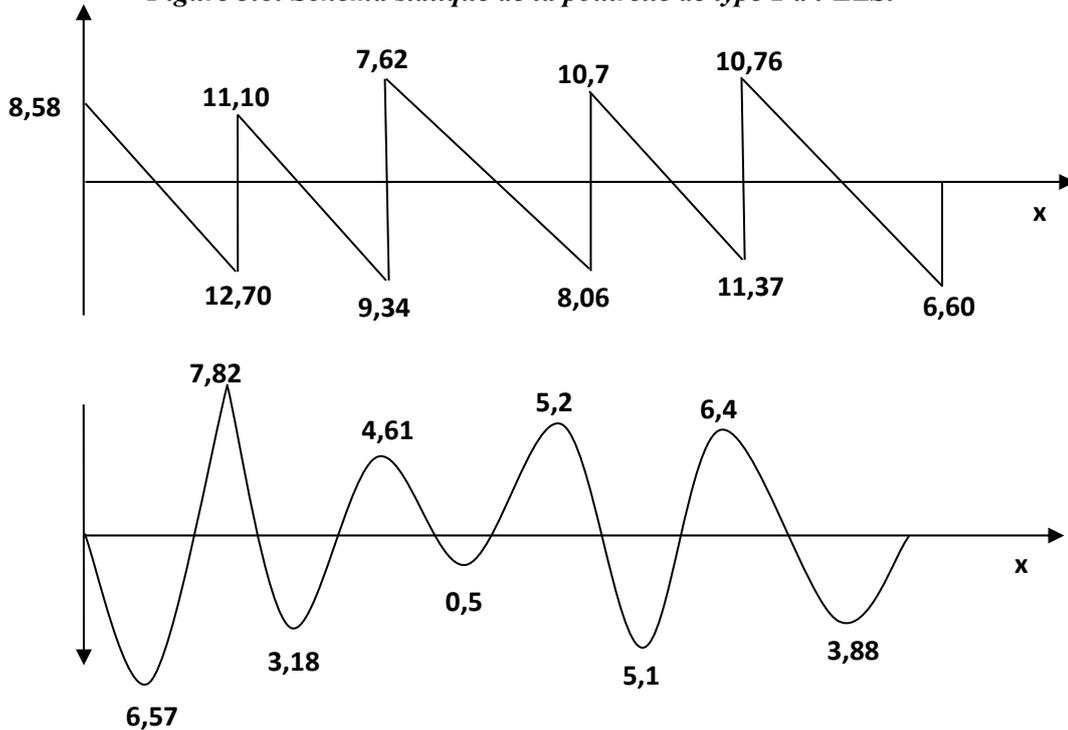


Figure 3.9 : Diagramme de l'effort tranchant (KN) et des moments fléchissant (KN.m) à l'ELS.

Calcul de ferrailage à L'ELU

En travée

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T avec les dimensions suivantes : $b=65$ cm, $h_0=4$ cm, $b_0=12$ cm, $h=20$ cm, $d=18$ cm.

en considérant :

le moment en travée max, $M_{t \max} = 9,28$ KN.m.

Moment équilibré par la table de compression :

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b \quad \text{tel que : } F_{bc} = b h_0 F_{bu} \quad Z_b = d - (h_0/2)$$

$M_{TU} = 59.07$ KN .m \implies La table n'est pas entièrement comprimée par conséquent la section considérée sera calculée comme une section rectangulaire ($b = 65$ cm, $d = 18$ cm).

On aura :

Tableau 3.5 : Calcul des sections d'armatures.

Mt max	μ_{bu}	μ_{lu}	A' (cm ²)	Z _b (cm)	A _{calculer} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	S _t (cm)	S _{max} (cm)
9.28	0.039	0.302	0	17.7	1.51	1.41	3T10=2.36	20	30

Vérifications

2.1. Condition de non fragilité : $A_l \geq A_{\min}$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot (0.65) \cdot (0.18) \cdot (2.1)}{400} = 1.41 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.36 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

2.2. Vérification de disposition d'armature

Armature longitudinale

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur du plancher h=20cm

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \quad \text{C.V}$$

Armature de répartition

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(80\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

2.3. Contrainte de compression dans le béton

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

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

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

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'(y-d')^2 \quad n = 15$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - A'd) = 0$$

$$\frac{65 \cdot y^2}{2} + 15(2.36)y - 15(2.36 \times 18) = 0 \rightarrow y = 5.00\text{cm}$$

$$I = \frac{65 \cdot (5.00)^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 5.00)^2 = 8690.93\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.57}{8690.93 \times 10^{-8}} = 75596.05 \text{ KN} / \text{m}^3 = 0.07559 \text{ N} / \text{mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0.07559(50) = 3.77 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

2.4. Vérification de la flèche

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{395} = 0,0506 < 0,0625 \rightarrow \text{C..N.V}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{20}{395} = 0,0605 > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{9.28}{10 \times 15,41} = 0,0602 \rightarrow \text{C..V}$$

$$3) \frac{A_T}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{236}{1000 \times 180} = 0.0013 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{C..V}$$

Il est indispensable de vérifier la flèche par rapport à la flèche admissible :

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f = \frac{5 \times 5.6 \times 10^{-3} \times 3.95^4}{384 \times 32164.195 \times 8023.97 \times 10^{-8}} \leq \bar{f} = \frac{3.95}{500}$$

$$f = 0.0075m \leq \bar{f} = 0.0079m \dots\dots\dots C.V$$

Sur appuis

Les armatures longitudinales

La table de compression est tendue donc le calcul se ramené à une section rectangulaire

($b_0 = 12 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$). On a: $M_{app \max} = 11.03 \text{ KN.m}$

Tableau 3.6 : Calcul des sections d'armatures.

Mapp max	μ_{bu}	μ_u	A' (cm ²)	Zb (cm)	Acalculer (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	St (cm)	Smax (cm)
11.03	0.199	0.302	0	16	1.98	0.26	2T12=2.26	20	30

Les armatures transversales

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{20}{35}, 1.2, \frac{12}{10}\right) = 0.571 \text{ cm}$$

A t = (A/4) = 0,57 cm² → 1 TΦ 8 On utilise des armatures de type : HA8

Espacement $S_t = \left\{ \begin{array}{l} \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \end{array} \right\} = 16,20 \text{ cm}$ on prend $S_t = 16 \text{ cm}$

-Vérfications ELU

1. Condition de non fragilité

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot (0.12) \cdot (0.18) \cdot (2.1)}{400} = 0.26 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.26 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad C.V$$

2. Vérification de la disposition des armatures d'acier

Armature longitudinale

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Avec : } S_t = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad C.V$$

3. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$T_u^{\max} = 17.91 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{17,91 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,83 < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. Influence de l'effort tranchant au niveau de l'appui

$$\text{On doit vérifier : } Tu < \frac{0,4 f_{c28} x b_0 x a}{\gamma_b}$$

$$\text{Appui de rive : } Tu = 12,11 \text{ kN, } a = 0,9d = 0,9 (0,18) = 0,162 \text{ m}$$

$$Tu = 12,11 \text{ kN} < \frac{0,4 f_{c28} x b_0 x a}{\gamma_b} = \frac{0,4 (25) 0,12 x 0,162}{1,5} = 129,6 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\text{Appui intermédiaire : } Tu = 17,91 \text{ kN, } a = 0,9d = 0,9 (0,18) = 0,162$$

$$Tu = 17,91 \text{ kN} < \frac{0,4 f_{c28} x b_0 x a}{\gamma_b} = \frac{0,4 (25) 0,12 x 0,162}{1,5} = 129,6 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

5. Vérification de l'adhérence d'appui

$$\tau_{ser} = T_u / 0,9 x d x \sum u_i < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 x 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 17,91 \times 10^{-3} / 0,9 x 0,18 x 2 (0,012) \pi = 1,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

b) Vérification à l'ELS :

1. Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'(y-d')^2 \quad n = 15$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - A'd) = 0$$

$$\frac{65 \cdot y^2}{2} + 15(2,26)y - 15(2,26 \times 18) = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 283,68 \Rightarrow y = 3,84 \text{ cm}$$

$$I = \frac{65 \cdot (3,84)^3}{3} + 15 \times 2,26 (18 - 3,84)^2 = 8023,97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7,82}{8023,97 \times 10^{-8}} = 0,0974 \text{ N / mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 15 \text{ MPa} = 0,0974 (38,4) = 3,74 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

4.3. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression d'épaisseur 4cm doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

33cm pour les barres parallèle aux poutrelles

Soit A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en cm^2 sur 1 mètre de nervures).

Si : L (Écartement entre axe des nervures) $\leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A > 200 / f_e$.

Si: $50 \leq L \leq 80 \Rightarrow A = 40 \cdot L / f_e$. (L en cm)

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à $(A / 2)$

Pour notre cas : on a une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Soit : L : l'écartement entre les nervures « $L = 65 \text{ cm}$ ».

f_e : 5200 bars pour les treillis soudés de $\phi \leq 6 \text{ mm}$.

D'où : $A_{\text{per}} = 4 \times 0.65 / 5200 = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On adopte : $A_{\text{per}} = 3 \phi 5 = 0.59 \text{ cm}^2$

Pour la section des armatures parallèles aux nervures, on prend :

$A_{\text{par}} = A_{\text{per}} / 2 = 0.296 \text{ cm}^2$ On adopte : $A_{\text{par}} = 2 \phi 5 = 0.39$

Donc on adopte un treillis soudé $T_s = (20 \times 20) \times 5 \times 5$. (Treillis soudé en $\phi 5$ (20 x 20))

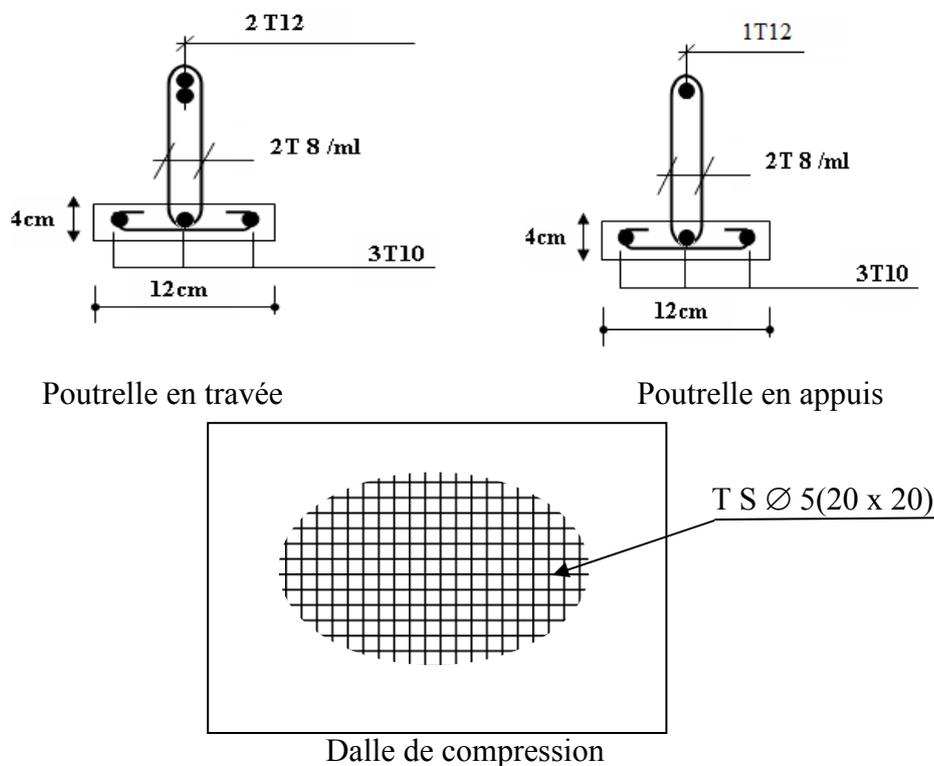


Figure 3. 10 : Schéma de ferrailage de la poutrelle.

3.3. Etude de l'escalier

L'escalier est constitué d'une succession régulière des plans horizontaux qui permettent l'accès aux différents niveaux. Il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Notre ouvrage est composé d'une seule cage d'escalier de type droit à deux volées avec palier intermédiaire.

Les sollicitations revenant aux escaliers et les combinaisons de charges pour le RDC et le Sous sol sont récapitulées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 3.7 : Les sollicitations pour le RDC et le Sous sol .

Les charges	La paillasse	Le palier
Charge permanente (kn/ml)	$G_1 = 10.13$	$G_2 = 6.46$
Charge d'exploitation (kn/ml)	$Q = 2.5$	$Q = 2.5$

Tableau 3.8 : Les combinaisons de charges pour le RDC et le Sous sol.

	ELU ($Q_u = 1,35G + 1,5Q$)	ELS ($Q_s = G + Q$)
Paillasse	$Q_{u1} = 17.42$	$Q_{s1} = 12.63$
Le palier	$Q_{u2} = 12.47$	$Q_{s2} = 8.96$

Les schémas statiques de l'escalier à l'ELU et à l'ELS pour le RDC et le Sous sol sont montrés sur les figures suivantes :

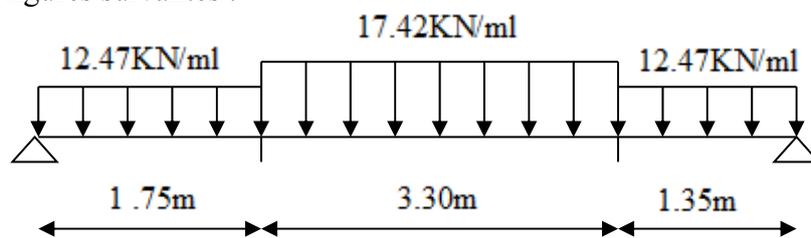


Figure 3. 11 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU

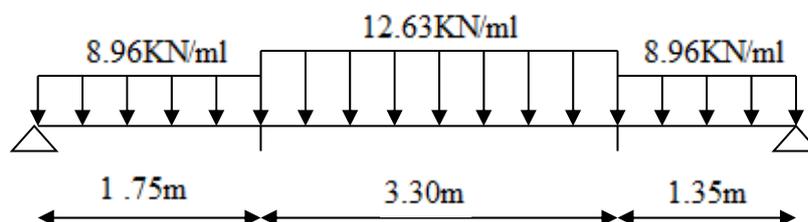


Figure 3. 12 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS

Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

ELU

Les réactions : $R_A + R_B = q_1 \times 1,75 + q_2 \times 3,30 + q_3 \times 1,35 = 12,47 \times 1,75 + 17,42 \times 3,3 + 12,47 \times 1,35 = 96,14 \text{ KN} \Rightarrow R_A = 47,56 \text{ KN}$ et $R_B = 48,58 \text{ KN}$

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,75$: $T_y = R_A - q_{ul} x = +47,56 - 12,47x$

$$T_y(x=0) = +47,56 \text{ KN}$$

$$T_y(x=1,75\text{m}) = 25,74 \text{ KN}$$

$$M_z = -12,47 \frac{x^2}{2} + 47,56 x \Rightarrow M_z(x=0) = 0$$

$$M_z(x=1,75\text{m}) = 64,13 \text{ KN.m}$$

2^{ème} tronçon : $1,75\text{m} \leq x \leq 5,05\text{m}$:

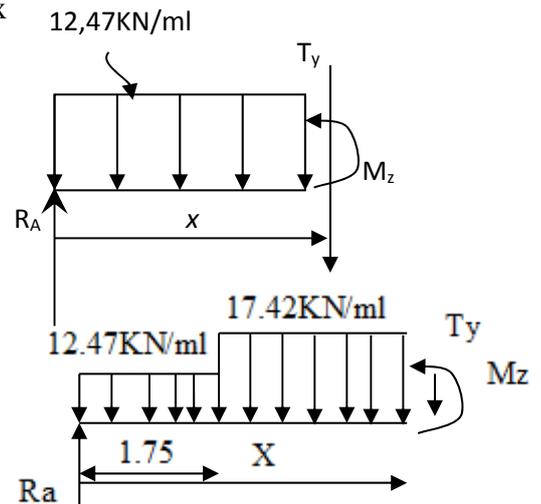
$$T_y = -17,42(x - 1,75) + 47,56 - (12,47 * 1,75)$$

$$T_y(x=1,75\text{m}) = 25,74 \text{ KN}$$

$$T_y(x=5,05\text{m}) = -31,75 \text{ KN}$$

$$M_z = 47,56x - 12,47 * 1,75 * (x - 1,75/2) - (17,42 * (x - 1,75)^2 / 2) \Rightarrow M_z(x=1,75\text{m}) = 64,13 \text{ KN.m}$$

$$M_z(x=5,05\text{m}) = 54,22 \text{ KN.m}$$



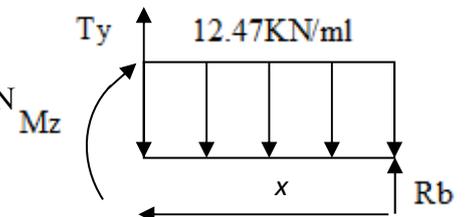
3^{ème} tronçon : $0,00\text{m} \leq x \leq 1,35\text{m}$:

$$T_y = R_b - q_{ul}x = -48,58 + 12,47x \Rightarrow T_y(x=0) = -48,58 \text{ KN}$$

$$T_y(x=1,35\text{m}) = -31,75 \text{ KN}$$

$$M_z = -12,47 \frac{x^2}{2} + 48,58 x \Rightarrow M_z(x=0) = 0$$

$$M_z(x=1,35\text{m}) = 54,22 \text{ KN.m}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -17,42(x - 1,75) + 47,56 - (12,47 * 1,75) = 0 \Rightarrow x = 3,23\text{m} \text{ Donc } : M_z^{max} = 83,15 \text{ KN.m}$$

Remarque : A fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on affectera le moment M_{max} par des coefficients de valeurs égales. En tenant compte du semi-encastrement,

on prend : Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -0,3 \times 83,15 = -24,94 \text{ KN.m}$

En travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 0,85 \times 83,15 = 70,68 \text{ KN.m}$

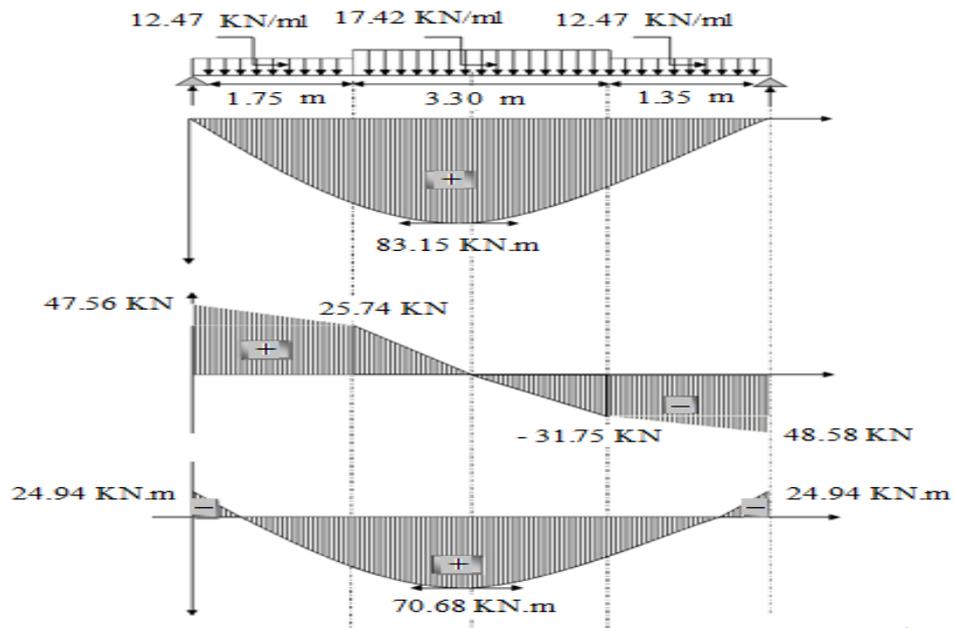


Figure 3. 13 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU
ELS

De la même manière on calcule les réactions, le moment fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS. Le résultat de calcul est montré sur la figure suivante :

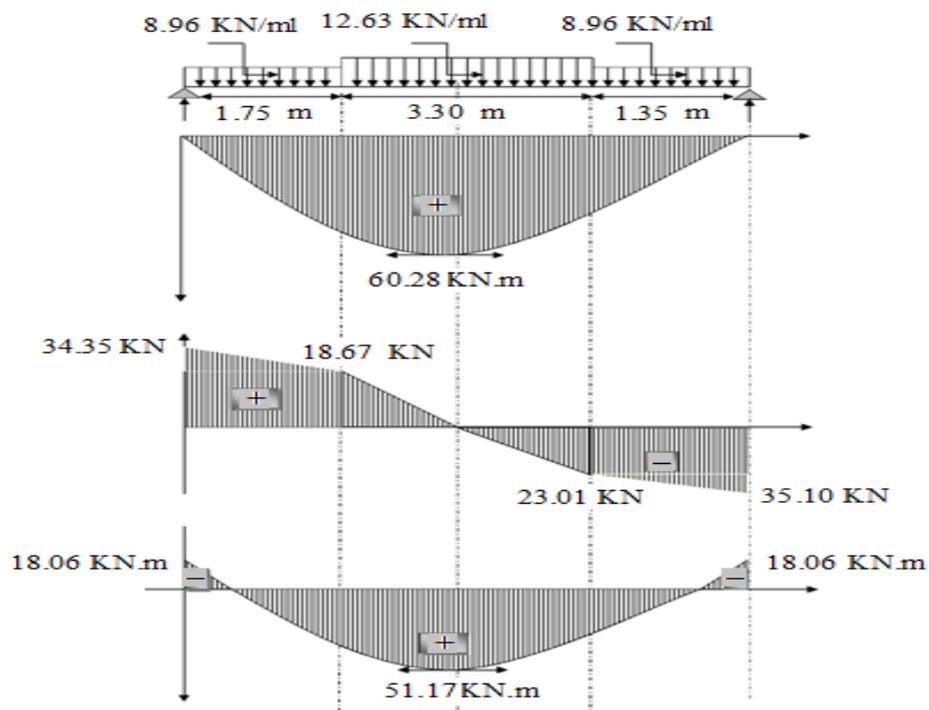


Figure 3. 14 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELS

Les sollicitations revenant aux escaliers et les combinaisons de charges pour les étages courants sont récapitulées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 3.9 : Les sollicitations pour l'étage courant

Les charges	La paillasse	Le palier
-------------	--------------	-----------

Charge permanente (kn/ml)	$G_1 = 9.13$	$G_2 = 5.46$
Charge d'exploitation (kn/ml)	$Q = 2.5$	$Q = 2.5$

Tableau 3.10 : Les combinaisons de charges pour l'étage courant

	ELU ($Q_u = 1.35G + 1.5Q$)	ELS ($Q_s = G + Q$)
Paillasse	$Q_{u1} = 16.07$	$Q_{s1} = 11.63$
Le palier	$Q_{u2} = 11.12$	$Q_{s2} = 7.96$

Les schémas statiques de l'escalier à l'ELU et à l'ELS pour les étages courants sont montrés sur les figures suivantes :

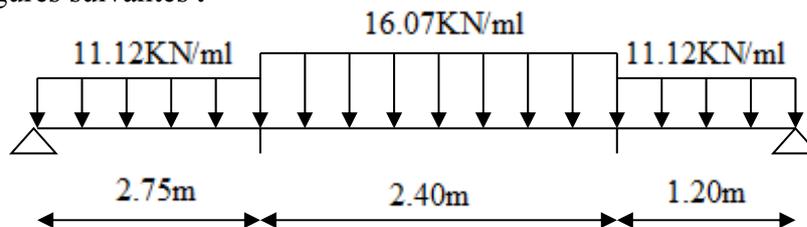


Figure 3.15 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU

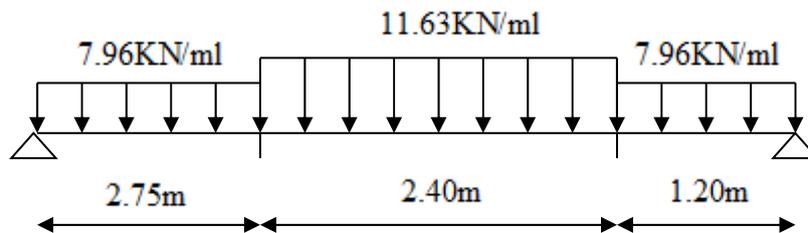


Figure 3.16 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS

Les diagrammes du moment fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS sont montrés sur les figures suivantes :

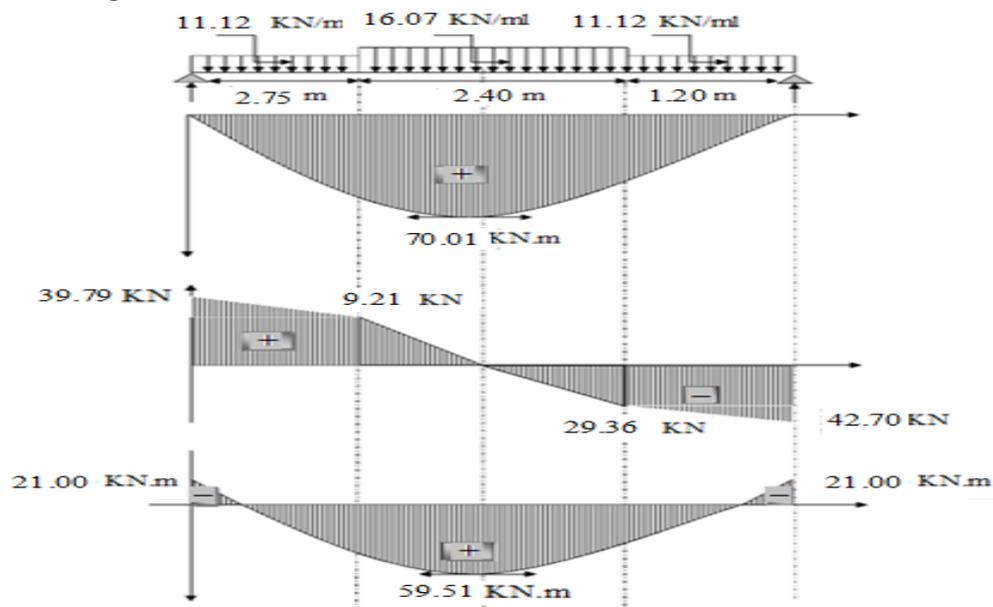


Figure 3.17 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU

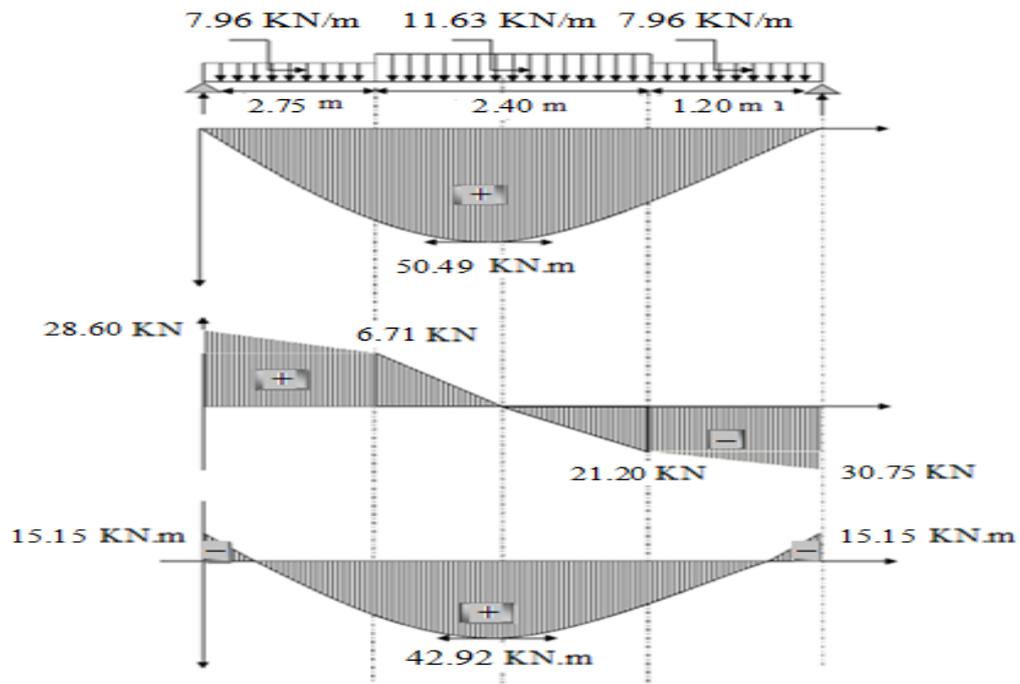


Figure 3. 18 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELS

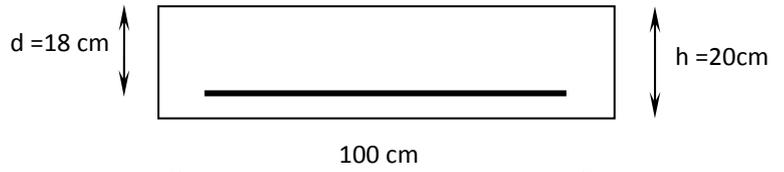
Ferrailage pour l'escalier sous sol et RDC

❖ Calcul du ferrailage à l'ELU :

➤ Aux appuis :

(Fissuration peu préjudiciable).

$H=20\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $\gamma_s=1,15$; $\gamma_b=1,5$; FeE400 ; $F_{ed}=348\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $F_{bu}=14,2\text{MPa}$.



$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{24,94 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,20} = 0,054 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{24,94}{18,06} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2922$$

$$\mu_{bu} = 0,054 < \mu_{lu} = 0,2922 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,0292 < 0,275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,18[1 - 0,6(0,054)] = 0,174 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{24,94 \times 10^6}{174 \times 348} = 411,8 \times 10^{-2} \text{ cm}^2 = \mathbf{4,11 \text{ cm}^2}$$

On adopte: **7HA 10 = 5.50 cm² avec: St=20cm.**

Armature de répartition : A_t = A_l/4=1.38 cm²

Soit : **5HA 8=2.51 cm² avec S_t=20 cm**

En travée

Armature longitudinale

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{70,68 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,20} = 0,153$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_s} = \frac{70,68}{51,17} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = [3440(1,38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,2922$$

$$\mu_{bu} = 0,153 < \mu_{lu} = 0,2922 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,153 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,18[1 - 0,6(0,153)] = 0,163 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{70,68 \times 10^6}{163 \times 348} = 1246,03 \times 10^{-2} \text{ cm}^2 = \mathbf{12,46 \text{ cm}^2}$$

Soit : **7HA 16 = 14,07 cm² avec S_t=20 cm.**

Armature de répartition : A_t = A_l/4=3,52 cm²

Soit : **5HA 10 =3.93 cm² avec S_t=20 cm.**

Vérifications

En appui

1. Condition de non fragilité : A_l ≥ A_{min}

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 1 \cdot (0,18) \cdot (2,1)}{400} = 2,17 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 5,50 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_t = 2,51 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

2. Vérification de disposition d'armature

2.1. Armature longitudinale

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec h : l'épaisseur du l'escalier h=20cm

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \quad \text{C.V}$$

2.2. Armature de répartition

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(80\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{C.V}$$

3. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 2,5\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{48,58 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,269 < 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A 6.1.3 BAEL/91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$

$$V_u^{\max} = 48,58\text{KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{48,58 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,5} = 1,59 \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times \pi \times 10 = 188,5\text{mm}$$

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

$$\tau_u = 1,59\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

5. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 91 Art.5.1.3.13)

❖ Influence sur le béton : (BAEL 91 Art A.5.1.3.21)

$$V_{\max} < \bar{V}_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0,9d$$

$$\bar{V}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 180 \times 0,9 \times 1000}{1,5} = 1080\text{KN}$$

$$V_u^{\max} = 48,58 < 1080\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Influence sur les armatures longitudinales inférieures:

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(48,58 + \frac{(24,94) \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) < 0$$

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 \geq 5,82 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

6. Contrainte de compression dans le béton :

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

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

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

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'(y-d')^2 \quad n = 15$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + n(A+A')y - n(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{100 \cdot y^2}{2} + 15(5.50 + 5.50)y - 15(5.50 \times 18 + 5.50 \times 2) = 0$$

$$\frac{100 \cdot y^2}{2} + 165y - 1650 = 0 \quad y = 7.63 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \cdot (7.63)^3}{3} + 15 \times 5.50 (18 - 7.63)^2 + 15 \times 5.50 (7.63 - 2)^2 = 26293.28 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{18,06 \times 10^{-3}}{26293.28 \times 10^{-8}}$$

$$K = 0.068 \text{ N/mm}^3 \Rightarrow \sigma_{bc} = K \cdot y = 0.068(76.3) = 5.24 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

En travée

1. Condition de non fragilité : $A_l \geq A_{\min}$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 1000 \cdot (180) \cdot (2,1)}{400} = 217,35 \times 10^{-2} \text{ cm}^2 = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 14,07 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

2. Vérification de disposition d'armature

2.1. Armature longitudinale

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } h : \text{l'épaisseur de la paille } h = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

2.2. Armature de répartition

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(80 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

3. Contrainte de compression dans le béton ELS

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

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$) avec $k = \frac{M_{ser}}{I}$, $I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

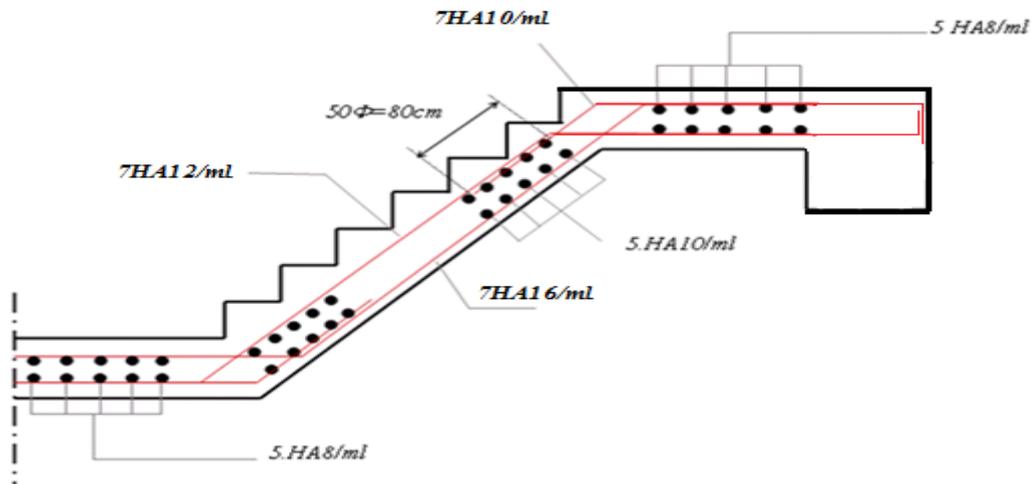


Figure 3.19 : Schéma de ferrailage pour l'escalier sous sol et RDC.

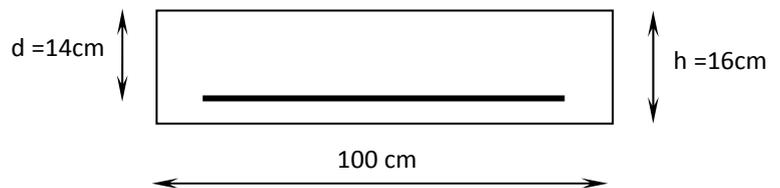
Ferrailage pour l'étage courant

Calcul du ferrailage à l'ELU

➤ **Aux appuis :**

(Fissuration peu préjudiciable).

H=16cm ; b=100cm ; d=14cm ; $\gamma_s=1,15$; $\gamma_b=1,5$; FeE400 ; $F_{ed}=348\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $F_{bu}=14,2\text{MPa}$.



$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b.d^2.F_{bu}} = \frac{21,00 \times 10^6}{1000 \times (140)^2 \times 14,20} = 0,075 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{21,00}{15,15} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2922$$

$$\mu_{bu} = 0,075 < \mu_{lu} = 0,2922 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,0292 < 0,275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,14[1 - 0,6(0,075)] = 0,134 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{21,00 \times 10^6}{134 \times 348} = 450,3 \times 10^{-2} \text{ cm}^2 = 4,50 \text{ cm}^2$$

On adopte: **7HA 10 = 5.50 cm² avec St=20cm.**

Armature de répartition : $A_t = A_l/4 = 1.38 \text{ cm}^2$

Soit : 5HA 8 = 2.51 cm² avec S_t = 20 cm

En travée**Armature longitudinale**

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{59,51 \times 10^6}{1000 \times (140)^2 \times 14,20} = 0,214$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{59,51}{42,92} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = [3440(1,38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,2922$$

$$\mu_{bu} = 0,214 < \mu_{lu} = 0,2922 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,214 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,14[1 - 0,6(0,214)] = 0,122 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{59,51 \times 10^6}{122 \times 348} = 1402 \times 10^{-2} \text{ cm}^2 = \mathbf{14,02 \text{ cm}^2}$$

Soit : **7HA 16 = 14,07 cm² avec S_t=20 cm.**

Armature de répartition : A_t = A_l/4 = 3,52 cm² Soit : 5HA 10 = 3,93 cm² avec S_t=20 cm.

1. Vérifications**En travée**

1. Condition de non fragilité : A_l ≥ A_{min}

$$A_t \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 1000 \cdot (140) \cdot (2,1)}{400} = 169,05 \times 10^{-2} \text{ cm}^2 = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 14,07 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,69 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,69 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

2. Vérification de la disposition des armatures

2.1. Armature longitudinale : S_t ≤ min(3h; 33cm) = min(48cm; 33cm) = 33cm

Avec h : l'épaisseur de la paillasse h=16cm ⇒ S_t = 20cm < 33cm C.V

2.2. Armature de répartition

$$S_t \leq \min(4h; 45cm) = \min(64cm; 45cm) = 45cm \Rightarrow S_t = 20cm < 45cm \quad \text{C.V}$$

3. Contrainte de compression dans le béton ELS

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Zone de vérification	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	M_{ser} ($KN.m$)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$
En travée	14.07	6.79	51.17	8.30	15	C.V

En appui

1. Condition de non fragilité : $A_l \geq A_{min}$

$$A_t \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 1 \cdot (0,14) \cdot (2,1)}{400} = 1,69 \times 10^{-4} m^2 = 1,69 cm^2$$

$$A_l = 5,50 cm^2 \geq A_{min} = 1,69 cm^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_t = 2,51 cm^2 \geq A_{min} = 1,69 cm^2 \quad \text{C.V}$$

2. Vérification de disposition d'armature**2.1. Armature longitudinale**

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

$$\text{Avec } h : \text{l'épaisseur du l'escalier } h=16cm \Rightarrow S_l = 20cm < 33cm \quad \text{C.V}$$

2.2. Armature de répartition

$$S_l \leq \min(4h; 45cm) = \min(64cm; 45cm) = 45cm \Rightarrow S_l = 20cm < 45cm \quad \text{C.V}$$

3. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 2,5 MPa \right) = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{42,70 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0,305 < 2,5 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A 6.1.3**BAEL/91)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$

$$V_u^{\max} = 42,70 KN$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{42,70 \times 10^3}{0,9 \times 140 \times 188,5} = 1,80 \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times \pi \times 10 = 188,5 mm$$

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

$$\tau_u = 1,80 MPa < \bar{\tau}_u = 3,15 MPa \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

5. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(BAEL 91 Art.5.1.3.13)

❖ Influence sur le béton :(BAEL 91 Art A.5.1.3.21)

$$V_{\max} < \bar{V}_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0,9d$$

$$\bar{V}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 1000 \times 0,9 \times 140}{1,5} = 840 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 42,70 \text{ KN} < 840 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Influence sur les armatures longitudinales inférieures

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(42,70 + \frac{(15,15) \times 10^6}{0,9 \times 140} \right) < 0$$

$$A_s = 5.50 \text{ cm}^2 \geq 4,68 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

6. Contrainte de compression dans le béton

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

Zone de vérification	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma$
En appuis	5.50	5.50	15.15	5.24	15	C.V

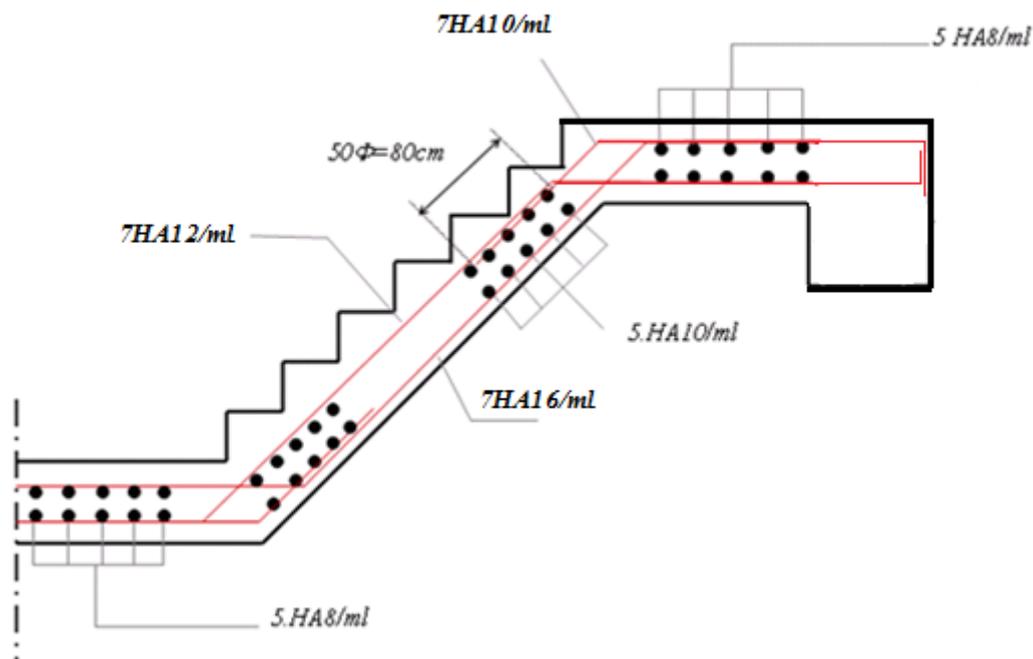


Figure 3.20 : Schéma de ferrailage pour l'escalier étage courant

3.4. Etude de la poutre palière

C'est une poutre de section rectangulaire, elle est encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux. La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

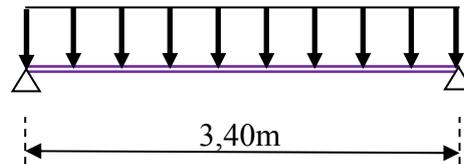


Figure 3.21: Schéma statique de la poutre palière

Pré-dimensionnement de la poutre palière

Selon le BAEL91 [2], les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22.67 \leq h \leq 34 \text{ [cm]}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \Rightarrow 9 \leq b \leq 18 \text{ [cm]}$$

Le RPA99 [1] préconise : $h \geq 35 \text{ cm}$.

$$b \geq 30 \text{ cm et } \frac{h}{b} \leq 4.$$

Nous prenons : $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

Chargement de la poutre palière

La poutre palière est soumise à :

1. Charge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
2. Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$
3. Poids de la maçonnerie : $G_{\text{maço}} = 2,4 \times [(4,08 - 0,35) \times \frac{1}{2}] = 4,48 \text{ KN/ml}$
4. Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :
 - ELU : $R_b = 48,58 \text{ KN/ml}$
 - ELS : $R_b = 35,10 \text{ KN/ml}$

Combinaison de charge :

à l'ELU

$$q_u = 1.35 (G_p + G_{\text{maço}}) + R_b = 1,35(2,625 + 4,48) + 48,58 = 58,17 \text{ Kn/ml}$$

à l'ELS

$$q_{\text{ser}} = (G_p + G_{\text{mac}}) + R_b = (2.625 + 4.48) + 35,10 = 42,21 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations

à l'ELU

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{58.17 \times 3.40^2}{8} = 84,05 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{58,17 \times 3,40}{2} = 98,89 \text{ KN}$$

On a :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times 84,05 = -25,21 \text{ KNm}$$

$$\text{Sur travée : } M_t = 0,85 \times 84,05 = 71,44 \text{ KNm}$$

à l'ELS

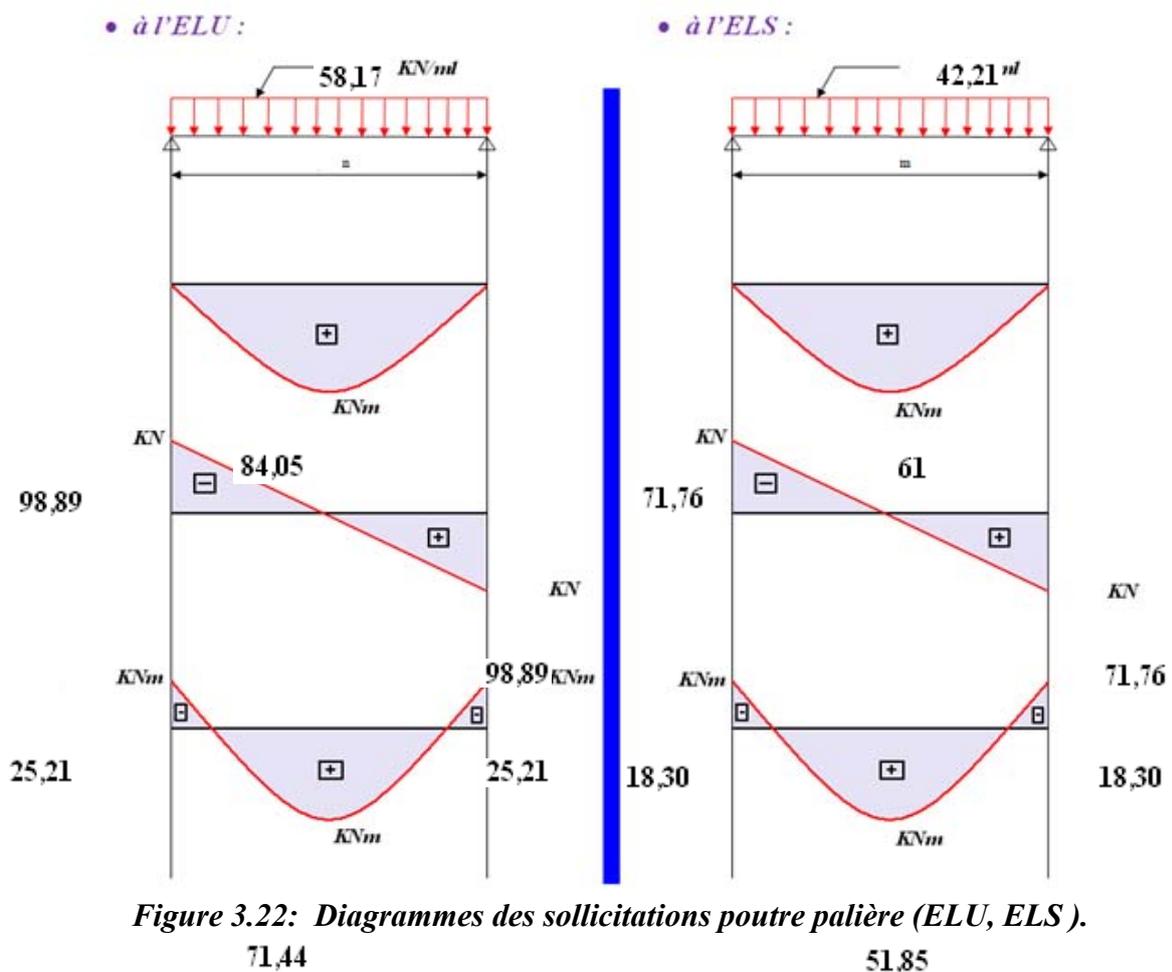
$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{42,21 \times 3,40^2}{8} = 61 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{42,21 \times 3,40}{2} = 71,76 \text{ KN}$$

On a

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times 61 = -18,30 \text{ KNm}$$

$$\text{Sur travée : } M_t = 0,85 \times 61 = 51,85 \text{ KNm}$$



e. Calcul des armatures**En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25,21 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14,2} = 0,0578$$

$$\gamma = \frac{M_{td}}{M_{ser}} = \frac{25,21}{10,30} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = [(3440 \times 1,38) + (49 \times 25) - 3050] \times 10^{-4} = 0,292$$

$$\mu_{bu} = 0,0578 < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0,0578 < 0,275 \Rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 320 \times (1 - (0,6 \times 0,0578)) = 320 \text{ mm.}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{25,21 \times 10^6}{320 \times 348} = 2,26 \text{ cm}^2.$$

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{71,44 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14,2} = 0,164$$

$$\gamma = \frac{M_{td}}{M_{ser}} = \frac{71,44}{51,85} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = [(3440 \times 1,38) + (49 \times 25) - 3050] \times 10^{-4} = 0,292$$

$$\mu_{bu} = 0,164 < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0,164 < 0,275 \Rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 320 \times (1 - (0,6 \times 0,164)) = 288 \text{ mm.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{71,44 \times 10^6}{288 \times 348} = 7,13 \text{ cm}^2$$

Vérification à L'ELU**1. Condition de non fragilité (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,23 \times 300 \times 320 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1,16 \text{ cm}^2$$

En appuis : $A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

En travée : $A_t = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

2. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_u^{\max} = 98,89 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \overline{\tau_u} \text{ avec : } \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 2,5 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{98,89 \times 10^3}{300 \times 320} = 1,03 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \text{OK.}$$

Donc : Il n'y a aucun risque de cisaillement.

3. Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres : (Art A 6.1.3 BAEL/91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi \Rightarrow \tau_{se} = \frac{98,89 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 5 \times 14 \times \pi} = 1,56 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \dots \text{C.V}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

4. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 91 Art. 5.1.3.13)

Influence sur le béton : (BAEL 91 Art A.5.1.3.21)

$$T_{u \max} < T_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times (0,9 \times 320) \times 300}{1,5} = 576 \text{ KN.}$$

Avec $a = 0,9d$

$T_{u \max} = 98,89 \text{ KN} < T_u = 576 \text{ KN} \dots \text{C.V.}$

Influence sur les armatures longitudinales inférieures

On doit vérifier que :

$$A_{s \text{ appui}} \geq \frac{1,15}{F_e} \times (T_{u \max} + \frac{M_{\text{appui}}}{0,9 \times d}) = \frac{1,15}{400} \times ((98,89 \times 10^3) + \frac{25,21 \times 10^6}{0,9 \times 320}) = 5,10 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \leq 5,10 \text{ cm}^2 \dots \text{C.N.V}$

5. Calcul des armatures transversales

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$S_t \approx \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{28,8; 40\} = 28,8 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

On prend des $\phi 10$ pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \Rightarrow A_t \geq \frac{b \times S_t \times 0,4}{f_e}$$

$$A_t \approx \frac{300 \times 200 \times 0,4}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

3.3.4. Etude de la poutre à la torsion : selon BAEL91 révisé 99

1. Armatures longitudinales

$$M_{\text{tor}} = 21 \text{ KN.m} ; e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2 = 0.075 \text{ m}^2$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 1.1 \text{ m}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{1.15 \times 100 \times M_{\text{tor}} \times \Omega}{2 \mu F_e} = \frac{1.15 \times 100 \times 21 \times 10^{-3} \times 0.075}{2 \times 1.1 \times 400} = 2.05 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.05 \text{ cm}^2.$$

2. Contrainte du cisaillement due à la torsion

$$\tau_{u \text{ tor}} = \frac{0.01 \times M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{0.01 \times 21 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.03} = 0.028 \text{ MP}$$

$$\tau_{u \text{ Tot}} = \sqrt{\tau_{u \text{ tor}}^2 + \tau_{u}^2} = \sqrt{0.028^2 + 1.03^2} = 1.03 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ Tot}} = 1.03 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

3. Armatures transversales

$$A_{\text{tr tor}} = \frac{1.15 \times M_{\text{tor}} \times S_t}{2 \times \Omega \times F_e} = \frac{1.15 \times 21 \times 10^{-3} \times 0.2}{2 \times 0.075 \times 400} = 8.05 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.805 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 20 \text{ cm.}$$

Ferrailage finale de la poutre palière

1. Armatures longitudinales

$$\text{En Travée : } A_s = A_t + \frac{A_{\text{tor}}}{2} = 7.13 + \frac{2.05}{2} = 8.15 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appui : } A_s = A_a + \frac{A_{\text{tor}}}{2} = 2.26 + \frac{2.05}{2} = 3.28 \text{ cm}^2.$$

$$1. \text{ Armatures transversales : } A = A_{\text{tr tor}} + A_t = 0.805 + 0.6 = 1.405 \text{ cm}^2$$

Armatures longitudinales (cm ²)		Armature transversales (cm ²)
Travée	Appui	
5HA14+1T12 = 8.83	3HA12= 3.39	2Ø10 = 1.58

Vérifications à l'ELS

1. Etat limite de déformation (la flèche) : (Art B.6.5.2 de BAEL91 modifier 99).

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ 2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{35}{340} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ 2) \frac{35}{340} = 0.103 > \frac{51.85}{10 \times 61} = 0.085 \dots\dots \text{C.V} \\ 3) \frac{7.70}{300 \times 320} = 0.00687 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

2. Contrainte de compression dans le béton ELS

$$\overline{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{h} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	51,85	9.24	3.39	8.30	15	Vérifiée
Appui	18,30	8.01	3.39	3.50	15	Vérifiée

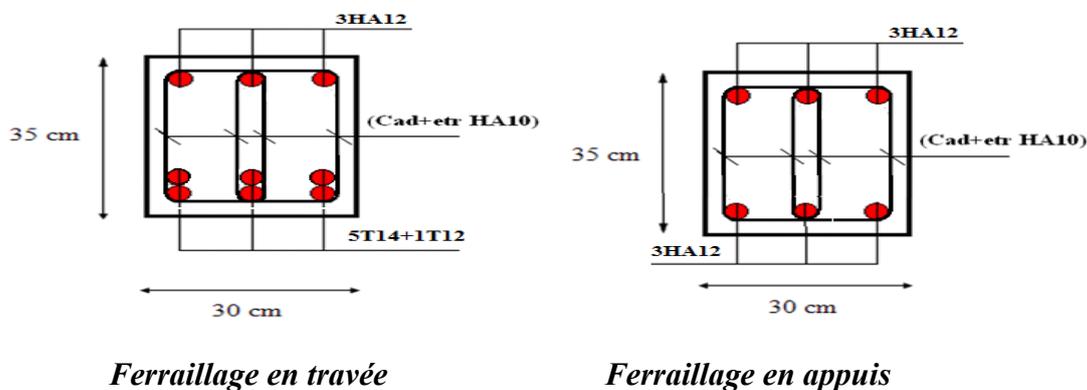


Figure 3.23 : Ferrailage de la poutre palière .

3.5. Etude du balcon

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encadrée d'un bord et libre d'un autre. Les balcons sont soumis à des charges d'exploitations plus importantes que dans les locaux courant, du fait de la concentration possible des personnes. La valeur de la charge d'exploitation est prise égale à 3.5 KN/m².

3.5.1 . Détermination des sollicitations

Ces éléments sont calculés soit en continuité avec les planchers, par la méthode de CAQUOT, le rapport des portées étant généralement inférieure à 0.8, soit séparément. Ils sont calculés en fissuration préjudiciable. Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

charges permanentes : $G_1 = 5.60 \text{ KN/ m}^2$.

surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/ m}^2$.

charges de garde corps : $G_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$.

surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

Combinaison fondamentale

a) L'ELU : $q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 12.81 \text{ KN/m}$.

$Q_u = 1.5 Q_2 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$.

$P_u = 1.35 G_2 = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN}$.

b) L'ELS : $q_s = G + Q = 9.1 \text{ KN/m}$.

$Q_s = Q_2 = 1 \text{ KN}$.

$P_s = G_2 = 1 \text{ KN}$.

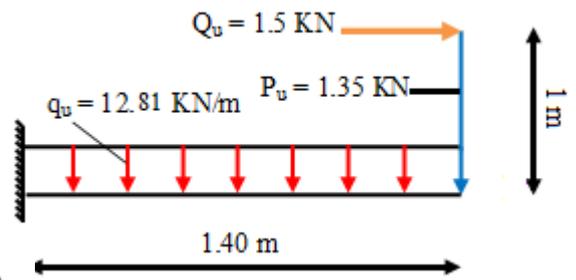


Figure 3.24 : Sollicitations du balcon à l'ELU.

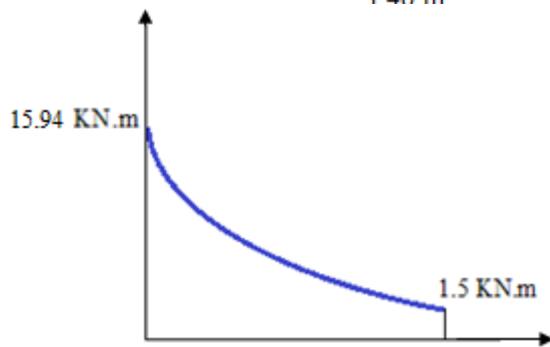
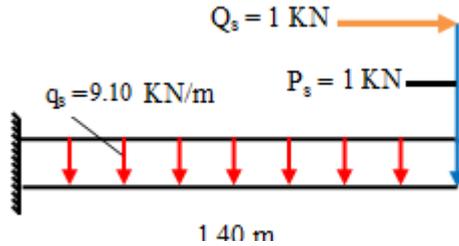


Diagramme du moment

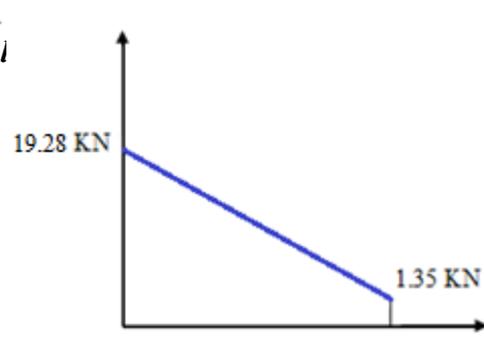


Diagramme de l'effort tranchant

Figure 3.26 : Diagramme des sollicitations à l'ELU.

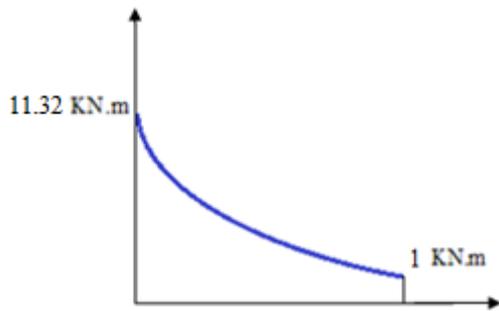


Diagramme du moment

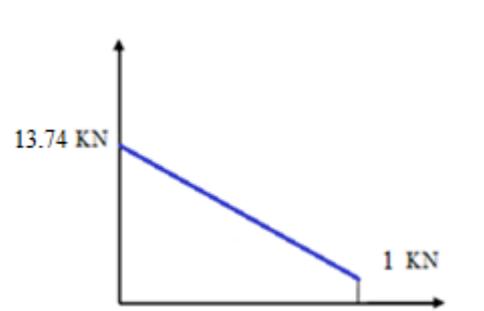


Diagramme de l'effort tranchant

Figure 3.27 : Diagramme des sollicitations à l'ELS.

3.5.2. Calcul du Ferrailage

1. Armature principale

$b = 1 \text{ m}$, $h = 15 \text{ cm}$, $d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{15.94 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14.2} = 0,061 \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15.94}{11.32} = 1,4$$

$$\mu_{lu} = [3440(1,40) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,299$$

$$\mu_{bu} = 0,061 < \mu_{lu} = 0,299 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0,061 < 0,275 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 135[1 - 0,6(0,061)] = 1,30 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{15,94 \times 10^6}{130 \times 348} = 3,52 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA 12 = 5,65 cm²** avec **S_t = 20 cm**.

1. Armature de répartition

$A_t = A_l / 4 = 1,41 \text{ cm}^2$ Soit : **5T 8 = 2,51 cm²** avec **S_t = 25 cm**.

3.5.3. Les vérifications

A. Vérifications à ELU

Condition de non fragilité $A_l \geq A_{\min}$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 1000 \cdot (135) \cdot (2,1)}{400} = 163 \times 10^{-2} \text{ cm}^2 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Vérification de disposition des armatures

Armatures longitudinales $S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Avec h : l'épaisseur du balcon $h = 15\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ C.V

Armature de répartition

$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ C.V

Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$V_u = 19,28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{19,28 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,14 < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'adhérence d'appui : (Art A 6.1.3 BAEL/91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$V_u^{\max} = 19,28 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{19,28 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 188,5} = 0,84 \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 12 = 188,5 \text{ mm}$$

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

$$\tau_u = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

Vérifications à ELS

a. Contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d)^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d A_s + d' A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
11.32	5.65	5.65	3.60	15	Vérifiée

b. Vérification des contraintes maximales dans l'acier

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\} = \min \left\{ 266,67 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta.K.(d - y) = 15 * 0,1157x (135 - 40) = 164,87 \text{ N/mm}^2 = 164,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 164,87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Vérification de la flèche : $f < \bar{f}$

On a :

$$f = \frac{M_t l^2}{4 E_b I} \quad \text{pour les consoles.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \quad \text{Si } L \leq 2,00 \text{ m}$$

$$f = 0,29 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{140}{250} = 0,56 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

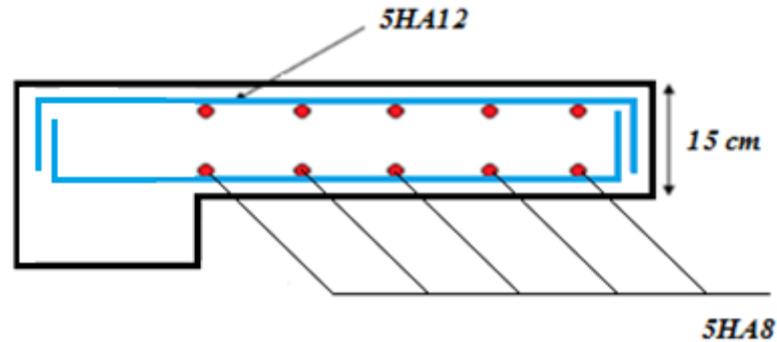


Figure 3.28 : Schéma de ferrailage du balcon .

3.6. Calcul de la salle des machines

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, la surface de la cabine est de (2×2.5) pouvant charger huit (08) personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de neuf (09) tonnes.

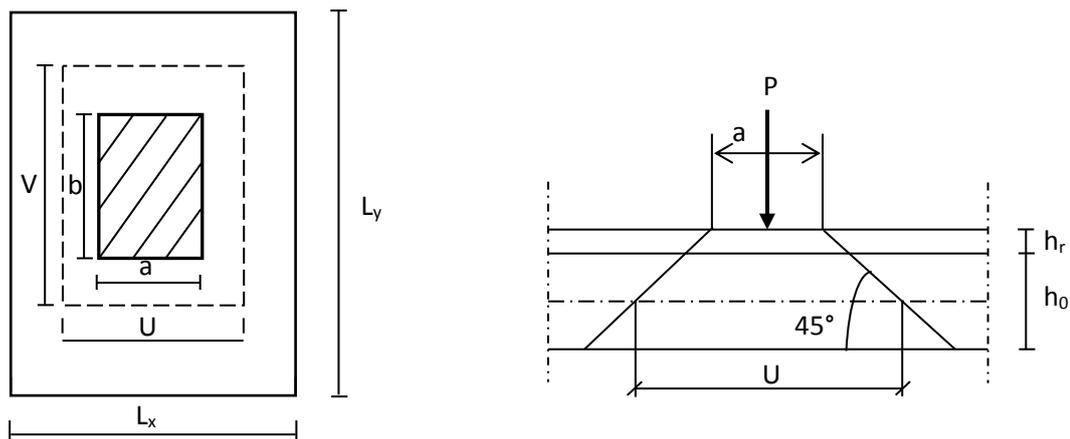


Figure 3.29 : Répartition de la charge localisée sur la dalle .

3.6.1 Dimensionnement

La dalle est une dalle pleine

$$ht \geq l_x/30 = 200/30 = 6,67 \text{ cm.}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12 \text{ cm}$. Donc on prend $h = 15 \text{ cm}$.

$\alpha = l_x/l_y = 200/250 = 0.8 : 0.4 < \alpha < 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur les deux sens. Elle est soumise à une charge localisée ; son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens, en plaçant la charge à des distances symétriques du panneau de la dalle.

On doit calculer la surface d'impact $U \cdot V$:

$$U = a_0 + h_0 + 2h \quad a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // à } l_x.$$

$$V = b_0 + h_0 + 2h \quad b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // à } l_y.$$

$$a_0 = b_0 = 100 \text{ cm}$$

$h = 5 \text{ cm}$ épaisseur de revêtement.

$$U = 125 \text{ cm} \quad l_x = 200 \text{ cm.}$$

$$V = 125 \text{ cm} \quad l_y = 250 \text{ cm.}$$

3.6.2. Calcul des sollicitations à L'ELU : ($\nu = 0$)

Système de levage : $q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$.

Dalle en béton armé

$$G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}^2.$$

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

$$\text{Donc: } Q_u = (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1) \times 1 = 8,05 \text{ KN/m}^2.$$

3.6.3. Calcul des sollicitations à L'ELS : $\nu = 0,2$

Système de levage : $Q_s = 90 \text{ KN}$.

Dalle en béton armé : Donc: $Q_s = (4,85 + 1) \times 1 = 5,85 \text{ KN/m}$.

3.6.4. Evaluation des moments à l'ELU

1. Evaluation des moments

M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle:

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot Q_u \cdot l_x^2 = 0,0561 \times 8,05 \times 2^2 = 1,8 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,5959 \times 1,8 = 1,07 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$M_{x1} = Q_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = Q_u \cdot M_2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2,5} = 0,8$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{125}{200} = 0,625$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{125}{250} = 0,50$$

A partir des abaques de PIGEAUD on a : $M_1 = 0,08$; $M_2 = 0,016$

$$M_{x1} = Q_u \cdot M_1 = 121.5 \times 0,08 = 9.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = Q_u \cdot M_2 = 121.5 \times 0,016 = 1.95 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.72 + 1.8 = 11.52 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 1.95 + 1.07 = 3.02 \text{ KN.m}$$

Remarque : A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

Tableau .3.1 : Les moments dans en travées et aux appuis

Zone	Sens	M_u (KN.m)
Aux appuis	L _x	$-0,3 \times 11.52 = -3.456$
	L _y	$-0,3 \times 3,02 = 0.906$
En travée	L _x	$0,85 \times 11.52 = 9.80$
	L _y	$0,85 \times 3.02 = 2.567$

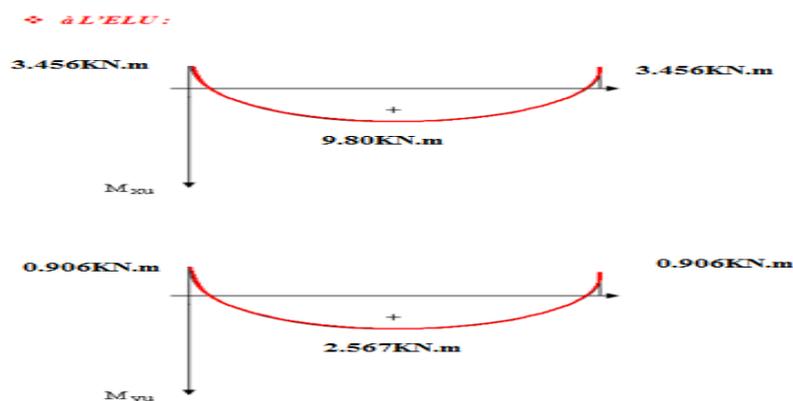


Figure 3.30 : Diagramme du moment à l'ELU

3.6.5. Calcul des armatures

Calcul à l'ELU : Le calcul se fait pour une bande de 1m

Ferraillage dans le sens x-x

(Fissuration peu préjudiciable).

H=15cm ; b=100cm ; d=13cm ; $\gamma_s=1,5$; $\gamma_b=1,15$; FeE400 ; $F_{ed}=348\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $F_{bu}=14,2\text{MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{9.8 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.20} = 0,041$$

⇒ La section est simplement armée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2922$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{lu} = 0,2922 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,0292 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,13[1 - 0,6(0,041)] = 0,127 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{9,8 \times 10^6}{127 \times 348} = 2,22 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopter: } \mathbf{5HA 8 = 2,51 \text{ cm}^2}$$

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec h : l'épaisseur de la dalle h = 15 cm

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \quad \mathbf{St = 20 \text{ cm}}$$

Ferraillage dans le sens y-y

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{2,567 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14,20} = 0,011 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2922$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{lu} = 0,2922 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,0292 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,13[1 - 0,6(0,011)] = 0,129 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{2,567 \times 10^6}{129 \times 348} = 0,57 \text{ cm}^2$$

On adopte: $\mathbf{4HA 8 = 2,01 \text{ cm}^2}$

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec h : l'épaisseur de la dalle h = 15 cm

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \quad \mathbf{St = 25 \text{ cm}}$$

3.6.6. Les Vérifications

a. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2}$$

$$\text{Avec : } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour } FeE 400 \text{ et } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3 - \frac{200}{250}}{2} = 1,32 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Cette condition est vérifiée pour les deux sens (x) et (y).

b. Diamètre maximal des barres

$$\phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Nous choisissons des HA8, donc la condition est vérifiée.

c. Espacement des barres : Armatures $A_x // L_x$

$$S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = \min \{45, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures $A_y // \text{à } L_y$

$$S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = \min \{60 ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification au poinçonnement

$$q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : périmètre du contour de l'aire suivant laquelle la charge agit dans le plan du feuillet moyen.

e. Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge, on doit vérifier que :

$$\tau_{u} \leq \tau_{u} = \min : \left(\frac{0,15 F_{bc}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$U = V \rightarrow V = \frac{q}{2x_0 + y_0} = \frac{121,5}{2 \times 125 + 125} = 0,324 \text{ KN.}$$

$$\tau_{u} = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{0,324 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,0025 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u} = 0,0025 \text{ MPa} < \tau_{u} = 3,3 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul à L'ELS

1. Evaluation des moments : M_{x1} et M_{y1} dans le système de levage :

$$M_{x1} = q_s (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + v M_1)$$

Avec M_1 et M_2 sont déterminés à partir des rapports :

$$\frac{U}{l_x}, \frac{V}{l_y} \text{ et de } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$M_1 = 0,08, M_2 = 0,016$$

$$v = 0,2, q_s = 90 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 90 (0,08 + 0,2 (0,016)) = 7.5 \text{ KN}\cdot\text{m.}$$

$$M_{y1} = 90(0,016 + 0,2 (0,08)) = 2.88 \text{ KN}\cdot\text{m.}$$

2. Evaluation des moments : M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_s = G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0628 \times 4,85 \times 2^2 = 1.22 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,7111 \times 1,22 = 0,46 \end{cases}$$

3. Superposition des moments

$$M_x(\text{total}) = 7.5 + 1.22 = 8.72 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_y(\text{total}) = 2.88 + 0.46 = 3.34 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Tableau .3.2 : Les moments dans les travées et les appuis .

Zone	Sens	M_s (KN.m)
Aux appuis	L_x	$-0,3 \times 8.72 = -2.62$
	L_y	$-0,3 \times 3,34 = 1$
En travée	L_x	$0,85 \times 8.72 = 7.41$
	L_y	$0,85 \times 3.34 = 2.84$

❖ à l'ELS :

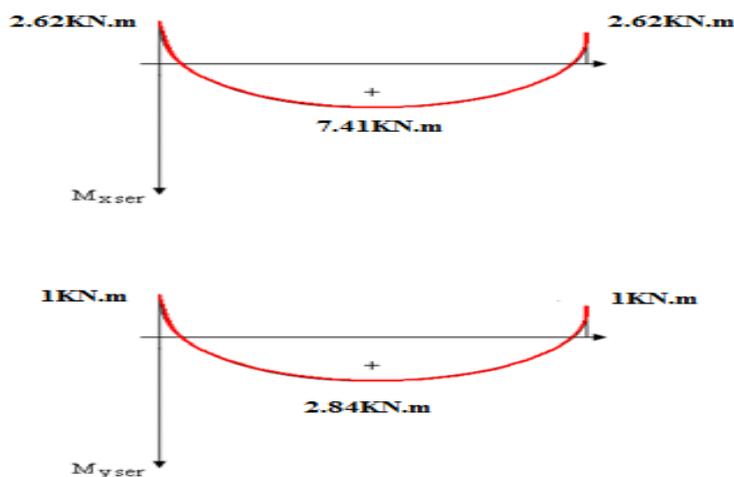


Figure 3.31 : Diagramme du moment à l'ELS.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k \cdot y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15 (A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b (d A_s + d' A'_s)}{7.5 (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Sens XX

Zone	M_{ser}	A_s	A'_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
------	-----------	-------	--------	---------------	--------------------------	-------------

	(KN.m)	(cm ²)	(cm ²)	(MPa)	(MPa)	
<i>appuis</i>	2.62	2.01	2.01	1.40	15	<i>Vérifiée</i>
<i>travée</i>	7.41	2.51	2.51	3.60	15	<i>Vérifiée</i>

Sens YY

<i>Zone</i>	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	<i>Observation</i>
<i>appuis</i>	1	2.01	2.01	0.50	15	<i>Vérifiée</i>
<i>travée</i>	2.84	2.01	2.01	1.50	15	<i>Vérifiée</i>

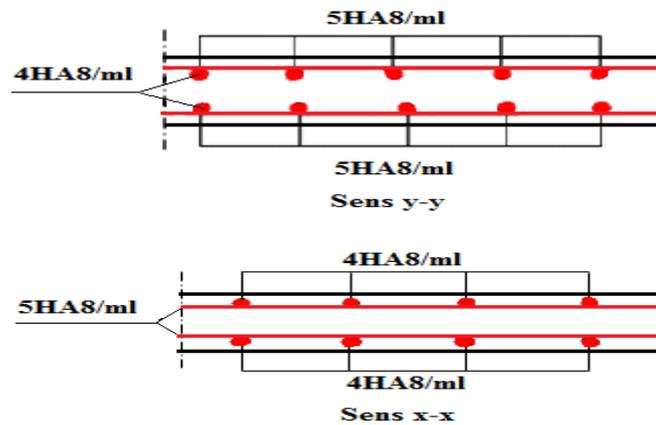


Figure 3.32 : Schéma de ferrailage de la dalle de salle machine .

3.7. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. 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 en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

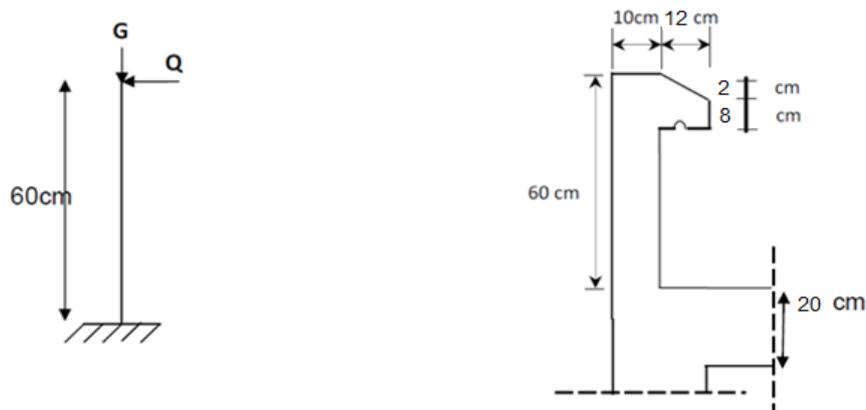


Figure 3.33 : Coupe verticale de l'acrotère.

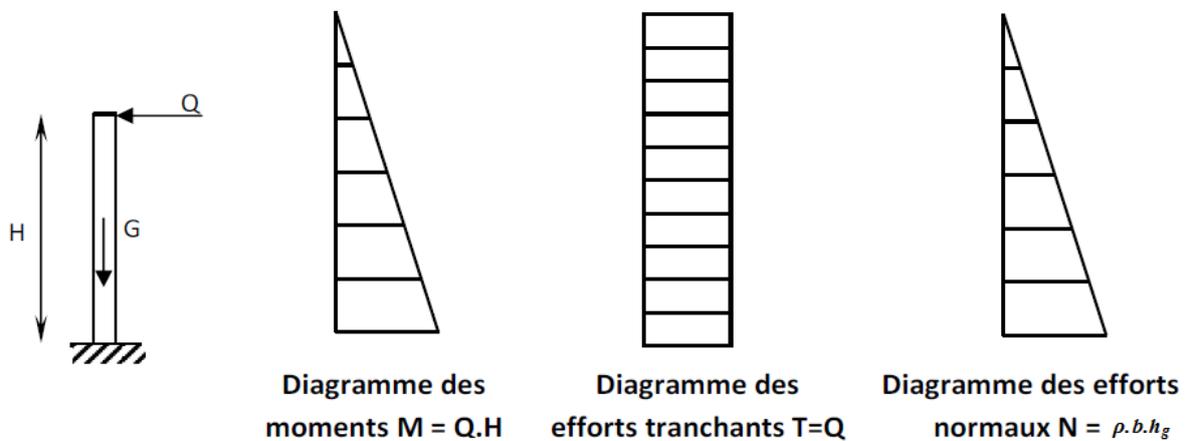
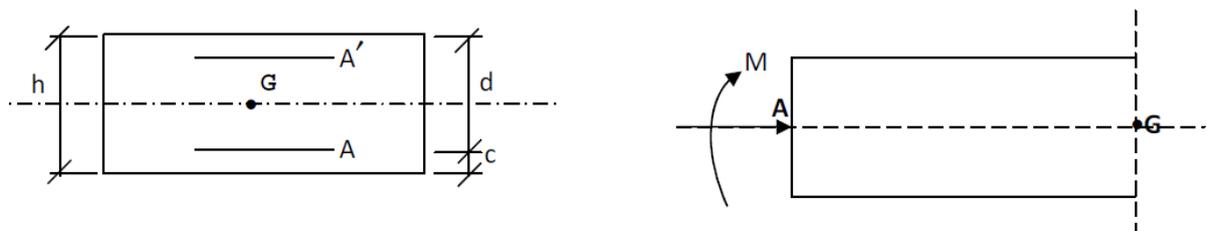


Figure 3.34 : Schéma statique et le diagramme des efforts internes de l'acrotère .

3.7.1. Détermination des sollicitations



Poids propre de l'acrotère : $G=1,71 \text{ KN/ml}$.

Charge d'exploitation : $Q=1,00 \text{ KN /ml}$.

Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 = 1,71 \text{ KN}$.

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$.

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = Q \times H \times 1 = 0,60 \text{ KN m}$.

3.7.2. Calcul de la force sismique F (RPA art 6.2.3)

Les forces horizontales de calcul F agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F = 4. A. C_p. W$$

Avec A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié ($A = 0,2$).

C: Facteur de force horizontale ($C=0,3$).

W : Poids de l'élément considéré.

$$D'où F = 4 \times 0,2 \times 0,3 \times 1,71 = 0,41 \text{ KN/ml.}$$

3.7.2. Combinaison de sollicitation

A l'ELU

$$N_u = 1,35 \times G = 2,31 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm.}$$

A l'ELS

$$N_s = 1,71 \text{ KN.}$$

$$M_s = 0,60 \text{ KN.m.}$$

3.7.3. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm² soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : largeur de la section : 100cm

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

d = $h - c$: Hauteur utile

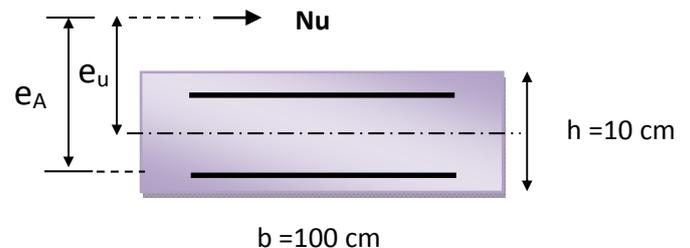
M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

a. Calcul des armatures à l'ELU

Position du centre de pression à l'ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{2,31} = 38,96 \approx 39 \text{ cm}$$

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



$\frac{h}{2} - C < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b. Calcul en flexion simple

Moment fictif

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2,31 \cdot \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,970 \text{ KN.m.}$$

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.970 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.0107$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_f} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$\mu_u < \mu_e = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée, donc : $A_c = 0$

$$\mu_u = 0.0107 \Rightarrow \beta = 0.995$$

Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_s}{\gamma_D}} = \frac{0.970 \times 10^6}{0.995 \times 80 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2.$$

c. Calcul en flexion composée : La section réelle des armatures

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.31 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.28 \text{ cm}^2.$$

3.7.4. Vérification à l'ELU

3.7.4.1. Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL 91 modifiés 99) :

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_s} \cdot \frac{(e_s - 0.455d)}{e_s - 0.185d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{35 - 0.455 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0.350 \text{ m.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa.}$$

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$A_s = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$. Soit : $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit: $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ répartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

3.7.4.2. Vérification au cisaillement (Art III .2 /BAEL 91)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{cj}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ [MPa]}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec :}$$

τ_u Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ [MPa]}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ [MPa]}$. \Rightarrow la condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de cisaillement.

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ [KN]}.$$

3.7.4.3. Vérification des contraintes à L'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] = 201,6 \text{ [MPa]}$. avec

$\eta = 1,6$ pour HA.

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}.$$

$$\text{Calcul : } \rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251.$$

$$\rho = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,92075 \Rightarrow K_1 = 47,6975 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,020965$$

$$\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^6}{0,921 \times 80 \times 201} = 40,51 \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_s = 40,51 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_s = 201,64 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Dans le béton : On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,020965 \times 40,51 = 0,849 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4. Vérification de l'écartement des barres

a. Armatures verticales

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

$$S_t \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

a. Armatures de répartition

$$S_t \leq \min\{4h, 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4. Vérification au flambement

a. Calcul de l'élançement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

λ : Élançement de l'élément.

L_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section.

A : section de l'élément.

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$L_f = 2L_0 = 2H = 1.2 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} \square \square \square 41.58$$

a. Vérification à l'élançement

$$\lambda \leq \max [50 ; \min (\frac{678u}{h} ; 100)] = \max [50 ; \min (261.03 ; 100)]$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max (50 ; 100) = 100 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99. Art 6.2.3)

$$F_P = 4A C_P W_P$$

$$D'où : F_P = 4 \times 0.2 \times 0.3 \times 1.71 = 0.41 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile. On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment.

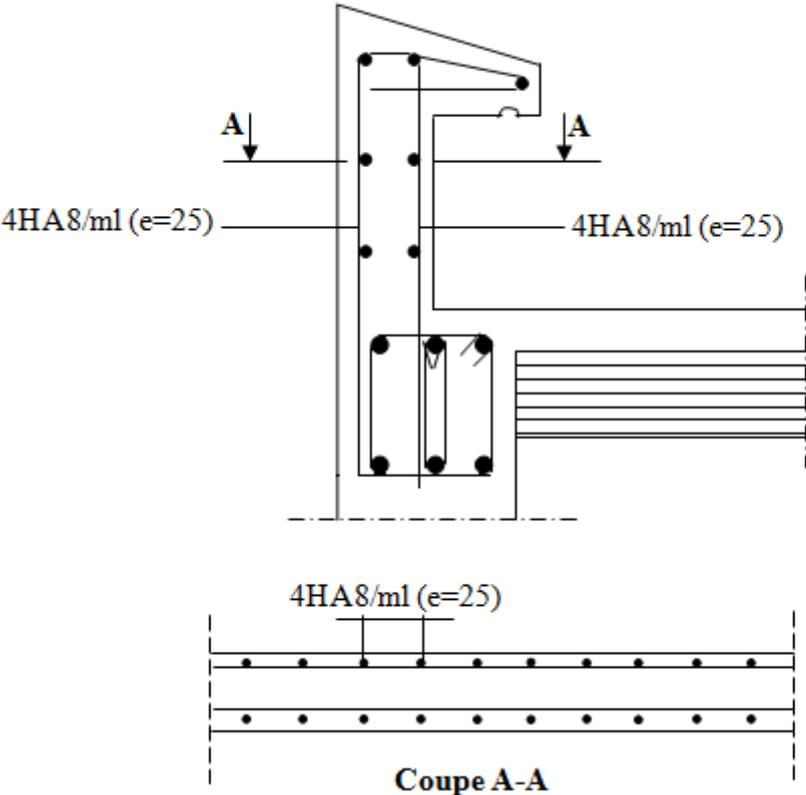


Figure 6.3 : Ferraillage de l'acrotère.

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.

4.2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

4.3 Modélisation mathématique

La modélisation mathématique revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté(DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

4.3.1 Modélisation de la structure étudiée

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, efforts normaux,...), dans les éléments structuraux, les calculs sont faits en utilisant le logiciel ETABS qui est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des structures. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul des sollicitations et le calcul de ferrailage suivant les différents règlements (*Euro code, UBC, ACI...* etc.). En effet, grâce à ces diverses fonctions, il permet la détermination des sollicitations, le calcul automatique du centre de masse et de rigidité, la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle ainsi, dans le cas de la dalle pleine il permet une descente de charge automatique. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau... etc.). ETABS a pour

avantage aussi le calcul direct de la force sismique par le biais de la méthode statique équivalente.

4.3.2 Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portiques (poutres, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles introduit selon l'orientation qu'on choisit.

4.3.3 Modélisation de la masse

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité β_Q RPA version 2003 (Dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant de la surcharge d'exploitation, la masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisés est prise égale à celle du béton armé à savoir 25KN/m^3 . La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs)a été répartie sur les poutres concernées.

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS 9.7 nous à donnée la vue en 3D suivante :

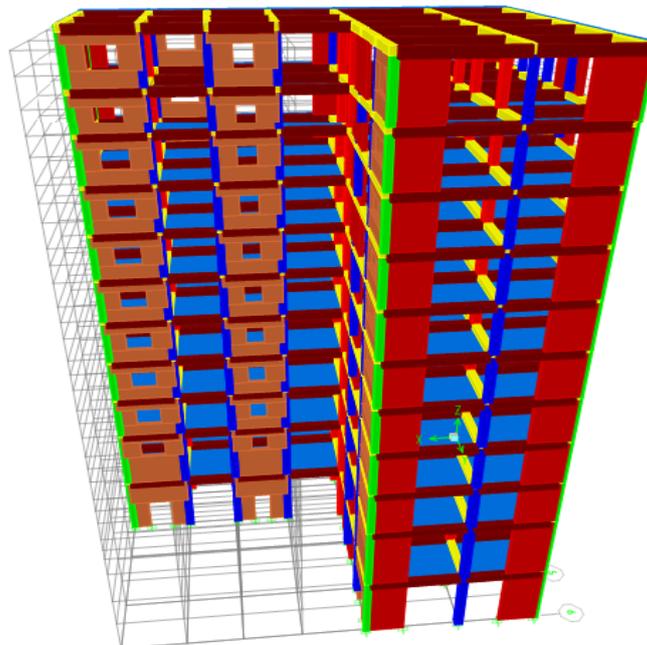


Figure 4.1 : Schéma de la structure en 3D.

4.4 Etude sismique de bâtiment

Le but de cette étude est de déterminer les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à chaque niveau de notre structure. Le règlement **RPA 99 (version 2003)** propose trois méthodes différentes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode d'analyse modale spectrale.
3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

L'une des vérifications préconisée par le *RPA99 / Version 2003* (art 4.3.6) 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 celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8 V}{V_t}$

4.4.1 Méthode dynamique modale spectrale

a. Principe

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

b. Application

On a la formule suivante :

$$V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec V_t : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode i.

W : poids total de la structure.

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

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

pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

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

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

4.4.2 Méthode statique équivalente : RPA (Art 4.2)

a. Principe

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

-Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIb.

-Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A.....	$H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.
Zone III : Groupe d'usage 2 et 3.....	$H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.
Groupe d'usage 1B.....	$H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

b. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivante:

$$V = \frac{ADQ}{R} W_T$$

Avec A: coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone et du groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

W_T : poids total du bâtiment

Coefficient d'accélération de zone (A)

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment: Pour la zone **III** et groupe d'usage **2** $\Rightarrow A = 0.25$

Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique dépendant du site: pour un site meuble (S_3).

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.7 R.P.A 2003).}$$

η : Facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7 = \mathbf{0.881} \dots\dots\dots \text{(Article 4.2 R.P.A 2003).}$$

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages.... [tab4-2]. On prend le cas le plus défavorable pour $\xi = 7\%$.

c. Estimation de la période fondamentale

La période fondamentale $T=0.556s$ inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{ART 4-2-4 RPA99/VER2003}).$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 R.P.A 2003) :

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé $\Rightarrow C_T = 0,05 \Rightarrow$ D'où : $T = 0,05(37,56)^{3/4} = 0,759s$

Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la formule suivante: $T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{d}}$

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

a) sens transversale : $d_y = 17,30 \text{ m} \longrightarrow T = 0,812 \text{ s}.$

b) sans longitudinale : $d_x = 21,95 \text{ m} \longrightarrow T = 0,721 \text{ s}.$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction. Donc: $T_x = 0,721 \text{ s}.$

$$T_y = 0,812 \text{ s}.$$

On a : $T_2 = 0,5 \text{ s} \Rightarrow T_2 = 0,5 \text{ s} < T_x < 3,0 \text{ s}$ donc $D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$$T_2 = 0,5 \text{ s} < T_y < 3,0 \text{ s} \text{ donc } D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D'où : \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,881 \times \left(\frac{0,5}{0,721}\right)^{2/3} = 1,725 \\ D_y = 2,5 \times 0,881 \times \left(\frac{0,5}{0,812}\right)^{2/3} = 1,594 \end{cases}$$

***Coefficient de comportement global (R) :** Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement.

***Facteur de qualité Q :** La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots (\text{Art 4 .4 R.P.A 2003}).$$

Où : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P.A 2003).

Tableau 4.1 : Valeurs des pénalités .

Critère	P_q (S. long)	
	Obs	N/Obs
Condition minimale sur les files de contreventement	0.05	/
Redondance en plan	0.05	/
Régularité en plan	0.05	/

Régularité en élévation	0.05	/
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	/
Contrôle de la qualité d'exécution	0.1	/
Q (totale)	1.35	

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, $\beta = 0,20$

W_{gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.

Tableau 4.2 : Valeurs des paramètres pour le calcul de la force sismique .

A	D_x	D_y	Q	R	T(S)	W(KN)
0.25	1.725	1.594	1.35	3.5	0.759	17958.44

Nombre de modes à considérer

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

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} : T_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad (\text{article 4-14 RPA/2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K. Le nombre de modes à considérer est : 8 modes. (Participation modale de mode 8 : 90.1964 %).

4.5 Choix de la disposition des voiles

On a pris en considération le plan d'architecture en prévoyant un nombre minimal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment. La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

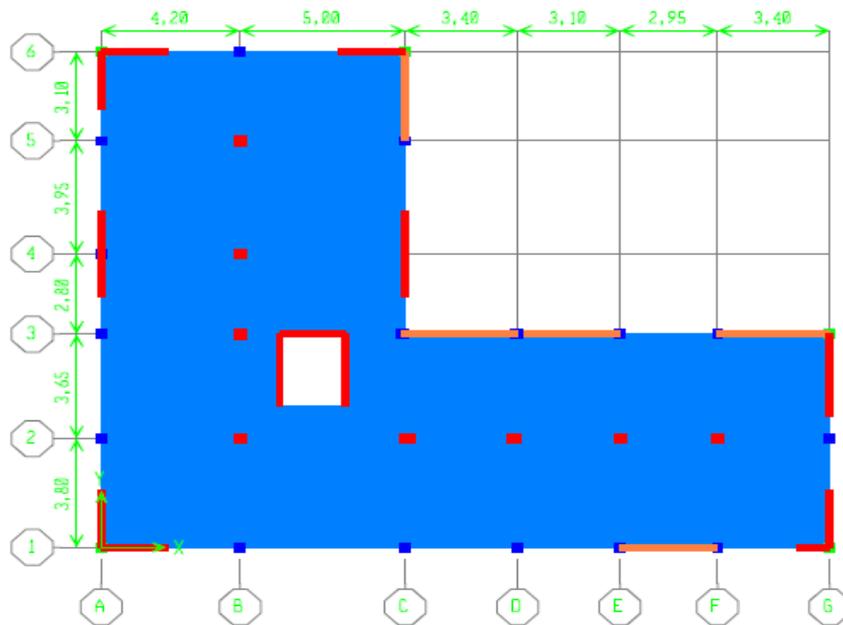


Figure 4.1 : La disposition des voiles (vue en plan).

4.6 Caractéristiques géométrique et massique de la structure

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 4.2: 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)
12	187.023	8.719	6.827	8.607	6.861	0.112	-0.034
11	147.923	8.671	6.922	8.544	6.863	0.127	0.059
10	147.923	8.671	6.922	8.476	6.858	0.195	0.064
9	148.019	8.671	6.922	8.409	6.849	0.262	0.073
8	148.230	8.671	6.921	8.339	6.843	0.332	0.078
7	148.337	8.671	6.920	8.267	6.845	0.404	0.075
6	148.450	8.671	6.920	8.189	6.860	0.482	0.06
5	148.591	8.671	6.919	8.104	6.894	0.567	0.025
4	148.591	8.671	6.919	8.01	6.952	0.661	-0.033
3	148.823	8.671	6.918	7.911	7.040	0.76	-0.122

2	150.962	8.675	6.924	7.808	7.178	0.867	-0.254
1	157.753	8.682	6.930	7.745	7.552	0.937	-0.622

(X_{CR} , Y_{CR}) : coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité).

L'excentricité accidentelle : (article 4.2.7 RPA99/Version 2003)

$$e_{acc} = \pm 0.05 \max (l_x, l_y) = \pm 0.05 \max (21,95 ; 17,30) = 1.098 \text{ m}$$

Donc $e_x = \max (e_{acc} ; e_{réel}) = 1.098 \text{ m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x = 1.098 \text{ m.} \\ W_t = M_t \times g = 1830.625 \times 9.81 = 17958.43 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc on a : } \left\{ \begin{array}{l} V = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{xstat} = 2987.19 \text{ KN} \\ V = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{ystat} = 2760.34 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS 9.7, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 4.3 : Périodes, modes et facteurs de participation massique .

Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY	RZ	ΣRZ	Nature
1	0.556751	76.7159	0.0000	76.7159	0.0000	0.0035	0.0035	Translation X
2	0.488013	0.0014	75.492	76.7173	75.492	1.2943	1.2977	Translation Y
3	0.440125	0.0042	1.1198	76.7214	76.6118	75.355	76.6528	Rotation Z
4	0.165344	13.4837	0.0116	90.2051	76.6234	0.0006	76.6533	Translation X
5	0.142936	0.0144	12.504	90.2195	89.1274	0.6762	77.3295	Translation Y
6	0.128844	0.0024	0.9267	90.2219	90.0541	12.4356	89.7652	Rotation Z
7	0.079388	4.2151	0.0171	94.437	90.0712	0.0006	89.7658	Translation X
8	0.068838	0.0447	3.6893	94.4817	93.7604	0.4307	90.1964	Translation Y
9	0.060689	0.0000	0.5182	94.4817	94.2786	3.9358	94.1322	Rotation Z
10	0.047776	1.9755	0.0245	96.4572	94.3031	0.0052	94.1374	Translation X
11	0.041102	0.0418	1.7637	96.499	96.0668	0.2267	94.3641	Translation Y
12	0.035455	0.0005	0.2533	96.4994	96.3201	1.8736	96.2377	Rotation Z

Modes de vibrations obtenus

Premier mode de vibration : Translation suivant X

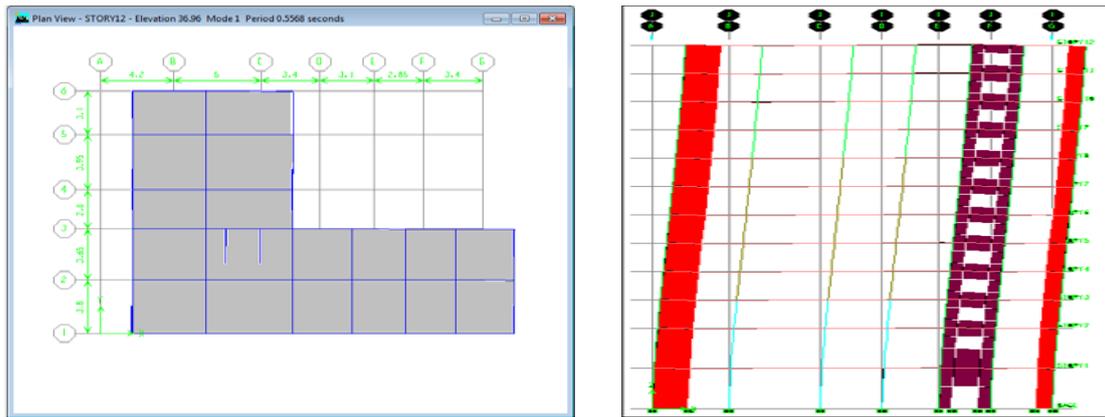


Figure 4.2 : 1^{er} Mode de translation suivant le sens x x de periode $T = 0.5568s$.

Deuxième mode de vibration : Translation suivant Y

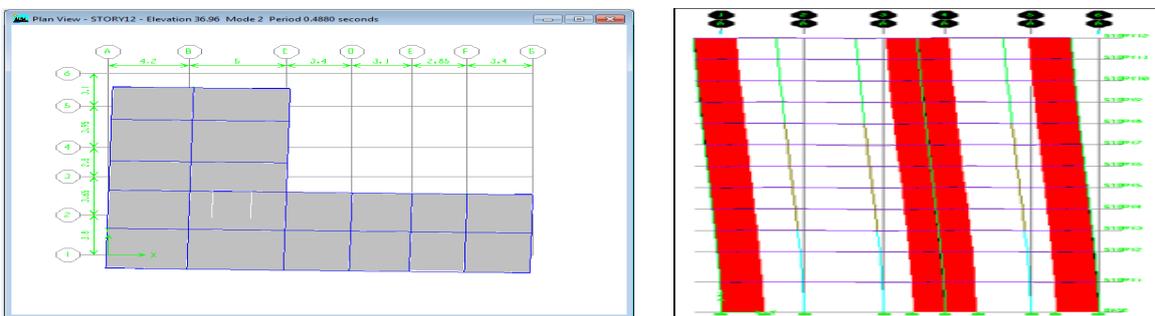


Figure 4.3: 2^{ème} Mode de translation suivant le sens y y de periode $T = 0.4880s$.

Troisième mode de vibration : rotation

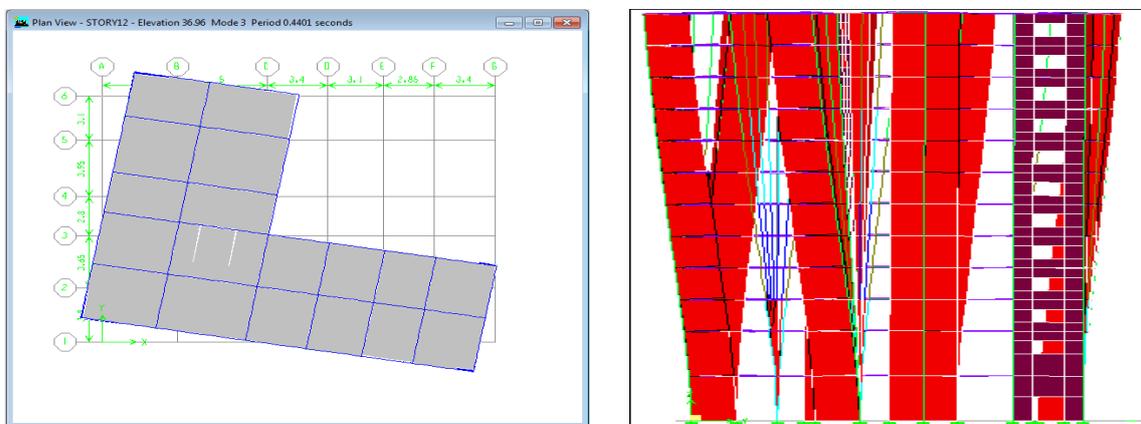


Figure 4.4 : 3^{ème} Mode de rotation autour de laxe Z de periode $T = 0.4401s$.

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%.

$$T = 0.570s < T = 0.759 * 1.30 = 0.987s \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

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.

α_i : coefficient de participation i.

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans les tableaux suivants :

Tableau 4.4 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinal).

Mode	périodes	Sa/g	α_i (%)	W (KN)	Vt (KN)
1	0.556751	0,24712	76.7159	17958.44	3404.567
2	0.488013	0,26548	0.0014	17958.44	0.0667
3	0.440125	0,26548	0.0042	17958.44	0.200
4	0.165344	0,26548	13.4837	17958.44	642.849
5	0.142936	0.26769	0.0144	17958.44	0.692
6	0.128844	0.27211	0.0024	17958.44	0.117
7	0.079388	0,28761	4.2151	17958.44	217.711
8	0.068838	0,29092	0.0447	17958.44	2.335
			94.4818		

Tableau 4.5 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal).

Mode	périodes	Sa/g	α_i (%)	W (KN)	Vt (KN)
1	0.556751	0,24712	0.0000	17958.44	0
2	0.488013	0,26548	75.492	17958.44	3599.161
3	0.440125	0,26548	1.1198	17958.44	53.387
4	0.165344	0,26548	0.0116	17958.44	0.553
5	0.142936	0.26769	12.504	17958.44	601.104
6	0.128844	0.27211	0.9267	17958.44	45.284
7	0.079388	0,28761	0.0171	17958.44	0.883
8	0.068838	0,29092	3.6893	17958.44	192.746
			93.7605		

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 :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n E_i^2} \dots \dots \dots (1)$$

Avec E : l'effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon le mode i.

K : nombre de mode retenue.

Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E₁ et E₂ par exemple, la réponse totale est donnée par : $E = \sqrt{(|E_1|+|E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$ (2)

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ζ_i , ζ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport r vérifie la relation :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{(10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j})} = 0,588 \text{ avec : } T_i \leq T_j$$

Tableau 4.6 : Combinaisons des réponses modales .

Mode	Période T(s)	r=Ti/Tj	Observation
1 ^{ème} Mode	0.556751	0.87653	Non vérifiée
2 ^{ème} Mode	0.488013	0.90187	Non vérifiée
3 ^{ème} Mode	0.440125	0.37567	vérifiée
4 ^{ème} Mode	0.165344	0.86447	Non vérifiée
5 ^{ème} Mode	0.142936	0.90141	Non vérifiée
6 ^{ème} Mode	0.128844	0.61615	Non vérifiée
7 ^{ème} Mode	0.079388	0.86710	Non vérifiée
8 ^{ème} Mode	0.068838	/	

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (2) : **Ex =3480.48KN**
Ey = 3711.42KN

***Vérification des exigences de RPA99/2003**

-Résultante des forces sismiques de calcul

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/Vt**

Tableau 4.7 :Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul .

	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	0.8 V _{statique}	0.8 V _s <V _{dyn}
Sens X-X	2987.19	3480.48	2389.752	vérifiée
Sens Y-Y	2760.34	3711.42	2208.272	vérifiée

Justification du système de contreventement

On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales repris par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous :

Tableau 4.8: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques .

Niveau	Voile		Portique		(%) voile		(%) Portique	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niveau 1	3091.78	3443.49	394.064	272.81	88.69	92.66	11.31	7.34

Tableau 4.9: Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
--------	-------	----------	-----------	--------------

	F3	F3	F3	F3
Niveau 1	11682.767	11991.79	49.35	50.65

Avec **F3** : la charge verticale reprise par l'élément.

F1 : la charge horizontale suivant X.

F2 : la charge horizontale suivant Y.

On remarque d'après les résultats obtenus que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical et la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient. (R=3,5).

Pour le calcul du spectre de utilise l'application **Spectre 99** réponse on **V 2003**

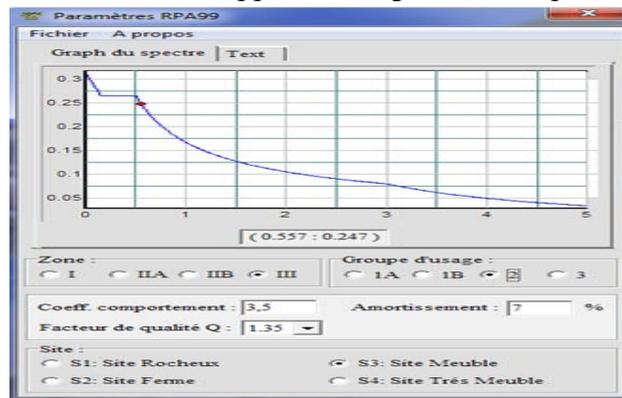


Figure 4.5 : Spectre de réponse .

Distribution des forces sismique selon la hauteur

Tableau 4.10: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx
 $V_x = 3480.48\text{KN}$

Niveau	W(KN)	Hi(m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi(KN)
Niveau 1	1547.55301	4.08	21975807.4	381440.95	57.61
Niveau 2	1480.94213	8.16	42059818	381440.95	110.27
Niveau 3	1459.95559	11.04	56098062.4	381440.95	147.07
Niveau 4	1457.67477	13.92	70621837.7	381440.95	185.14
Niveau 5	1457.67477	16.80	85233252.4	381440.95	223.45
Niveau 6	1456.29744	19.68	99750325.8	381440.95	261.51
Niveau 7	1455.18989	22.56	114260970	381440.95	299.55
Niveau 8	1454.1363	25.44	128754188	381440.95	337.55
Niveau 9	1452.0713	28.32	143126593	381440.95	375.23
Niveau 10	1451.12561	31.20	157579146	381440.95	413.12
Niveau 11	1451.12561	34.08	172124914	381440.95	451.25

<i>Niveau 12</i>	1834.69661	36.96	236012695	381440.95	618.74
------------------	------------	-------	-----------	-----------	--------

Tableau 4.11: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens yy

$$V_y = 3711.42 \text{KN}$$

<i>Niveau</i>	<i>W(KN)</i>	<i>Hi(m)</i>	<i>W*hi*V</i>	$\Sigma W*hi$	<i>Fi(KN)</i>
<i>Niveau 1</i>	1547.55301	4.08	23433966	381440.95	61.44
<i>Niveau2</i>	1480.94213	8.16	44850610	381440.95	117.58
<i>Niveau 3</i>	1459.95559	11.04	59820332	381440.95	156.83
<i>Niveau 4</i>	1457.67477	13.92	75307803	381440.95	197.43
<i>Niveau 5</i>	1457.67477	16.80	90888727	381440.95	238.28
<i>Niveau6</i>	1456.29744	19.68	106369051	381440.95	278.86
<i>Niveau 7</i>	1455.18989	22.56	121842519	381440.95	319.43
<i>Niveau 8</i>	1454.1363	25.44	137297404	381440.95	359.94
<i>Niveau 9</i>	1452.0713	28.32	152623460	381440.95	400.12
<i>Niveau 10</i>	1451.12561	31.20	168034982	381440.95	440.53
<i>Niveau 11</i>	1451.12561	34.08	183545904	381440.95	481.19
<i>Niveau 12</i>	1834.69661	36.96	251672825	381440.95	659.79

Vérification des déplacements latéraux inter-étage

D'après l'article (Art 5.10) du RPA99, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

a) Principe de calcul : (Art 4.43)

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK}$$

Avec : R : coefficient de comportement.

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est : $\Delta_{k \text{ adm}} = 1\% \cdot h_0$ Avec : h_0 : est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

Tableau 4.11: Le déplacement inter-étage dans le sens xx (Sens longitudinal).

<i>Niveau</i>	$\delta_{ek} (m)$	<i>R</i>	$\delta_k(m)$	δ_{K-1}	$\Delta_k (x)$	$\Delta_{k \text{ adm}}$	<i>Observation</i>
<i>Niveau 12</i>	0.0262	3.5	0.0917	0.08575	0.00595	0.0288	C.V

<i>Niveau 11</i>	0.0245	3.5	0.08575	0.0791	0.00665	0.0288	C.V
<i>Niveau 10</i>	0.0226	3.5	0.0791	0.07175	0.00735	0.0288	C.V
<i>Niveau 9</i>	0.0205	3.5	0.07175	0.06405	0.0077	0.0288	C.V
<i>Niveau 8</i>	0.0183	3.5	0.06405	0.056	0.00805	0.0288	C.V
<i>Niveau 7</i>	0.016	3.5	0.056	0.0476	0.0084	0.0288	C.V
<i>Niveau 6</i>	0.0136	3.5	0.0476	0.0392	0.0084	0.0288	C.V
<i>Niveau 5</i>	0.0112	3.5	0.0392	0.03045	0.00875	0.0288	C.V
<i>Niveau 4</i>	0.0087	3.5	0.03045	0.02205	0.0084	0.0288	C.V
<i>Niveau 3</i>	0.0063	3.5	0.02205	0.01435	0.0077	0.0288	C.V
<i>Niveau 2</i>	0.0041	3.5	0.01435	0.0049	0.00945	0.0408	C.V
<i>Niveau 1</i>	0.0014	3.5	0.0049	0	0.0049	0.0408	C.V

Tableau 4.12: Le déplacement inter-étage dans le sens yy.

<i>Niveau</i>	$\delta_{ek} (m)$	<i>R</i>	$\delta k(m)$	δ_{k-1}	$\Delta_k (x)$	$\Delta_{k adm}$	<i>Observation</i>
<i>Niveau 12</i>	0.0215	3.5	0.07525	0.07035	0.0049	0.0288	C.V
<i>Niveau 11</i>	0.0201	3.5	0.07035	0.0651	0.00525	0.0288	C.V
<i>Niveau 10</i>	0.0186	3.5	0.0651	0.05915	0.00595	0.0288	C.V
<i>Niveau 9</i>	0.0169	3.5	0.05915	0.0532	0.00595	0.0288	C.V
<i>Niveau 8</i>	0.0152	3.5	0.0532	0.04655	0.00665	0.0288	C.V
<i>Niveau 7</i>	0.0133	3.5	0.04655	0.03955	0.007	0.0288	C.V
<i>Niveau 6</i>	0.0113	3.5	0.03955	0.0322	0.00735	0.0288	C.V
<i>Niveau 5</i>	0.0092	3.5	0.0322	0.0252	0.007	0.0288	C.V
<i>Niveau 4</i>	0.0072	3.5	0.0252	0.0182	0.007	0.0288	C.V

Niveau 3	0.0052	3.5	0.0182	0.01155	0.00665	0.0288	C.V
Niveau 2	0.0033	3.5	0.01155	0.00385	0.0077	0.0408	C.V
Niveau 1	0.0011	3.5	0.00385	0	0.00385	0.0408	C.V

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée.

Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : RPA 99 [art5-9]

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

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

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

Δ_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 4.13: Vérification de l'effet P-Delta sens x x

Niveau	P_k	V_X	H_k	Δ_k	θ_{Kx}	< 0.1
Niveau12	1834.69661	693.35	2.88	0.00595	0.0054	Vérifier
Niveau11	3285.82222	1167.23	2.88	0.00665	0.0065	Vérifier
Niveau10	4736.94783	1580.91	2.88	0.00735	0.0076	Vérifier
Niveau9	6189.01913	1948.06	2.88	0.0077	0.0085	Vérifier
Niveau8	7643.15543	2273.93	2.88	0.00805	0.0093	Vérifier
Niveau7	9098.34532	2560.35	2.88	0.0084	0.01	Vérifier
Niveau6	10554.6428	2810.01	2.88	0.0084	0.011	Vérifier
Niveau5	12012.3175	3023.72	2.88	0.00875	0.012	Vérifier
Niveau4	13469.9923	3199.58	2.88	0.0084	0.0122	Vérifier

Niveau3	14929.9479	3337.88	2.88	0.0077	0.012	Vérifier
Niveau2	16410.89	3439.92	4.08	0.00945	0.015	Vérifier
Niveau1	17958.443	3480.47	4.08	0.0049	0.0087	Vérifier

Tableau 4.14: Vérification de l'effet P-Delta sens y y.

Niveau	P_k	V_y	H_k	Δ_k	θ_{Kx}	< 0.1
Niveau12	1834.69661	728.91	2.88	0.0049	0.0042	Vérifier
Niveau11	3285.82222	1233.46	2.88	0.00525	0.0048	Vérifier
Niveau10	4736.94783	1678.82	2.88	0.00595	0.0058	Vérifier
Niveau9	6189.01913	2076.00	2.88	0.00595	0.0061	Vérifier
Niveau8	7643.15543	2428.89	2.88	0.00665	0.0072	Vérifier
Niveau7	9098.34532	2738.83	2.88	0.007	0.008	Vérifier
Niveau6	10554.6428	3008.00	2.88	0.00735	0.0089	Vérifier
Niveau5	12012.3175	3236.71	2.88	0.007	0.009	Vérifier
Niveau4	13469.9923	3423.20	2.88	0.007	0.0095	Vérifier
Niveau3	14929.9479	3567.88	2.88	0.00665	0.0096	Vérifier
Niveau2	16410.89	3671.78	4.08	0.0077	0.008	Vérifier
Niveau1	17958.443	3711.42	4.08	0.00385	0.0045	Vérifier

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à 0,1. Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble

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.

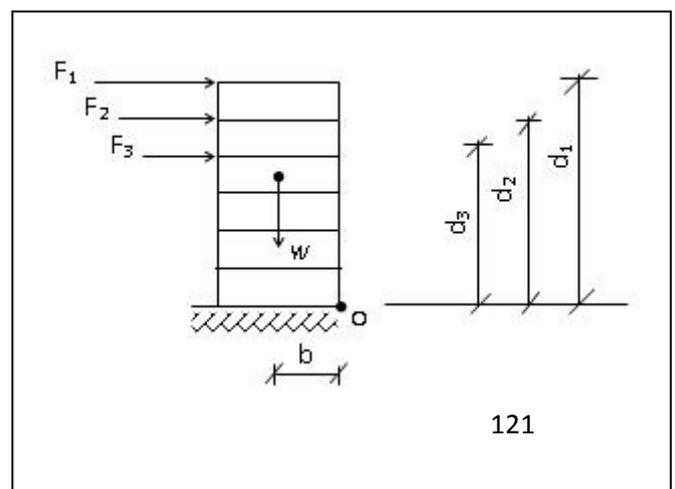
Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$) avec :

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.

$$\checkmark \quad M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$



$$\checkmark \quad M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

b : la distance au centre de gravité selon la direction xx et yy(Xg, Yg)

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

Tableau 4.15 : Calcul le moment de renversement sens xx.

Niveau	Di(m)	Fxi(KN)	Fxi*di(KN.m)
Niveau1	4.08	57.61	235.06
Niveau2	8.16	110.27	899.77
Niveau3	11.04	147.07	1623.64
Niveau4	13.92	185.14	2577.22
Niveau5	16.8	223.45	3753.97
Niveau6	19.68	261.51	5146.50
Niveau7	22.56	299.55	6757.87
Niveau8	25.44	337.55	8587.19
Niveau9	28.32	375.23	10626.40
Niveau10	31.2	413.12	12889.20
Niveau11	34.08	451.25	15378.57
Niveau12	36.96	618.74	22868.62
			Σ=91344.01

Tableau 4.16 : Calcul le moment de renversement sens yy

Niveau	di(m)	Fyi(KN)	Fyi*di(KN.m)
Niveau1	4.08	61.44	250.66
Niveau2	8.16	117.58	959.47
Niveau3	11.04	156.83	1731.37
Niveau4	13.92	197.43	2748.22
Niveau5	16.8	238.28	4003.06
Niveau6	19.68	278.86	5487.99
Niveau7	22.56	319.43	7206.27
Niveau8	25.44	359.94	9156.98
Niveau9	28.32	400.12	11331.50
Niveau10	31.2	440.53	13744.44
Niveau11	34.08	481.19	16398.98
Niveau12	36.96	659.79	24386.02
			Σ=97404.96

Calcul de centre de gravite de la structure**Tableau 4.17 : Centre de gravité et de torsion**

Niveau	x_i (m)	Y_i (m)	M_i (t)	$M_i.X_i$	$M_i.Y_i$	X_G (m)	Y_G (m)
1	8.682	6.93	157.7526	1369.61	1093.23		
2	8.675	6.924	150.9625	1309.60	1045.26		
3	8.671	6.918	148.8232	1290.45	1029.56		
4	8.671	6.919	148.5907	1288.43	1028.10		
5	8.671	6.919	148.5907	1288.43	1028.10		
6	8.671	6.92	148.4503	1287.21	1027.28		
7	8.671	6.92	148.3374	1286.23	1026.49		
8	8.671	6.921	148.23	1285.30	1025.90		
9	8.671	6.922	148.0195	1283.48	1024.59		
10	8.671	6.922	147.9231	1282.64	1023.92		
11	8.671	6.922	147.9231	1282.64	1023.92		
12	8.719	6.827	187.0231	1630.65	1276.81		
Σ			1830.6262	15884.68	12653.16	8.68	6.91

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G \\ b_y = L_y - Y_G \end{cases}$$

b : les point les plus éloigner par apport au centre de gravite pour les deux direction

Tableau 4.18 : Vérification de renversement.

	W (KN)	b (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s / M_r
Sens longitudinal	17958.44	13.27	238308.498	91344.01	2.60
Sens transversal	17958.44	10.39	187588.191	97404.96	1.92

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$)

Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification prescrite par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Poteau d'angle

On prend un seul niveau pour les poteaux d'angle parce que on a la même section pour chaque niveau, et l'effort de compression est maximum à la base.

Tableau 4.19: Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit.

Niveau	poteau	section	N(KN)	ν	Remarque
Niveau 1	C1	30x30	706.68	0.31	C.N.V

Poteau de rive

Tableau 4.20 : Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit

Niveau	poteau	section	N(KN)	ν	Remarque
Niveau 1	C25	40x40	1257.97	0.31	C.N.V
Niveau 2	C25	40x40	1001.9	0.25	C.V
Niveau 3	C28	40x40	833.68	0.21	C.V
Niveau 4	C28	35x35	730.26	0.24	C.V
Niveau 5	C28	35x35	633.37	0.21	C.V
Niveau 6	C28	35x35	538.07	0.17	C.V
Niveau 7	C11	35x35	448.39	0.15	C.V
Niveau 8	C11	35x35	418.35	0.14	C.V
Niveau 9	C11	30x30	381.58	0.17	C.V
Niveau 10	C11	30x30	331.94	0.15	C.V
Niveau 11	C11	30x30	256.14	0.11	C.V
Niveau 12	C11	30x30	211.69	0.09	C.V

Poteau central

Tableau 4.21: Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit

Niveau	poteau	section	N(KN)	ν	Remarque
Niveau 1	C15	50x50	1770.48	0.28	C.V
Niveau 2	C15	50x50	1414.13	0.22	C.V
Niveau 3	C14	50x50	1147.5	0.18	C.V
Niveau 4	C14	45x45	921.74	0.18	C.V
Niveau 5	C17	45x45	763.58	0.15	C.V
Niveau 6	C17	45x45	649.42	0.12	C.V
Niveau 7	C17	40x40	543	0.13	C.V
Niveau 8	C19	40x40	451.13	0.11	C.V
Niveau 9	C19	40x40	365.23	0.09	C.V
Niveau 10	C19	35x35	279.58	0.09	C.V
Niveau 11	C18	35x35	224.47	0.073	C.V
Niveau 12	C18	35x35	187.89	0.06	C.V

La vérification de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée pour les poteaux d'angle et de rive donc on augmente la section de béton.

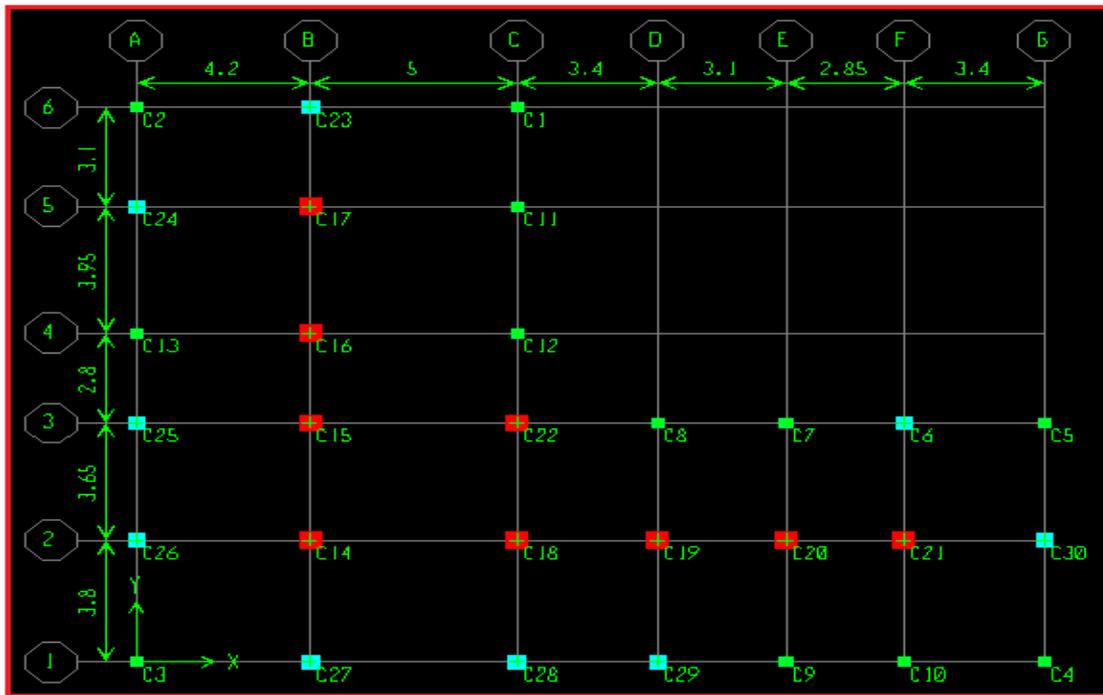


Figure 4.6 : La position des poteaux dans le plan de la structure

5.1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, on détermine les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de l'ouvrage étudié. Le calcul des sections est mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/ V2003**).

5.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont sollicités par un effort normal N et un moment fléchissant M , leurs armatures seront déterminées en flexion composée. Les sollicitations sont obtenues par le logiciel **ETABS**. Les efforts que nous avons pris pour le calcul sont suivant les 4 combinaisons :

N_{\max} et M_2, M_3 correspondant.

N_{\min} et M_2, M_3 correspondant.

$M_{2\max}$ et N correspondant.

$M_{3\max}$ et N correspondant.

Remarque : M_2 correspond à M_x et M_3 correspond à M_y

5.2.1. Les combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

Selon BAEL 91 : Situation durable :

$$\text{E.L.U : } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{E.L.S : } G + Q \dots\dots\dots (2)$$

Selon le R.P.A : Situation accidentelle :

$$G + Q + E \dots\dots\dots (3)$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots (4)$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations suivantes :

1-Situation durable.

2-Situation accidentelle.

Tableau5.1 : Caractéristiques des matériaux

Matériaux	Caractéristiques	Situation durable	Situation accidentelle
béton	f_{c28} Mpa	25	25
	γ_b	1,5	1,15
	σ_b Mpa	14,2	21.74

acier	f_c Mpa	400	400
	γ_s	1,15	1
	σ_s Mpa	348	400

5.2.2.1. Ferrailage longitudinal

Recommandations du RPA99 /V2003

*Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.

*Leur pourcentage minimal est de 0,9% en zone III.

*Leur pourcentage maximal est de :

3% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

*Le diamètre minimum est de 12 mm.

*La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ .

*La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

*Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$.

Recommandations du «BAEL99»

Ferrailage minimum d'après le BAEL99 est donné par :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = $b \times h$.

$$d = 0,9h$$

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d \cdot \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

Le ferrailage minimal d'après CBA93

Ferrailage minimum d'après le CBA93 est donné par :

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d$$

5.2.2.2. Ferrailage transversales : (RPA 2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

v_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a=2.5$ Si l'élanement géométrique ≥ 5 .

$\rho_a=3.75$ Si l'élanement géométrique < 5 .

t : espacement des armatures transversales :

$t \leq 10$ cm en zone nodale (zone III)

$t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\Phi)$ en zone courante, avec Φ diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité d'armatures minimale ($A_t \text{ min}$) :

(A_t/bt en %) est donnée par :

$$0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Par l'interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

$\lambda_g = l_f/a$ ou l_f/b avec a et b sont les dimensions de la section du poteau.

5.2.2.3. Exemple de calcul

On prend comme un exemple le poteau central. Le ferrailage de ce poteau est divisé en 4 parties :

Partie 01 : S/sol ; RDC et 1^{er} étages.

Partie 02 : 2^{ème} au 3^{ème} 4^{ème} étages.

Partie 03 ; 5^{ème} au 6^{ème} 7^{ème} étages.

Partie 04 ; 8^{ème} au 9^{ème} 10^{ème} étages.

Calcul à la compression

Soit un poteau de **C14** (50* 50) (cm²) :

$$C=C'=2 \text{ cm.}$$

$$S=50*50(\text{cm}^2).$$

$$L=4,08\text{m.}$$

$$f_{bu}=18.48\text{Mpa.}$$

$$d= 0, 45 \text{ m}$$

$$N_{\max} = - 640.47 \text{ KN}; \quad M_X = 5.59 \text{ KN.m} ; M_Y = 44.759 \text{ KN.m}$$

Sous combinaison ; **0.8G + Ex**

Correction des efforts pour tenir compte de l'excentricité additionnelle

l : hauteur totale du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

e : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e = M_{\max} / N_{\max}$$

$$e = 44.759 / 640.47 = - 0.069 \text{ m.}$$

$$h / 2 - C' = 0.20 \text{ m}$$

$e < h / 2 - C' \Rightarrow$: Section entièrement tendus

$$\begin{cases} e_{A1} = (h / 2 - C') + e = 0.269 \text{ m} \\ e_{A2} = (h / 2 - C') - e = 0.131 \text{ m} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{N \times e_{A2}}{(e_{A1} + e_{A2}) \times \sigma_s} = 5.24 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N \times e_{A1}}{(e_{A1} + e_{A2}) \times \sigma_s} = 10.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_{\text{Cal}}, A_{\text{CNF}}, A_{\text{min(RPA)}})$$

$$A_{\text{min}} = \max(4\text{cm}^2/U, 2B/1000).$$

$$A_{\text{max}} = 5B/100.$$

$$A_{\text{cnf}} \geq 0,23b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e.$$

U : périmètre de la section dans (m).

B : section du béton = $b \times h$. ($b = h =$ les dimensions du poteau, $d = 0,9h$).

Les résultats de ferrailage recommandé par RPA 2003 et BAEL 91 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.2 : Exemple ferrailage d'un poteau .

		BAEL 91			RPA 2003		
Au niveau sous sol, RDC, 1^{er}	Section (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{cnf} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²) zone courante	A_{max} (cm ²) Zone de recouvrement
	(50×50)	5	125	2.72	22.5	75	150

Vérification du flambement

Si l'élanement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte du risque du flambement dans les calculs de la

flexion composée des poteaux. $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec l_f : longueur de flambement. $l_f = l_0$.

i : rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ Pour les poteaux carrés nous avons : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$

Avec a : dimension du poteau.

La vérification est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 5.3 : Vérification du flambement .

Niveau	La section	$l_f(m)$	λ	$\lambda \leq 50$
S sol	50*50	4,08	28,27	Vérifiée
RDC		4,08	28,27	Vérifiée
1 ^{ere} étage		2,88	19.95	Vérifiée
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	45*45	2,88	22.17	Vérifiée
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} ,	40*40	2,88	24,94	Vérifiée
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme} ,	35*35	2,88	28,50	Vérifiée

La condition est vérifiée dans tous les niveaux, donc on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement.

Les résultats des sections sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.4 : Calcul de la section d'armature.

niveaux	Les sollicit	N corres	M_2 corres	M_3 corres	La comb	Acal d'une seule nappe	As adoptée pour toute la section
S/sol RDC 1 ^{ere} (50x50)	N min	5.57	1.72	121.511	G+Q-EX	6.92	$A_y = 4T16$
	N max	-640.47	5.59	44.759	08G+EX	10.80	$A_y = 4T20$
	M_2 max	54.99	114.59	84.705	G+Q+EY	5.86	$A_x = 4T14$
	M_3 max	-142.89	2.34	174.614	08G+EX	12.01	$A_y = 4T20$
2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} (45x45)	N min	18.44	57.077	42.754	08G+EX	3.40	$A_y = 4T12$
	N max	-117.36	2.449	63.816	08G+EX	5.69	$A_y = 4T14$
	M_2 max	153.52	90.231	67.24	G+Q+EY	3.85	$A_x = 4T12$
	M_3 max	-8.91	137.89	4.477	08G+EX	9.25	$A_y = 4T20$
5 ^{eme} 6 ^{eme} 7 ^{eme} (40x40)	N min	2.37	2.476	35.336	08G+EX	2.54	$A_y = 2T14$
	N max	-6.61	10.228	27.873	08G+EY	2.12	$A_y = 2T12$
	M_2 max	176.05	65.044	19.305	G+Q+EY	2.51	$A_x = 4T12$
	M_3 max	55.76	3.299	92.927	08G+EX	6.31	$A_y = 4T16$
8 ^{eme} 9 ^{eme} 10 ^{eme} (35x35)	N min	2.56	2.803	12.661	08G+EX	1.03	$A_y = 2T12$
	N max	-35.69	3.851	14.508	08G+EY	1.74	$A_y = 2T12$
(35x35)	M_2 max	133.61	38.924	2.234	G+Q+EY	1.55	$A_x = 2T12$
	M_3 max	15.25	1.72	51.339	08G+EX	4.29	$A_y = 4T12$

Le calcul du ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 5.5 : Calcul du ferrailage.

les niveaux	Section (cm ²)	BAEL 91			RPA 2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
S/sol RDC 1 ^{ere}	50x50	5	125	2.72	22.5	75	150
2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme}	45x45	4.05	101.25	2.20	18.22	60.75	121.5
5 ^{eme} 6 ^{eme} 7 ^{eme}	40x40	3.2	80	1.74	14.40	48	96
8 ^{eme} 9 ^{eme} 10 ^{eme}	35x35	2.85	61.25	1.33	11.025	36.75	73.5

On adopte le ferrailage suivant :

Tableau 5.6 : Ferrailage adopté.

Les niveaux	La section	A _s (cm ²)	Le choix des barres
S/sol RDC 1 ^{ere}	50X50	31.28	8T20+4T14
2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme}	45X45	29.64	8T20+4T12
5 ^{eme} 6 ^{eme} 7 ^{eme}	40X40	20.60	8T16+4T12
8 ^{eme} 9 ^{eme} 10 ^{eme}	35X35	9.03	8T12

Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1):

Selon la zone sismique III, la longueur minimale de recouvrement est donnée par :

$$l_r = 50\phi \quad \text{en zone III}$$

Dans notre cas la longueur minimale de recouvrements est de $50 \times 2 = 100\text{cm}$.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)

Elle ne doit pas dépasser 20cm

Pour les poteaux de : 50X50 : St = 11.25 cm.

$$45X45: St = 10\text{cm.}$$

$$40X40: St = 8.75 \text{ cm.}$$

$$35X35: St = 10 \text{ cm.}$$

Les jonctions par recouvrement :

Doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

$$h' = \text{Max} (h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm}) - \text{Zone nodale} -$$

Dans notre cas **h' = 60 cm** pour tous les niveaux

Ferrailage transversal

Vérification du poteau à l'effort tranchant

On prend l'effort tranchant max pour ce poteau : $V_{u \max} = 104.53 \text{ KN}$.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.464 \text{ MPa} \leq \tau = 3.25 \text{ MPa} \dots \text{C.V}$$

Espacement des armatures transversales : [art 7.4.2.2].

$$t \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} \dots \text{zone nodale.} \\ \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \phi_l) \dots \text{zone courante.} \end{cases}$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de : - 8 cm en zone nodale.
- 12 cm en zone courante.

Zone courante

$$\lambda = \frac{l_f}{a} = \frac{2.85}{0.50} = 5.71 > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.12 \times 2.5 \times 104.53 \times 10^{-3}}{0.5 \times 400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3.02 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{6T8}$$

Zone nodale

$$\lambda = \frac{l_f}{a} = \frac{2.85}{0.50} = 5.71 > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.08 \times 2.5 \times 104.53 \times 10^{-3}}{0.5 \times 400} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{0.08 \times 2.5 \times 13.257}{0.55 \times 40000} = 1.21 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_t = \mathbf{3.02 \text{ cm}^2} \quad \mathbf{6T8}$$

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)} \Rightarrow \frac{3.02}{12 \times 50} \times 100 = 0.503\% > 0.3\% \dots \text{C.V}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ; ayant une longueur de $10\Phi = 8 \text{ cm}$.

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.7 : Ferrailage transversal .

poteaux	V(t)	Nodale		courante		λ_g	ρ_a	$\tau_{bu} \leq 3,25 \text{ MPa}$	Choix	% cal	% min
		S_t (cm)	A_t (cm ²)	S_t (cm)	A_t (cm ²)						
50X50	10.453	8	1.04	12	1.57	5.71	2,5	0.464	6T8=3,02	0.503	0,3
45X45	7.765	8	1.29	12	1.94	4.48	3.75	0.426	6T8=3,02	0.503	0,3
40X40	6.262	8	0.78	12	1.17	5.04	2,5	0.435	6T8=3,02	0.503	0,3
35X35	3.483	8	0.50	12	0.75	5.76	2,5	0.316	4T8=2,01	0.478	0,3

Vérification

Vérification des contraintes

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.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau 5.8 : Vérification des contraintes .

Partie	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	k (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
1	11.589	31.28	306984.558	21.11	3.77	0.796	15	Vérifié
2	15.892	29.64	217945.721	19.92	7.29	1.452	15	Vérifié
3	16.933	20.60	127308.375	17.07	13.30	2.270	15	Vérifié
4	15.35	12.32	65903.988	13.73	23.29	3.197	15	Vérifié

Sollicitations tangentielles : [art 7.4.3.2]

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison

sismique doit être vérifiée la condition suivante : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{bxd} \leq \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \alpha f_{c28}$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.9 : Vérification des contraintes tangentielles.

poteaux	l _f (m)	λ _g	ρ _d	V(t)	τ _{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
50x50	2.85	5.70	0,075	10.453	0.464	1,875	Vérifier
	2.016	4.03	0.04				
45x45	2.016	4.48	0.04	7.765	0.426	1	Vérifier
40x40	2.016	5.04	0,075	6.262	0.435	1,875	Vérifier
35x35	2.016	5.76	0,075	3.483	0.316	1,875	Vérifier

Vérification au flambement

La vérification au flambement se fait avec l'effort normal max pour le poteau de section (50x50), elle est comme suit :

Poteau (50x50)

$$N_{\max} = 1494.23 \text{ KN.}$$

$$l_f = 0,7 l_o = 2,85 \text{ m.}$$

$$\text{On a: } \lambda = l_f / i \quad \text{avec } i = (I/B)^{1/2}$$

$$\text{Pour les poteaux carrés nous avons : } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad \text{avec } a : \text{ dimension du poteau} \Rightarrow \lambda = 20$$

$$\text{On doit vérifier que: } Br \geq N_{\max} / \Delta [(f_{c28} / 0,9 \gamma_b) + (f_e / 100 \gamma_s)]$$

$$\text{Avec } \Delta = 0,85 / [1 + 0,2 * (\lambda / 35)^2] \quad \text{cas ou } 0 \leq \lambda \leq 50 \Rightarrow \Delta = 0.80$$

$$Br \geq 2760,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous avons : } Br = (50-2)^2 = 2304 \text{ cm}^2 \geq 663.40 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV.}$$

Poteau de rive:**A. Ferrailage longitudinal**

Le ferrailage de ce poteau est divisé en 3 parties :

Partie 01 : S/sol ; RDC et 1^{er} étages.

Partie 02 : 2^{eme} au 3^{eme} 4^{eme} 5^{eme} au 6^{eme} étages.

Partie 03 ; 7^{eme} 8^{eme} au 9^{eme} 10^{eme} étages.

Vérification du flambement

Si l'élanement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte du risque du flambement dans les calculs de la flexion composée des poteaux.

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : longueur de flambement. $l_f = l_o$.

i : rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour les poteaux carrés nous avons : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$ avec a : dimension du poteau.

Tableau 5.9 : Vérification du flambement.

Niveau	La section	$L_f(m)$	A	$\lambda \leq 50$
S sol	45x45	4,08	31.41	Vérifiée
RDC		4,08	31.41	Vérifiée
1 ^{ere} étage		2,88	31.41	Vérifiée
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} 5 ^{eme} , 6 ^{eme}	40x40	2,88	24.94	vérifiée
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} 10 ^{eme}	35x35	2,88	28.50	Vérifiée

Les résultats des sections sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.9 : Calcul des sections d'armatures .

Niveaux	Les sollicit	N corres	M ₂ corres	M ₃ corres	La comb	Acal d'une seule nappe	A adopté pour toute la section
S/sol RDC 1 ^{ere} (45x45)	N _{min}	18.55	21.571	6.748	G+Q+EX	1.10	A _Y = 2T12
	N _{max}	-581.37	35.654	3.646	08G+EX	9.81	A _Y = 4T20
	M ₂ max	102.48	208.948	9.211	08G+EY	13.14	A _X = 2T25+2T16
	M ₃ max	19.77	10.019	190.417	08G+EX	12.70	A _Y = 2T25+2T16
2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme} 6 ^{eme} (40x40)	N _{min}	0.13	-0.26	34.427	G+Q+EY	2.51	A _Y = 4T12
	N _{max}	-169.26	8.233	28.369	08G+EY	4.44	A _Y = 4T12
	M ₂ max	63.39	144.97	8.05	08G+EY	10.64	A _X = 4T20
	M ₃ max	65	10.709	144.765	08G+EX	10.60	A _Y = 4T20
7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme} 10 ^{eme} (35x35)	N _{min}	0.39	19.28	56.292	G+Q+EY	4.95	A _Y = 4T14
	N _{max}	-59.62	41.015	8.958	08G+EY	4.38	A _Y = 4T14
	M ₂ max	16.77	63.361	6.454	08G+EY	5.39	A _X = 4T14
	M ₃ max	13.94	9.559	76.595	08G+EX	6.71	A _Y = 4T16

On adopte le ferraillage suivant :

Tableau 5.9 : Ferraillage adopté .

les niveaux	La section	Choix des barres	A _s (cm ²)
S/sol RDC 1 ^{ere}	45x45	4T25+8T16	35.72
2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme} 6 ^{eme}	40X40	12T20	37.68
7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme} 10 ^{eme}	35X35	8T16+4T14	22.24

Tableau 5.9 : Vérification du ferraillage adopté .

Niveaux	Section (cm ²)	BAEL 91			RPA 2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
S/sol RDC 1 ^{ere}	45x45	4.05	101.25	2.20	18.22	60.75	121.50
2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme} 6 ^{eme}	40x40	3.2	80	1.73	14.40	48	96
7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme} 10 ^{eme}	35x35	2.86	61.25	1.33	11.025	36.75	73.5

Tableau 5.9 : Le choix des barres.

Niveaux	Section	A _s (cm ²)	A _{minRPA}	A _{adopte}	Le choix des barres
S/sol RDC 1 ^{ere}	45x45	35.72	18.22	35.72	4T25+8T16
2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme} 6 ^{eme}	40x40	37.68	14.40	37.68	12T20
8 ^{eme} 9 ^{eme} 10 ^{eme} 7 ^{eme}	35x35	22.24	11.025	22.24	8T16+4T14

Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est donnée en zone III par :

$$l_r = 50\phi \quad \text{en zone III}$$

Dans notre cas la longueur minimale de recouvrements est de 50 x 2.5= 125cm.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau

Elle ne doit pas dépasser 20cm (zone III).

Pour les poteaux de : 45X45: St = 10cm.

40X40: St = 8.75 cm.

35X35: St = 7.5cm.

Les jonctions par recouvrement

Doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

$h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$ – Zone nodale –

Dans notre cas $h' = 60 \text{ cm}$ pour tous les niveaux

B. Ferrailage transversal**Vérification du poteau a l'effort tranchant**

On prend l'effort tranchant max pour ce poteau.

$V_{u \text{ max}} = 144.45 \text{ KN}$.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = 0.792 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Espacement des armatures transversales : [art 7.4.2.2].

$$t \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale.} \\ \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\phi_l) \dots\dots \text{zone courante.} \end{cases}$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de : - 8 cm en zone nodale.

- 12 cm en zone courante.

Zone courante

$$\lambda^g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.85}{0.45} = 6.33 > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.12 \times 2.5 \times 144.45 \times 10^{-3}}{0.45 \times 400} = 2.42 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3.02 \text{ cm}^2$ 6T8 HA

Zone nodale

$$\lambda^g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.85}{0.45} = 6.33 > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.08 \times 2.5 \times 144.45 \times 10^{-3}}{0.45 \times 400} = 1.605 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3.02 \text{ cm}^2$ 6T8 HA

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)} \Rightarrow \frac{3.02}{12 \times 45} \times 100 = 0.559\% > 0.3\% \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les cadres doivent être fermées par des crochets à 135° ; ayant une longueur de $10\Phi = 8 \text{ cm}$.

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.9 : Ferrailage transversal.

Poteaux	V(t)	Nodale		courante		λ_g	ρ_a	$\tau_{bu} \leq 3,25$ MPa	Choix	% cal	% min
		S_t (cm)	A_t (cm ²)	S_t (cm)	A_t (cm ²)						
45X45	14.445	8	1.60	12	2.42	6.33	2.5	0.792	6T8=3,02	0.559	0,3
40X40	9.993	8	1.25	12	1.87	5.04	2,5	0.693	6T8=3,02	0.629	0,3
35X35	5.38	8	0.77	12	1.15	5.76	2,5	0.488	4T8=2,01	0.478	0,3

C. Vérification

a. Vérification des contraintes

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.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau 5.9 : Vérification des contraintes dans le béton.

Partie	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	k (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
1	11.639	35.72	342469.829	21.31	3.39	0.722	15	Vérifié
2	19.23	37.68	250566.852	20.77	7.67	1.593	15	Vérifié
3	18.80	22.24	127405.376	16.77	14.76	2.475	15	Vérifié

b.Sollicitations tangentielles : [Art 7.4.3.2].

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison

sismique doit être vérifiée la condition suivante : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de vérification de la contrainte de cisaillement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Poteaux	l_f (m)	λ_g	ρ_d	$V(t)$	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
45x45	2.856	6.34	0,075	14.445	0.792	1,875	Vérifié
	2.016	4.48	0.04				
40x40	2.016	5.04	0,075	9.993	0.693	1,875	Vérifié
35x35	2.016	5.76	0,075	5.38	0.488	1,875	Vérifié

c. Vérification au flambement

La vérification au flambement se fait avec l'effort normal max pour le poteau de section (45x45), elle est comme suite.

Poteau (45x45)

$$N_{\max} = 1263.07 \text{ KN.}$$

$$l_f = 0,7 l_o = 2,856 \text{ m.}$$

On a: $\lambda = l_f / i$ avec $i = (I/B)^{1/2}$

Pour les poteaux carrés nous avons : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$ avec **a** : dimension du poteau $\Rightarrow \lambda = 22$

On doit vérifier que:

$$B_r \geq N_{\max} / \Delta [(f_c / 28 / 0,9 \gamma_b) + (f_c / 100 \gamma_s)]$$

Avec $\Delta = 0,85 / [1 + 0,2 * (\lambda / 35)^2]$ cas ou $0 \leq \lambda \leq 50 \Rightarrow \Delta = 0.79$

$$B_r \geq 2760,15 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$B_r = (45-2)^2 = 1849 \text{ cm}^2 \geq 567.87 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV.}$$

Poteau d'angle:(au voisinage des voiles)

A. Ferrailage longitudinal

Pour Le ferrailage de ce poteau on a la même section pour tous les niveaux:

S/sol; RDC et 1^{ier} 2^{eme} 3^{eme} 4^{eme} 5^{eme} 6^{eme} ; 7^{eme} 8^{eme} 9^{eme} 10^{eme} étages

Vérification du flambement

Si l'élancement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement. Dans le cas contraire, il y a lieu de tenir compte du risque du flambement dans les calculs de la flexion composée des poteaux.

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : longueur de flambement. $l_f = l_0$.

i : rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour les poteaux carrés nous avons : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$ avec a : dimension du poteau.

Tableau 5.9 : Vérification du flambement.

Niveau	La section	$L_f(m)$	λ	$\lambda \leq 50$
S sol et RDC	35x35	4,08	40.38	Vérifiée
		4,08	40.38	Vérifiée
1 ^{ere} 2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} 5 ^{eme} , 6 ^{eme} 7 ^{eme} , 8 ^{eme} 9 ^{eme} 10 ^{eme} étage	35x35	2,88	28.50	Vérifié

Les résultats des sections sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.9 : Calcul du ferraillage.

Niveaux	Les sollicit	N corres	M_2 corres	M_3 corres	La comb	Acal d'une seule nappe	A adopté pour toute la section
S/sol RDC 1 ^{ere} 2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme} 6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme} 10 ^{eme} (35x35)	N min	-780.99	1.504	18.416	08G+EX	11.60	$A_Y = 4T20$
	N max	0.05	1.194	0.362	08G+EY	1.10	$A_Y = 2T12$
	M_2 max	-37.03	42.648	7.089	08G+E	4.21	$A_X = 4T12$
	M_3 max	56.12	2.119	42.91	G+Q+EX	2.96	$A_Y = 2T14$

On adopte le ferraillage suivant :

Tableau 5.9 : Ferraillage adopté.

Les niveaux	La section	Le choix des barres	$A_s (cm^2)$
S/sol RDC 1 ^{ere} 2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme} 6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme} 10 ^{eme}	35X35	8T20+4T12	29.64

Tableau 5.9 : Vérification du ferraillage.

Niveaux	Section (cm ²)	BAEL 91			RPA 2003		
		$A_{min} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{cnf} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$ zone courante	$A_{max} (cm^2)$ Zone de recouvrement
S/sol RDC 1 ^{ere} 2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme} 6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme} 10 ^{eme}	35x35	2.86	61.25	1.33	11.025	36.75	73.5

Tableau 5.9 : Choix des barres.

Niveaux	Section	A_s (cm^2)	A_{minRPA}	A_{adopte}	Le choix des barres
S/sol RDC 1 ^{ere} 2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme} 6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme} 10 ^{eme}	50x50	29.64	11.025	29.64	8T20+4T12

Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est donnée en zone III par :

$$l_r = 50\phi \quad \text{en zone III}$$

Dans notre cas la longueur minimale de recouvrements est de $50 \times 2.5 = 125\text{cm}$.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau

Elle ne doit pas dépasser 20cm (zone III).

Pour les poteaux de

$$35 \times 35: St = 8.75\text{cm}.$$

Les jonctions par recouvrement

Doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

$$h' = \text{Max} (h/6, b_1, h_1, 60\text{cm}) - \text{Zone nodale} -$$

Dans notre cas $h' = 60\text{ cm}$ pour tous les niveaux

B. Ferrailage transversal**Vérification du poteau a l'effort tranchant**

On prend l'effort tranchant max pour ce poteau : $V_{u \max} = 61.24\text{ KN}$.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.555\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25\text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Espacement des armatures transversales :[art 7.4.2.2].

$$t \leq \begin{cases} 10\text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale.} \\ \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\phi_l) \dots\dots \text{zone courante.} \end{cases}$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de : - 8 cm en zone nodale.

- 12 cm en zone courante.

Zone courante $\lambda^g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.85}{0.35} = 8.14 > 5 \rightarrow \rho a = 2.5$

$$A_t = \frac{0.12 \times 2.5 \times 61.24 \times 10^{-3}}{0.35 \times 400} = 1.31 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ 4T8 HA

Zone nodale

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.85}{0.35} = 8.14 > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.08 \times 2.5 \times 61.24 \times 10^{-3}}{0.35 \times 400} = 0.87 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ 4T8 HA

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)} \Rightarrow \frac{2.01}{12 \times 35} \times 100 = 0.478\% > 0.3\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les cadres doivent être fermées par des crochets à 135° ; ayant une longueur de 10Φ = 8cm.

Les résultats du ferraillage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.9 : Ferraillage transversal.

Poteaux	V(t)	Nodale		Courante		λ_g	ρ_a	$\tau_{bu} \leq 3,25$ MPa	Choix	% cal	% min
		S_t (cm)	A_t (cm ²)	S_t (cm)	A_t (cm ²)						
35X35	6.124	8	0.87	12	1.31	8.14	2,5	0.555	4T8=2,01	0.478	0,3

C. Vérification

a. Vérification des contraintes

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.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau 5.9 : Vérification des contraintes.

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	y(cm)	k (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
1	11.161	29.64	148966.119	18.30	7.49	1.37	15	Vérifié

b. Sollicitations tangentielles : [Art 7.4.3.2].

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison

sismique doit être vérifiée la condition suivante : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot x f_{c28}$

Avec :
$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.9 : Vérification au flambement .

Poteaux	l_f (m)	λ_g	ρ_d	$V(t)$	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
35x35	2.856	8.16	0,075	6.124	0.555	1,875	Vérifier
	2.016	5.76					

La vérification au flambement se fait avec l'effort normal max pour le poteau de section (35x35), elle est comme suite.

Poteau (35x35): $N_{max} = 1244.38$ KN.

$l_f = 0,7 l_o = 2,856$ m.

On a: $\lambda = l_f / i$ avec $i = (I/B)^{1/2}$

Pour les poteaux carrés nous avons : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$ a : dimension du poteau $\Rightarrow \lambda = 28$

On doit vérifier que: $Br \geq N_{max} / \Delta [(f_{c28} / 0,9 \gamma_b) + (f_c / 100 \gamma_s)]$

Avec $\Delta = 0,85 / [1 + 0,2 * (\lambda / 35)^2]$ cas où $0 \leq \lambda \leq 50 \Rightarrow \Delta = 0.75 \Rightarrow Br \geq 2760,15$ cm²

Nous avons : $Br = (35-2)^2 = 1089$ cm² ≥ 589.31 cm² \Rightarrow C.V

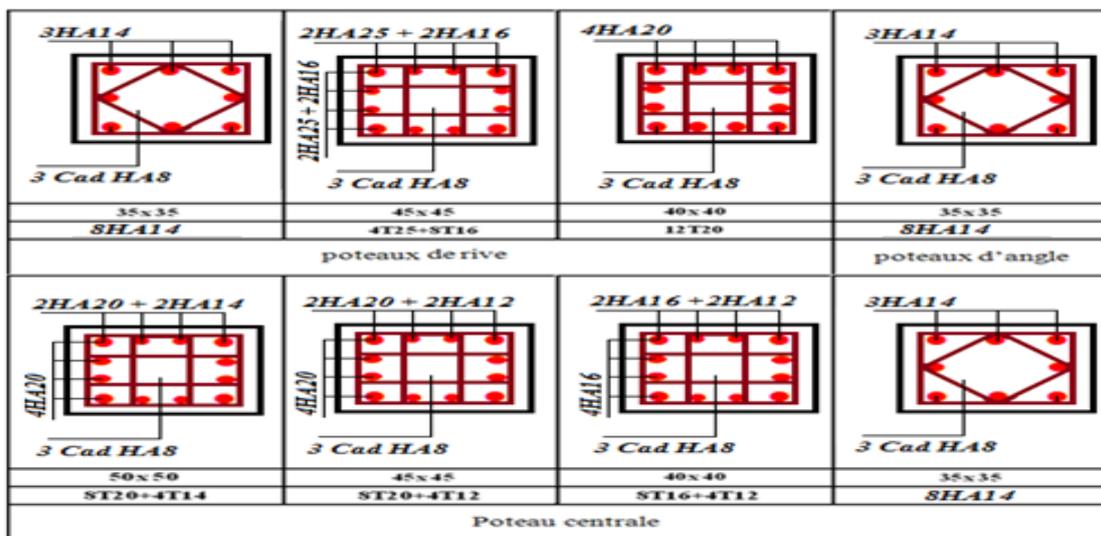


Figure 5.1 : Schéma de ferrailage des poteaux.

5.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Recommandation du RPA99/V03 en zone III

A. Armatures longitudinales : (RPA 99V2003/ Art 7.5.2 .1)

-Leur pourcentage minimal est : $A_{\min} = 0,50\% b.h \Rightarrow A_{\min} = 6\text{cm}^2$

-Leur pourcentage maximal :

$$\begin{cases} 4\% . b . h \dots \dots \dots \text{zone.courante.} \\ 6\% . b . h \dots \dots \dots \text{zone.recouvrement.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\max} = 48\text{cm}^2 \\ A_{\max} = 72\text{cm}^2 \end{cases}$$

-La longueur minimale des recouvrements : $50\phi_l \dots \dots \dots \text{ZoneIII}$

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

-Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux

b. Armatures transversales : (art 7.5.2.2).

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b.$$

-L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{\min}\right) . \quad \text{Dans la zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} . \quad \text{En dehors de la zone nodale.}$$

-La valeur du diamètre ϕ_{\min} des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

-Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Recommandation du BAEL 91

A. Armatures longitudinales

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$A_{t\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}; 15 \phi'_{\min} \neq 0). \text{ L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij})} \end{array} \right.$$

b. Armatures transversales

Volume relative d'armatures :
$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

Avec :

A_t Droites $\alpha = 90^\circ \quad \implies \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$k = \begin{cases} 0 & \text{si reprise sans indentation.} \\ 0 & \text{si fissuration très nuisible.} \\ 1 & \text{en flexion simple.} \end{cases} \quad \text{Donc } k=1 \text{ (flexion simple).}$

- $\tau_0 = 0,3 f_{ij}^* k$ et $f_{ij}^* = \text{Min}\{f_{ij}; 3,3\text{MPa}\} = 2,1 \text{ MPa}$

- $\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa}$

D'où le volume relatif d'armature vaut :
$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Section minimal d'armatures d'âme

Volume minimal d'armatures :
$$\rho_{t\min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right\}$$

Diamètre des armatures d'âme :
$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min} \right\}$$

Espacement :
$$S_t = \frac{A_t}{\rho_t \cdot b_0}$$

Espacement maximal:
$$S_{t\max} = \text{Min}\{0,9d; 40\text{cm}\}.$$

5.3.1. Exemple de calcul

Poutres porteuses (poutres principales) : (B21)

A/ Calcul des armatures longitudinales :

Ferrailage sous la combinaison ELU

En travée

$$M_{u \max} = 6.211 \text{ KN.m}, M_{\text{ser max}} = 4.471 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = 1.39$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = 0.0088$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.39) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.295$$

$$\mu_{bu} = 0.0088 < \mu_{lu} = 0.295 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0088 < 0.275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 405[1 - 0.6(0.0088)] = 0.403 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{6.211 \times 10^6}{403 \times 348} = 44.28 \text{ mm}^2 = 0.45 \text{ cm}^2$$

Sur appuis

$$M_{u \max} = 33.076 \text{ KN.m}, M_{\text{ser max}} = 23.73 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = 1.39$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = 0.0473$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.39) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.295$$

$$\mu_{bu} = 0.0473 < \mu_{lu} = 0.295 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0473 < 0.275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 40.5[1 - 0.6(0.0473)] = 0.393 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{33.076 \times 10^6}{393 \times 348} = 241.8 \text{ mm}^2 = 2.41 \text{ cm}^2$$

Ferrailage sous les combinaisons sismiques : (0.8G±E et G+Q±E)

En travée

$$M_{t \max} = 7.221 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = 0.0079$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.39) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.295$$

$$\mu_{bu} = 0.0079 < \mu_{lu} = 0.295 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0079 < 0.275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 40.5[1 - 0.6(0.0079)] = 0.403 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{7.221 \times 10^6}{403 \times 400} = 44.74 \text{ mm}^2 = 0.45 \text{ cm}^2$$

Sur appuis

$$M_{t \max} = 45.179 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = 0.049$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.39) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.295$$

$$\mu_{bu} = 0.049 < \mu_{lu} = 0.295 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.049 < 0.275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 40.5[1 - 0.6(0.049)] = 0.393 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{45.179 \times 10^6}{393 \times 400} = 287.4 \text{ mm}^2 = 2.87 \text{ cm}^2$$

On fera les mêmes étapes des calculs pour les poutres transversales

Ferrailage des poutres les plus sollicitées

Armatures longitudinales

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci- après :

Tableau 5.10 : Ferrailage des poutres principales.

Niveau	Localisation	M_{max} (t.m)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	Choix des barres	$A_{adopté}$ (cm ²)	Combinaison
1	Sur appuis	-67.831	4.30	8.58	6.75	6T14	9.24	G+Q-EY
		67.413	4.28					0,8G+Ex
	En travée	-10.58	0.65	1.34		4T14+2T12	8.42	0,8G-EY
		11.244	0.69					G+Q+EY
2	Sur appuis	-101.763	6.60	13.17	6.75	6T14+4T12	13.76	G+Q-EY
		101.365	6.57					0,8G+Ex
	En travée	-19.921	1.23	2.5		4T14+2T12	8.42	0,8G-EY
		20.624	1.27					G+Q+EY
3	Sur appuis	113.50	7.42	14.81	6.75	10T14	15.4	0,8G+Ex
		-113.131	7.39					G+Q-EY
	En travée	-23.041	1.42	2.87		4T14+2T12	8.42	0,8G-EY
		23.514	1.45					G+Q+EY
4	Sur appuis	-119.578	7.85	15.69	6.75	10T14+2T12	17.65	G+Q-EY
		119.413	7.84					0,8G+Ex
	En travée	-11.707	0.72	1.49		4T14+2T12	8.42	0,8G-EY
		12.61	0.77					G+Q+EY
5	Sur appuis	-124.30	8.19	16.38	6.75	10T14+2T12	17.65	G+Q-EY
		124.309	8.19					0,8G+Ex
	En travée	-11.07	0.68	1.42		4T14+2T12	8.42	0,8G-EY
		12.07	0.74					G+Q+EY
6	Sur appuis	123.21	8.11	16.21	6.75	10T14+2T12	17.65	0,8G+Ex
		-123.054	8.10					G+Q-EY
	En travée	-12.23	0.75	1.57		4T14+2T12	8.42	0,8G-EY
		13.33	0.82					G+Q+EY
7	Sur appuis	-119.86	7.87	15.7	6.75	10T14+2T12	17.65	G+Q-EY
		119.35	7.83					0,8G+Ex
	En travée	-14.096	0.87	1.84		4T14+2T12	8.42	0,8G-EY
		15.71	0.97					G+Q+EY
8	Sur appuis	-117.16	7.68	15.31	6.75	10T14+2T14	17.65	G+Q-EY
		116.52	7.63					0,8G+Ex
	En travée	-13.045	0.8	1.72		4T14+2T12	8.42	0,8G-EY
		14.89	0.92					G+Q+EY
9	Sur appuis	110.09	7.18	14.41	6.75	6T14+6T12	16.02	0,8G+Ex
		-110.80	7.23					G+Q-EY
	En travée	-12.58	0.77	1.68		4T14+2T12	8.42	0,8G-EY
		14.74	0.91					G+Q+EY
10	Sur appuis	-103.54	6.72	13.33	6.75	6T14+4T12	13.76	G+Q-EY
		101.85	6.61					0,8G+Ex
	En travée	-11.993	0.74	1.66		4T14+2T12	8.42	0,8G-EY
		14.92	0.92					G+Q+EY
11	Sur appuis	-98.54	6.38	12.58	6.75	6T14+4T12	13.76	G+Q-EY
		96.015	6.20					0,8G+Ex
	En travée	-10.22	0.63	1.47		4T14+2T12	8.42	0,8G-EY
		13.628	0.84					G+Q+EY
12	Sur appuis	-80.57	5.15	10.07	6.75	10T12	11.3	G+Q-EY

		77.15	4.92					0,8G+Ex
	<i>En travée</i>	-9.713	0.6	1.51		<i>4T14+2T12</i>	8.42	0,8G-EY
		14.82	0.91					G+Q+EY

Tableau 5.10 : Ferrailage des poutres secondaires.

Niveau	Localisation	M_{max} (t.m)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	Choix des barres	$A_{adopté}$ (cm ²)	Combinaison
1	<i>Sur appuis</i>	18.425	1.46	3.36	5.25	<i>6T12</i>	6.79	0.8G+EY
		-23.837	1.90					G+Q-EY
	<i>En travée</i>	0.85	0.07	0.09		<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EX
		-0.207	0.02					0,8G-EX
2	<i>Sur appuis</i>	25.763	2.06	4.82	5.25	<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EY
		-34.162	2.76					G+Q-EY
	<i>En travée</i>	2.375	0.19	0.27		<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EX
		-1.063	0.08					0,8G-EX
3	<i>Sur appuis</i>	28.054	2.25	5.26	5.25	<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EY
		-37.18	3.01					G+Q-EY
	<i>En travée</i>	2.911	0.23	0.33		<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EX
		-1.294	0.10					0,8G-EX
4	<i>Sur appuis</i>	27.943	2.24	5.43	5.25	<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EY
		-39.349	3.19					G+Q-EY
	<i>En travée</i>	2.822	0.22	0.31		<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EX
		-1.134	0.09					0,8G-EX
5	<i>Sur appuis</i>	29.507	2.37	5.67	5.25	<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EY
		-40.568	3.30					G+Q-EY
	<i>En travée</i>	3.205	0.25	0.34		<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EX
		-1.142	0.09					0,8G-EX
6	<i>Sur appuis</i>	27.028	2.17	5.40	5.25	<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EY
		-39.792	3.23					G+Q-EY
	<i>En travée</i>	2.643	0.21	0.28		<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EX
		-0.84	0.07					0,8G-EX
7	<i>Sur appuis</i>	24.30	1.94	5.09	5.25	<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EY
		-38.827	3.15					G+Q-EY
	<i>En travée</i>	2.73	0.21	0.36		<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EY
		-1.94	0.15					0,8G-EY
8	<i>Sur appuis</i>	24.632	1.97	5.06	5.25	<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EY
		-38.16	3.09					G+Q-EY
	<i>En travée</i>	2.641	0.21	0.27		<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EY
		-0.83	0.06					0,8G-EY
9	<i>Sur appuis</i>	22.278	1.78	4.67	5.25	<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EX
		-35.781	2.89					G+Q-EY
	<i>En travée</i>	2.955	0.23	0.36		<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EY
		-1.716	0.13					0,8G-EY
10	<i>Sur appuis</i>	20.139	1.60	4.28	5.25	<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EX
		-33.244	2.68					G+Q-EY
	<i>En travée</i>	3.219	0.25	0.46		<i>6T12</i>		G+Q+EY
		-2.639	0.21					0,8G-EY
11	<i>Sur appuis</i>	20.154	1.60	4.13	5.25	<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EX
		-31.467	2.53					G+Q-EY
	<i>En travée</i>	2.885	0.23	0.39		<i>6T12</i>	6.79	G+Q+EY

		-2.077	0.16		5.25	6T12		0,8G-EY
12	Sur appuis	14.372	1.14	3.31			6.79	G+Q+EX

Tableau 5.10 : Ferrailage des poutres principales liées aux voiles.

Localisation	Mmax (t.m)	As (cm ²)	As (cm ²)	AminRPA (cm ²)	Choix des barres	Aadopté (cm ²)	Combinaison
Sur appuis	143.15	9.55	19.97	6.75	6T16+4T14 +2T12	20.47	0.8G+EX
	-154.757	10.42					G+Q-EX
En travée	42.875	2.68	5.54		4T14+2T12	8.42	0.8G+EX
	-45.741	2.86					G+Q-EX

Tableau 5.10 : Ferrailage des poutres secondaires liées aux voiles.

Localisation	Mmax (t.m)	As (cm ²)	As (cm ²)	AminRPA (cm ²)	Choix des barres	Aadopté (cm ²)	Combinaison
Sur appuis	88.906	7.62	15.91	5.25	6T14+6T12	16.02	G+Q+EY
	-95.88	8.29					0.8G-EY
En travée	6.687	0.53	1.01		6T12	6.79	G+Q+EY
	-5.817	0.48					0.8G-EY

On adopte le même ferrailage sur tous les niveaux le choix des barres est le suivant :

Tableau 5.10 : Ferrailages adoptés des poutres.

Poutres	Localisation	As adopté (cm ²)	Choix des barres
Poutres principales	Sur appuis	17.65	2x (5T14+1T12)
	En travée	8.42	2x (2T14+1T12)
Poutres principales liées aux voiles	Sur appuis	20.47	2x(3T16+2T14+1T12)
	En travée	8.42	2x (2T14+1T12)
Poutres secondaires	Sur appuis	6.79	2x (3T12)
	En travée	6.79	2x (3T12)
Poutres secondaires liées aux voiles	Sur appuis	16.02	2x (3T14+3T12)
	En travée	6.79	2x (3T12)

Vérifications

Pourcentage exigent par PRA99/2003

Pour les poutres principales (45X30).

$A_{s\ RPA\ min} = 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75\text{cm}^2 = A_s\ \text{adoptée}$. $A_{s\ RPA\ max} = 0.04 \times 45 \times 30 = 54\text{cm}^2$ (Zone courante).

$A_{s\ RPA\ max} = 0.06 \times 45 \times 30 = 81\text{cm}^2$ (Zone de recouvrement).

Pour les poutres secondaires (35X30)

$A_{s\ RPA\ min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25\ \text{cm}^2 = A_s\ \text{adoptée}$.

$A_{s\ RPA\ max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42\ \text{cm}^2$ (Zone courante).

$A_{s\ RPA\ max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63\text{cm}^2$ (Zone de recouvrement).

Armatures transversales

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, Ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

Selon le BAEL 91: art A5.1.22

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0.4.b.St/f_e$

b : largeur de la poutre.

St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

St ≤ min (0.9d, 40cm)

On adopte l'espacement suivant: **St = 20cm**. Donc: $A_t \geq 0.4 \times 0.3 \times 0.2/400 \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$.

Diamètre de la section:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{t\min}\right) = \min\left(\frac{45}{35}, \frac{30}{10}, 1\right) = 1 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{t\min}\right) = \min\left(\frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 1\right) = 1 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Selon le RPA99/2003

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L'espacement maximal :

En zone nodale : **St ≤ min (h/4, 12Ø_t, 30cm)**.

$$St \leq \min (45/4, 12\phi_t, 30\text{cm}).$$

On prend: **St = 10cm**

En zone courante : **St ≤ h/2**.

On prend: **St = 15cm**

$$\text{Donc: } A_t \geq 0.003 \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t \geq 1.35 \text{ cm}^2.$$

St adopté = min (St_{BAEL}, St_{RPA}). Donc : on adopte les espacements suivants :

- ✓ En zone nodale : **St = 10 cm**.
- ✓ En zone courante : **St = 15cm**.

Le choix des barres est le suivant : **4Ø8** : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

(On aura deux cadres de diamètre Ø8).

Vérification

***Condition de non fragilité** : Les sections d'armatures adoptées doivent satisfaire la

$$\text{condition suivante : } A_t \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 1.47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (P - P) \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_t \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 1.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (P - S) \dots\dots\dots \text{CV}$$

***Vérification du cisaillement du béton :**

La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$; $\tau_u < \bar{\tau}$

La contrainte tangente admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$) on aura :

$$\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa}) = 4.348 \text{MPa} \dots\dots \text{situation - accidentelle}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa} \dots\dots \text{situation - durable}$$

Tableau 5.10 : Vérification de l'effort tranchant.

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Observation
Poutre principale	45x30	75.90	0,625	4.348	C.V
PP liées aux voiles	45x30	134.39	1.106	4.348	C.V
Poutre secondaire	35x30	-30.13	0.318	4.348	C.V
PS liées aux voiles	35x30	-95.01	1.00	4.348	C.V

Contrainte de compression dans le béton

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres. Donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables en travée et en appuis.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k \cdot y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.10 : Vérification des contraintes.

Poutres	Zone de vérification	A _s (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
PP	Sur appuis	17.65	6.279	0.600	15	C.V
	En travée	8.42	3.089	0.400	15	C.V
PP liée au voile	Sur appuis	20.47	-15.908	1.400	15	C.V
	En travée	8.42	-4.632	0.600	15	C.V
PS	Sur appuis	6.79	11.862	2.700	15	C.V
	En travée	6.79	-5.272	1.200	15	C.V
PS liée au	Sur appuis	16.02	-6.492	0.900	15	C.V

<i>voile</i>	En travée	6.79	0.717	0.200	15	C.V
--------------	-----------	-------------	-------	-------	----	-----

***Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

***Influence de l'effort tranchant :**

$$\text{Influence sur les armatures inférieures : } A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0.9d}}{f_e / \gamma_s}$$

$$\text{Vérification de la compression du béton : } V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec : $a = \text{Min}\{\hat{a} ; 0.9d\}$, $\hat{a} = b$ (largeur de l'appui)

Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Les résultats de ces vérifications sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 5.10 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant et d'adhérence.

Poutres	V_u (KN)	M_u (KN.m)	Vérification N°1 (cm ²)		Vérification N° 2 (MN)		Vérification N° 3 (MPa)	
				C.V		C.V		C.V
<i>P.P (45x30)</i>	75.90	8.668	17.65 ≥ 2.86	C.V	75.90 × 10 ⁻³ ≤ 0.720	C.V	0.414 ≤ 3.15	C.V
<i>P.P liée au voile</i>	134.39	-22.167	20.47 ≥ 5.61	C.V	134.39 × 10 ⁻³ ≤ 0,720	C.V	0.652 ≤ 3.15	C.V
<i>P.S (35x30)</i>	-30.13	-23.691	6.79 ≥ 3.27	C.V	-30.13 × 10 ⁻³ ≤ 0,630	C.V	0.470 ≤ 3.15	C.V
<i>P.S liée au voile</i>	-95.01	7.32	16.02 ≥ 3.47	C.V	-95.01 × 10 ⁻³ ≤ 0.630	C.V	0.684 ≤ 3.15	C.V

Etat limite de déformation

Nécessité de calcul de la flèche

$$\text{Condition N°1 : } \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0,065.$$

$$\text{Condition N°2 : } \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}.$$

$$\text{Condition N°3 : } \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e}$$

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 5.10 : Vérification de la nécessité de calcul de la flèche .

Poutre	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
<i>P. P (45x30)</i>	0.132 > 0.0625	0.132 > 0.131	0.0069 < 0.0105	C.V
<i>P.P liée au voile</i>	0.187 > 0.0625	0.187 < 0.523	0.0069 < 0.0105	C.N.V

<i>P.S (35x30)</i>	0.125 > 0.0625	0.125 > 0.035	0.0072 < 0.0105	C.V
<i>P.S liée au voile</i>	0.088 > 0.0625	0.142 > 0.07	0.0072 < 0.0105	C.V

Il est indispensable de vérifier la flèche par rapport à la flèche admissible :

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f = \frac{5 \times 12.15 \times 10^3 \times 2.10^4}{384 \times 32164.195 \times 108833.21 \times 10^8} \leq \bar{f} = \frac{2.40}{500}$$

$$f = 0.00029m \leq \bar{f} = 0.0048m$$

Le schéma de ferrailage des poutres est représenté dans la figure ci-après :

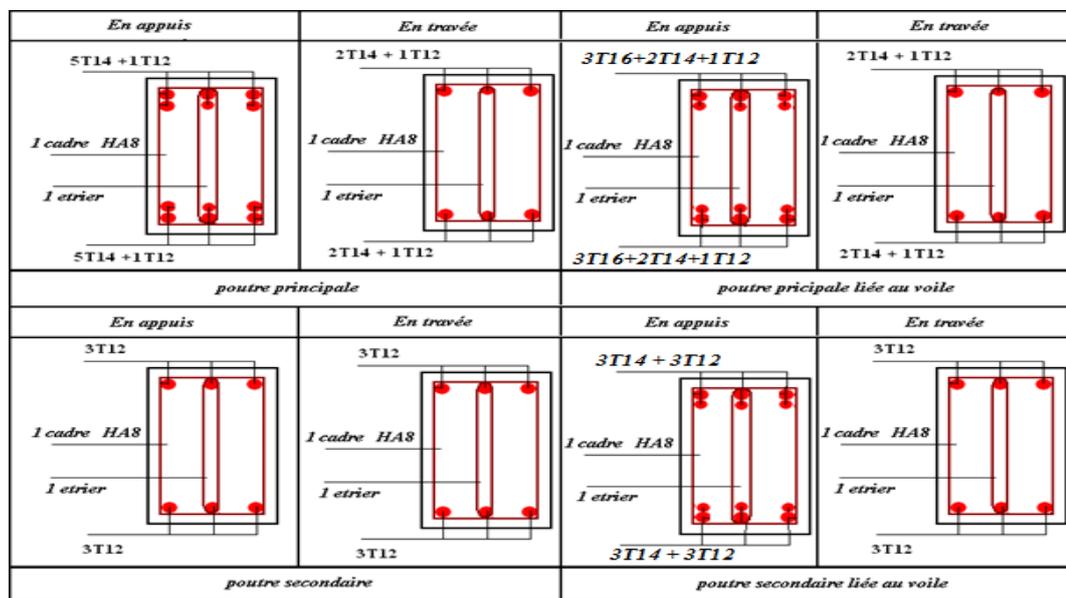


Figure 5.2 : Schéma de ferrailage des poutres .

Ferrailage des linteaux

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi-encastres dans les trimétaux. Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment(M) et un effort tranchant(V). Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple. la méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA ver 2003**.

Le RPA ver 2003 limite les contraintes de cisaillement dans le béton pour les linteaux et les trimétaux :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_c 28$$

$$\text{ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{avec : } V = 1.4 V_u \text{ calcul}$$

b₀: épaisseur de voile

d: hauteur utile = 0.9.h

h: hauteur totale de la section brute

Premier cas : ($\tau_b \leq 0.06 \times f_{c28}$).

Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V) on doit disposer :

Des acier longitudinaux de flexion (A_l).

Des acier transversaux (A_t).

Des acier en partie courante, également appelés acier de peau (A_c)

Acier longitudinal

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_1 \geq \frac{M}{Z \cdot f_e}$$

Avec :

$z = h - 2d'$ où : h : Est la hauteur totale du linteau

d' : Est la distance d'enrobage

M: moment dû à l'effort tranchant (\bar{V}) avec : $\bar{V} = 1,4 V_{\text{calcul}}$.

Aciers transversaux

Premier sous - cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$).

$$\text{On a: } S \leq \frac{(A_t \times f_e \times z)}{\bar{V}}$$

Où :

S = espacement des cours d'armatures transversales.

A_t = section d'un cours d'armatures transversales.

$z = h - 2d'$

\bar{V} = effort tranchant dans la section considérée.

l = portée du linteau.

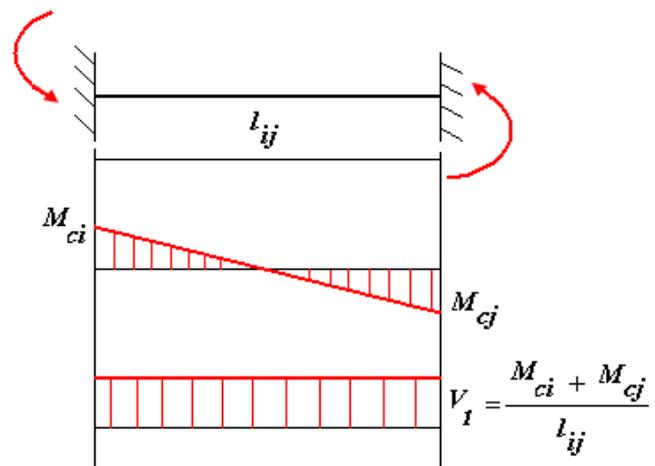
Deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

$$\text{On doit avoir : } S \leq \frac{(A_t \cdot f_e \cdot l)}{(V + A_t \cdot f_e)}$$

Avec :

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$$



$$\text{Et : } V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec :

M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$$

Avec: $z = h - 2d'$ (voir figure suivantes)

Deuxième cas :..... $\tau_b > 0,06 f_{c28}$.

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \tan \alpha = \frac{(h - 2d')}{l_1} \quad (V = V_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration)})$$

Ferrailage minimal

b : l'épaisseur de linteaux

h : hauteur totale de linteaux

S : l'espacement des armatures transversales

1. Armatures longitudinales

$$(A_l, A') \geq 0,0015 \cdot b \cdot h \quad (0,15\%)$$

Avec :

A_l : lit inférieure

A' : lit supérieur

2. Armatures transversales :

$$\text{- Pour } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} : \quad A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot s \quad (0,15\%)$$

$$\text{- Pour } \tau_b > 0,025 f_{c28} : \quad A_t > 0,0025 \cdot b \cdot s \quad (0,25\%)$$

$St \leq h/4$ (espacement des cadre)

Armatures en section courante (armatures de peau) : A_c

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

C'est à dire : $A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot x \cdot h$ (2 nappes).

Armatures diagonales A_D

Si : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \implies A_D = 0$

$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \implies A_D = 0.0015 b x h$

Tableau 5.10 : Effort des linteaux.

Types	Linteaux	Section		V(KN)	M (KN.m)
		L (cm)	h (cm)		
I	V _{X2}	140	0.88	372.72	274.943
	V _{Y8}	140	0.88	499.65	376.758
II	V _{X5}	100	0.88	353.32	175.956

Linteau type I (Vx2)

Soit le linteau suivant : h= 0.88cm l= 1.40m b= 0.20m V=372.72KN

$\tau_b = V / b_0 . d$ Avec : V = 1,4 V_{u calcul}

$\tau_b = \frac{372.72 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 0.88} \times 1.4 = 3.29 \text{MPa}$

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{MPa} \implies 3.29 \text{MPa} \leq 5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

$\tau_b > 0,06 f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{MPa} \implies$ on est dans le 2^{em} cas

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

$A_l = A'_l = 0.00150 \times 0.20 \times 0.88 \times 10^4 = 2.64 \text{cm}^2$ soit **$A_l = A'_l = 2T14 = 3.08 \text{cm}^2$**

$A_c \geq A'_l \geq 0.002 \times 0.20 \times 0.88 \times 10^4 = 3.52 \text{cm}^2$ soit **$A_c = 4T12 = 4.51 \text{cm}^2$** (repartie en deux nappes) (soit 2 barres /nappe)

$0,025 f_{c28} = 0.625 \text{MP} \implies \tau_b > 0,025 f_{c28}$

Donc: $A_t > 0, 0025 . b . S$ (0,25%) avec: $S_{t \max} = h/4 = 22 \text{cm}$

$A_t > 0.0025 \times 0.2 \times 0.22 \times 10^4 = 1.1 \text{cm}^2$

Soit: **$A_t = 7T8 = 3.52 \text{cm}^2$** $S_t = 140/7 = 20 \text{cm}$ $S_t < S_{t \max}$

$A_D = V / 2 f_e \sin \alpha$

Avec: **$\tan \alpha = h - 2d' / l \implies \tan \alpha = 0,50 \implies \alpha = 26,69^\circ$**

$A_D = 10.37 \text{cm}^2$

$A_D = 2 \times 6T12 = 13.57 \text{cm}^2 \dots\dots\dots A_D \geq 0.0015 \times b \times h = 2.64 \text{cm}^2$ C.V

Longueur d'ancrage : $L_a \geq h/4 + 50 \dot{\phi} = 88/4 + 50 \times 1.2 = 82 \text{cm}$

Linteau type I (Vy8)

Soit le linteau suivant : h = 0.88 cm l = 1.40 m b = 0.20 m V = 499.65 KN

$$\tau_b = V / b_0 \cdot d \quad \text{Avec : } V = 1,4 V_u \text{ calcul}$$

$$\tau_b = \frac{499.65 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 0.88} \times 1.4 = 3.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \implies 3.29 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa} \implies \text{on est dans le } 2^{\text{em}} \text{ cas}$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

$$A_l = A'_l = 0.00150 \times 0.20 \times 0.88 \times 10^4 = 2.64 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_l = A'_l = \mathbf{2T14=3.08 \text{ cm}^2}$$

$$A_c \geq A'_l \geq 0.002 \times 0.20 \times 0.88 \times 10^4 = 3.52 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_c = \mathbf{4T12 = 4.51 \text{ cm}^2}$$
 (repartie en deux nappes) (soit 2 barres /nappe)

$$0,025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \implies \tau_b > 0,025 f_{c28}$$

Donc :

$$A_t > 0,0025 \cdot b \cdot S \quad (0,25\%) \quad \text{avec: } S_{t \max} = h/4 = 22 \text{ cm}$$

$$A_t > 0.0025 \times 0.2 \times 0.22 \times 10^4 = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_t = \mathbf{7T8 = 3.52 \text{ cm}^2} \quad S_t = 140/7 = 20 \text{ cm} \quad S_t < S_{t \max}$$

$$A_D = V / 2 f_e \sin \alpha$$

$$\text{Avec: } \tan \alpha = h - 2d' / l \implies \tan \alpha = 0,50 \implies \alpha = 26,69^\circ$$

$$A_D = \mathbf{13.90 \text{ cm}^2}$$

$$A_D = 2 \times 4T16 = 16.06 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_D \geq 0.0015 \times b \times h = 2.64 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$\text{Longueur d'ancrage : } L_a \geq h/4 + 50 \dot{\phi} = 88/4 + 50 \times 1.6 = \mathbf{102 \text{ cm}}$$

Linteau type II

Soit le linteau suivant : $h = 0.88 \text{ m}$ $l = 1.00 \text{ m}$ $b = 0.20 \text{ m}$ $V = 353.32 \text{ KN}$

$$\tau_b = V / b_0 \cdot d \quad \text{Avec : } V = 1,4 V_u \text{ calcul}$$

$$\tau_b = \frac{353.32 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 0.88} \times 1.4 = 3.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \implies 3.12 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa} \implies \text{on est dans le } 2^{\text{em}} \text{ cas}$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

$$A_l = A'_l = 0.00150 \times 0.20 \times 0.88 \times 10^4 = 2.64 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_l = A'_l = \mathbf{2T14=3.08 \text{ cm}^2}$$

$A_c \geq A'_1 \geq 0.002 \times 0.20 \times 0.88 \times 10^4 = 3.52 \text{ cm}^2$ soit $A_c = 4\text{T}12 = 4.51 \text{ cm}^2$ (repartie en deux nappes) (soit 2 barres /nappe)

$$0,025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \implies \tau_b > 0,025 f_{c28}$$

Donc : $A_t > 0,0025 \cdot b \cdot S$ (0,25%) avec: $S_{t \max} = h/4 = 22 \text{ cm}$

$$A_t > 0.0025 \times 0.2 \times 0.22 \times 10^4 = 1.1 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 5\text{T}8 = 2.51 \text{ cm}^2$ $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$ $S_t < S_{t \max}$

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha} \text{ Avec: } \tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = 0.50 \Rightarrow \alpha = 26,69^\circ$$

$$A_D = 9.83 \text{ cm}^2$$

$$A_D = 2 \times 4\text{T}14 = 12.32 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots A_D \geq 0.0015 \times b \times x_h = 2.64 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$\text{Longueur d'ancrage : } L_a \geq h/4 + 50 \dot{\phi} = 88/4 + 50 \times 1.4 = 92 \text{ cm}$$

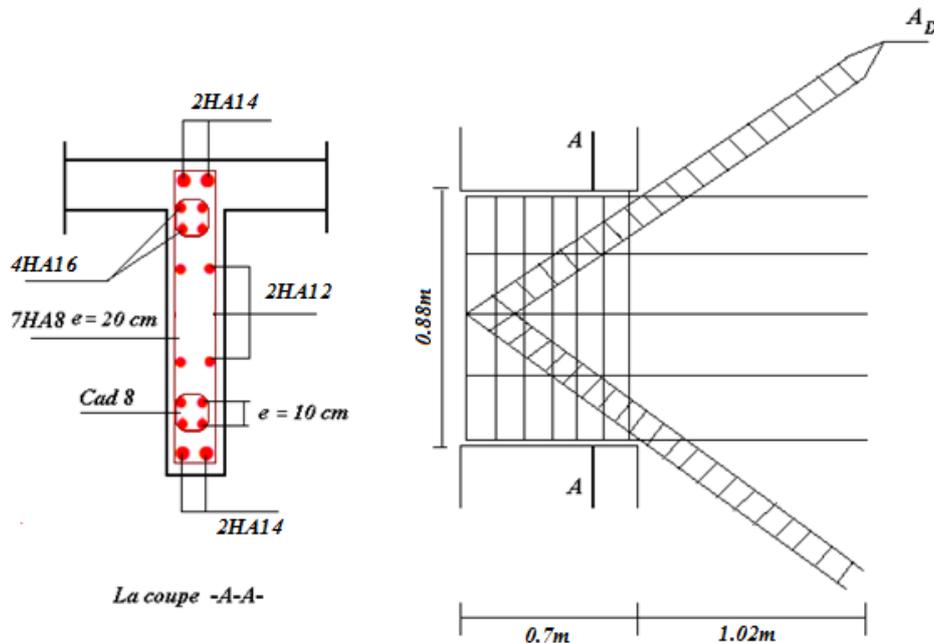


Figure 6.6 : Ferrailage de linteau. (Vy8) .

5.4. Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Rôle de contreventement

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.

-Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

3. Les avantages des voiles

-Leur présence limite les déformations latérales.

-Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant.

-Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

4. Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

5. Procédure de ferrailage des voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon R.P.A .V2003 sous les sollicitations suivantes :

$$S1 : M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} .$$

$$S2 : N_{\max} ; M_{\text{correspondant}}$$

$$S3 : N_{\min} ; M_{\text{correspondant}}$$

6. Prescriptions imposées le RPA99

-Aciers verticaux

*Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.

*Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.

*Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

*A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (L/10) de largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

*Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :

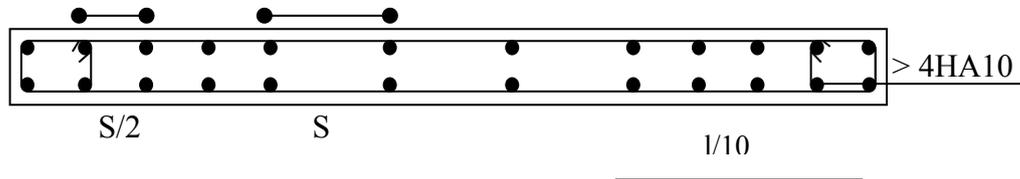
En zone courante 0.1 %.

Globalement dans la section du voile 0.15 %.

*L'espace minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 a.$$

$$S \leq 30 \text{ cm.}$$



Aciers horizontaux

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 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

Aciers transversaux

Les armatures transversaux doivent respecter les dispositions suivantes :

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

$$S \leq 1.5.e$$

Article 7.7.4.3 RPA

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

b. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

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

d. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

Méthode de calcul

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes

Pour le calcul du ferrailage on a partagé l'ouvrage en trois parties.

- **Partie I** : S-Sol, RDC et 1^{er} étage.

- **Partie II** : 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage.
- **Partie III** : 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} étage.

Détermination des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} \end{cases}$$

Calcul de L'

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$$

Calcul de Force

$$F = \frac{\sigma_1 \times L_t}{2} \times b$$

Calcul des armatures verticale

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj} \quad ;$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad / V = \text{l'effort tranchant}$$

Armatures minimales de RPA 99

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% \times b \times L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue.

-Le pourcentage minimal

*Dans la section du voile courante

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l$$

*Dans la zone courante

$$A_{\min} = 0.10\% \times b \times l_{\text{courantes}}$$

Ferrailage horizontal à l'effort tranchant

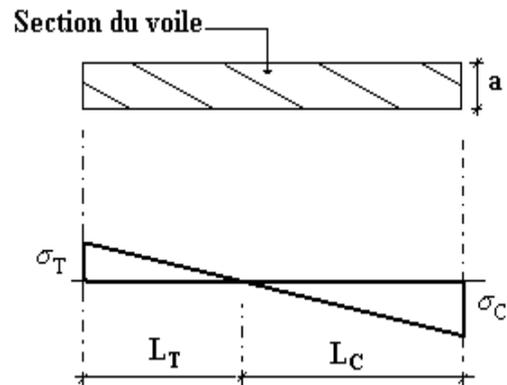
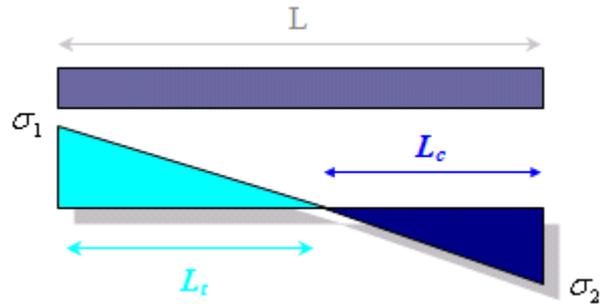
La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 V_{\text{cal}} / b_0 d$

Avec V : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.



h: hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e} \quad \text{Avec : } St \leq \min(1,5 \times a; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$$

$k = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

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

$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$k = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a de reprise de bétonnage ; donc on prend :

$$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28} \text{ (N : effort de compression).}$$

Armatures horizontales

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2003, les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

La détermination des armatures horizontales est comme suit :

$$A_h = 0,15\% b.h$$

Exemple d'application

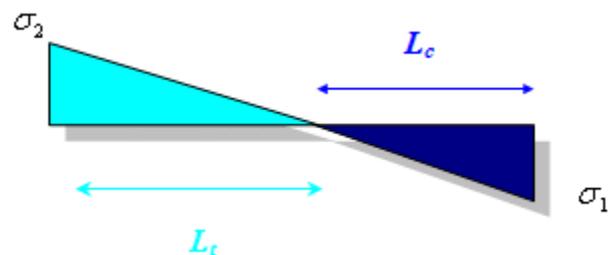
Ferrailage des voiles

On procédera par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

- Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I}$$



Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier $V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

I : l'inertie de voile

Avec :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

L_t : Longueur tendue

$$F = \frac{\sigma_1 * L_t}{2} b$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$

Armatures minimales selon le BAEL

Section partiellement comprimée $A_{\min} \geq \max \left(0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$

Vérification

- Vérification à l'ELS

Pour cette état, on considère $N_{\text{ser}} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton , A: section d'armature adoptée

- Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le RPA

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \text{ avec : } V = 1.4V_u \text{ calcul}$$

b_0 : épaisseur de voile

d: hauteur utile = 0.9.h

h: hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec } \tau : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On a aussi : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

Exemple du calcul

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles de ($L=2\text{m}$) :

Détermination des sollicitations

$$\begin{aligned} N_{\max} &= -1820.45 \text{ KN} & M_{\text{corré}} &= 300.012 \text{ KN.m} \\ N_{\min} &= 1.28 \text{ KN} & M_{\text{corré}} &= 399.986 \text{ KN.m} \\ M_{\max} &= 1771.232 \text{ KN} & N_{\text{corré}} &= 662.86 \text{ KN.M} \\ A &= 2 \times 0.2 = 0.4 \text{ m}^2 & I &= 0.133 \text{ m}^4 & v &= 1 \text{ m.} \end{aligned}$$

Armatures verticales**Sous N_{\max}**

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{A} + \frac{Mv}{I} = \frac{-1820.45}{0.4} + \frac{300.012 \times 1}{0.133} = -2295.39 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 &= \frac{N}{A} - \frac{Mv}{I} = \frac{-1820.45}{0.4} - \frac{300.012 \times 1}{0.133} = -6806.85 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Sous N_{\min}

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{A} + \frac{Mv}{I} = \frac{1.28}{0.4} + \frac{399.986 \times 1}{0.133} = 3010.61 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 &= \frac{N}{A} - \frac{Mv}{I} = \frac{1.28}{0.4} - \frac{399.986 \times 1}{0.133} = -3004.21 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Sous M_{\max}

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{A} + \frac{Mv}{I} = \frac{662.86}{0.4} + \frac{1771.232 \times 1}{0.133} = 14974.68 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 &= \frac{N}{A} - \frac{Mv}{I} = \frac{662.86}{0.4} - \frac{1771.232 \times 1}{0.133} = -11660.38 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

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

$$L_t = L = 2 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times L \times b = \frac{6806.85 + 2295.39}{2} \times 2 \times 0.2 = 1820.45 \text{ KN}$$

Armature verticale

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj} = 0.00455 + 0.000424 = 0.004974 \text{ m}^2 = \mathbf{49.75 \text{ cm}^2}.$$

Soit donc : **6HA14+10HA14.**

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10\text{cm} \\ S_t = 15\text{cm} \end{array} \right.$

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.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b \times L_t = (0.2\% \times 0.2 \times 2) / = 8 \text{ cm}^2 \\ \frac{B.f_t 28}{f_e} = 21 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = \max (8, 21) = 21 \text{ cm}^2$$

L'espacement minimal d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003

Zone d'about : $(200/10) = 20 \text{ cm}$. Avec $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante 160 cm . Avec $S_t = 15 \text{ cm}$

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

- **Armature horizontale :**

D'après le BAEL91: $A_H = A_v/4 = 49.75/4 = 12.44 \text{ cm}^2$

D'après le RPA :

$$A_{\min} = 0,15 \% b.h = 0.15 \% \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2.$$

Soit donc : $A_H = \max [RPA.V2003 ; BAEL] = 12.44 \text{ cm}^2$

$$A_H = \mathbf{16HA10 = 12.56 \text{ cm}^2/\text{face/ml}}$$

Avec un espacement : $S_H = \mathbf{25 \text{ cm}}$

- **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 $V_{max} = 733.78 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.4 \times 733.78 \times 10^{-3} / (0.20 \times 0.9 \times 2) = 2.85 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_{adm}$ condition vérifiée.

Selon le BAEL

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = 733.78 \times 10^{-3} / (0.20 \times 0.9 \times 2) = 2.04 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

Vérification à L'ELS

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6 f_{c28} = \frac{974.53 \times 10^{-3}}{0.4 + (15 \times 49.75 \times 10^{-4})} = 2.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul pour les voiles les plus sollicités sont regroupés dans les tableaux ci-après :

- **Partie I** : S-Sol, RDC et 1^{er} étage.
- **Partie II** : 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage.
- **Partie III** : 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} étage

On a calculé les voiles de mêmes dimension 2 m ($V_{X1}, V_{X4}, V_{X7}, V_{X8}, V_{Y1}, V_{Y2}, V_{Y3}, V_{Y4}, V_{Y7}, V_{Y9}$)

On choisit le voile le plus sollicité dans le cas le plus défavorables c'est le voile V_{X8}

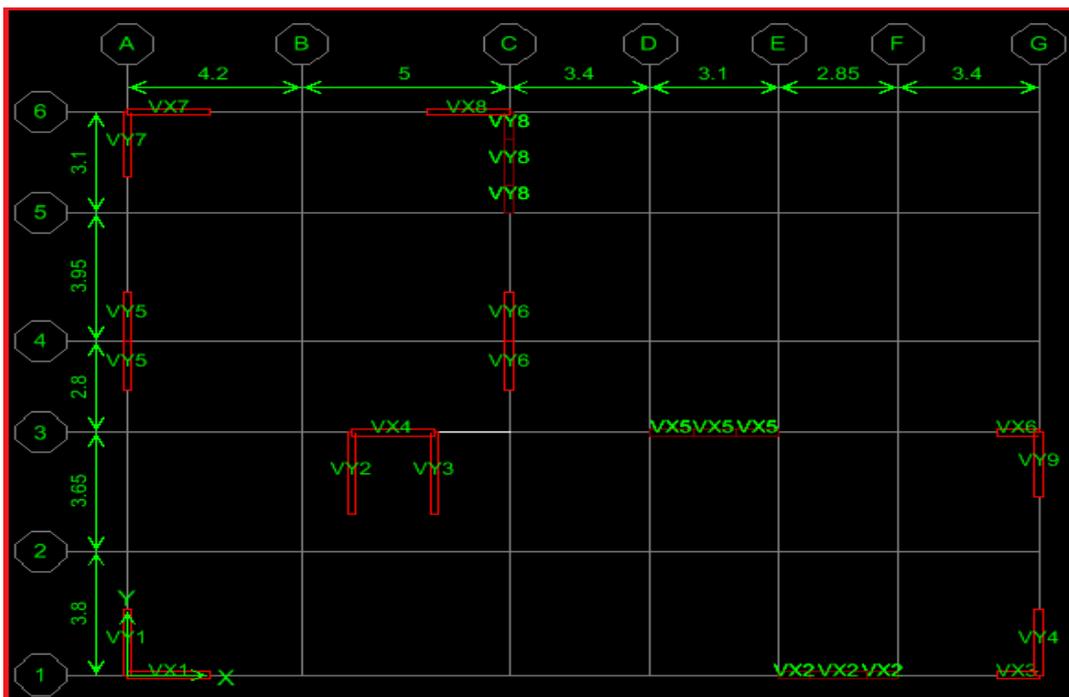


Figure 5.4 : Schème de la disposition des voiles .

La vérification de contrainte de cisaillement pour les voiles les plus sollicités est représentée ci-après:

Tableau 5.10 : Les voiles de dimension 2m.

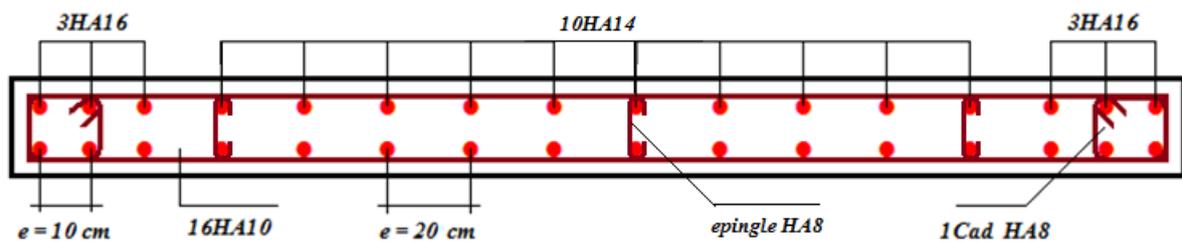
Zones	V_u (KN)	RPA. v 2003		BAEL		N_{ser} (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	obser
		τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)				
Zone 1	733.78	2.85	5	2.04	3.26	974.53	2.05	15	C.V
Zone 2	576.45	2.24	5	1.6	3.26	799.63	1.85	15	C.V
Zone 3	305.04	1.19	5	0.85	3.26	383.73	0.89	15	C.V

Tableau 5.10 : Les voiles de dimension 3m.

Zones	V_u (KN)	RPA. v 2003		BAEL		N_{ser} (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	obser
		τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)				
Zone 1	596.24	1.55	5	1.10	3.26	1102.58	1.70	15	C.V
Zone 2	626.79	1.62	5	1.16	3.26	884.65	1.37	15	C.V
Zone 3	435.23	1.12	5	0.80	3.26	426.46	0.66	15	C.V

Tableau 5.10 : Les voiles de dimension 1m.

Zones	V_u (KN)	RPA. v 2003		BAEL		N_{ser} (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	obser
		τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)				
Zone 1	180.26	1.40	5	1.00	3.26	287.32	1.23	15	C.V
Zone 2	190.02	1.50	5	1.05	3.26	230.58	1.02	15	C.V
Zone 3	123.68	0.96	5	0.68	3.26	109.10	0.50	15	C.V

**Figure 5.5: Schéma de ferrailage du voile V_{x8} .**

6.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol au quel elles transmettent les charges de la superstructure (Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation et les surcharges climatique) ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puis que de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

6.2. Différents types de fondations

Il existe trois catégories de fondations :

Les fondations superficielles :

Les fondations profondes :

Les fondations spéciales :

6.3. Facteurs de choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend du :

La nature de l'ouvrage à fonder : Pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel,

La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages

Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...

Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...

Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

6.4. Caractéristiques du sol

La nature de sol : c'est un sable

Profondeur d'ancrage est de 4.5m

La contrainte admissible de sol : ($\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$)

6.5. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

La résistance du sol.

Le tassement.

En ce qui concerne notre ouvrage, On a le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).

- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

- La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec : $N = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$ ($\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2$).

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne ou file.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$ tel que : $N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux et voiles ; $S = B \times L$

B : largeur de la semelle.

L : longueur de file considéré. $\rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$

Calcul des surfaces revenant aux semelles

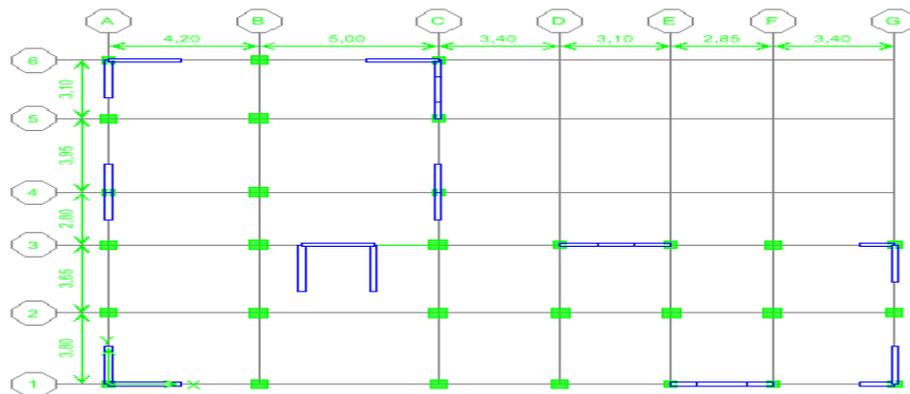


Figure 6.1 : Schéma de la base de la structure.

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau 6.1 : Surfaces revenant aux semelles.

File	N (KN)	L (m)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (KN/m ²)	S (m ²)	B (m)
I	5046.168	21.95	200	25.23	1.15
2	5998.015	21.95	200	29.99	1.35
3	4475.995	21.95	200	22.37	1.00
4	1763.971	9.2	200	8.81	0.95
5	2047.636	9.2	200	10.23	1.10
6	2386.165	9.2	200	11.93	1.30
A	5606.284	17.3	200	28.03	1.60
B	5418.628	17.3	200	27.09	1.55
C	4606.516	17.3	200	23.03	1.30
D	2161.254	7.45	200	10.80	1.45
E	1779.081	7.45	200	8.89	1.20
F	1844.478	7.45	200	9.22	1.24
G	2133.928	7.45	200	10.66	1.43

$$\text{On a: } S_s = \Sigma S_{si} = 224.264 \text{ m}^2 \quad S_s = N/\sigma_s$$

$$S_b = 254.147 \text{ m}^2 \rightarrow S_b / 2 = 127.073 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_s / S_b > 0.5 = 0,88 > 0,5$$

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général.

6.6. Etude du radier général

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

6.6.1. Pré dimensionnement du radier général

a. L'épaisseur du radier

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

a.1. Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5\text{m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$\text{D'où : } 62.5\text{cm} \leq h_r \leq 100\text{cm.} \quad (1)$$

a.2. condition de rigidité

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface.

Pour un sol moyen ; $K = 40000 \text{ KN/m}^3$

I : inertie d'une bande d'un de radier.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 5^4}{32164195 \times \pi^4}} \geq 0.72\text{m} \quad (2)$$

Finalement : d'après (1), (2) on opte : $h_r = 85\text{cm}$

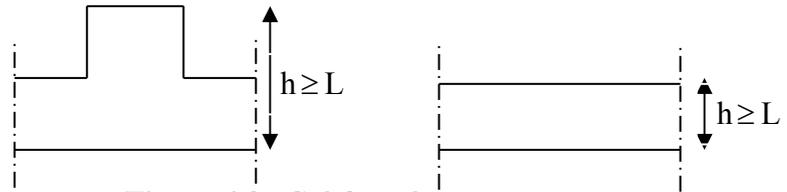
Vu que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

Condition de coffrage**Pour la nervure :**

$$h_r \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

➤ Pour la dalle :

$$h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

**Figure 6.2 : Schéma des nervures.**

D'après les conditions précédentes, Nous optons pour une dalle de **35 cm** et des nervures de **50cm**.

b. Calcul de surface minimale du radier

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

A la base du bâtiment : $N = 1,35G + 1,5 Q = 45268.096 \text{ KN}$.

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = 1.5 \text{ bars} = 150 \text{ KN /m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} \geq N / \bar{\sigma}_{\text{adm}} = \frac{45268.096}{200} = 226.34 \text{ cm}^2$$

c. Le calcul de D (débordement)

$$D \geq \max (h/2, 30\text{cm}). = \max (85/2; 30\text{cm}) = 42.5\text{cm} \Rightarrow \mathbf{D= 50\text{cm}}$$

La surface totale de l'immeuble est de 254.147 m² est donc par conséquent elle 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 :

$$S_r = S_b + D \times 78.5 = 254.147 + 0.50 \times 78.5 = 293.40 \text{ m}^2$$

6.6.2. Vérification du radier**6.6.2.1. Vérification de non poinçonnement**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité. Selon le **C.B.A art A.5.2.4.3**, Nous devons vérifier que : $N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28} / \gamma_b$

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du voile le plus sollicité.

μ_c : périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

h_r : épaisseur totale du radier.

μ_c : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2 \cdot (L + b + 2 \times h_{\text{radier}}) = 2 \cdot (3 + 0,2 + 2 \times 0,85) = 9,8 \text{ m}$$

$$N_u = 1536,70 \text{ KN}$$

$$0,045 \mu_c \times h_{\text{radier}} \times f_{c28} / \gamma_b = 6247,5 \text{ KN} \geq 1536,70 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par poinçonnement

6.6.2.2. Condition de résistance au cisaillement

L'épaisseur du radier sera vérifiée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, selon le Règlement CBA93 (art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,07 f_{cj} / \gamma_b$$

Où V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

b : désigne la largeur.

γ_b : 1,5

d : 0,9 h.

b : 1m.

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 5 m.

$$L_{\max} : \text{ la plus grande portée de la dalle = 5 m.} \Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9h} \leq \frac{0,07 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow$$

$$h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0,9 \times 2 S_{\text{rad}} \times 0,07 f_{cj}} = 0,36 \text{ m}$$

Pour: $N_u = 45268,096 \text{ KN}$

$$S_r = 293,40 \text{ m}^2$$

$$L_{\max} = 5 \text{ m} \quad h \geq 36 \text{ cm}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$F_{cj} = 25000 \text{ KN/m}^2.$$

$$\tau_u = 0,295 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa. (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée).}$$

Caractéristiques géométriques

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

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

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

(X_i, Y_i) : Centre de gravité du panneau considéré.

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 19.95 \text{ m}$$

$$Y_G = 7.502 \text{ m}$$

Les coordonnées du centre de gravité du bâtiment sont :

$$X_G = 19.51 \text{ m}$$

$$Y_G = 7.29 \text{ m}$$

Le moment d'inertie est donné par :

$$I = (I_i + S_i d_i^2)$$

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.

Les moments d'inertie du radier suivant les deux directions sont :

$$I_{xx} = 56628.25 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 365198.36 \text{ m}^4$$

Diagramme trapézoïdal des contraintes :

$$\sigma = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

$$N = 45268.096 \text{ KN}$$

M : effort de renversement dû au séisme

$$M_x = 112026.148 \text{ KNm}$$

$$M_y = 117920.248 \text{ KNm}$$

$$S_{\text{raider}} = 294.397 \text{ m}^2$$

Sens longitudinal :

$$\sigma_1 = 292.545 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 14.985 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 153.762 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Sens transversale :

$$\sigma_1 = 225.557 \text{ KN/m}^2$$

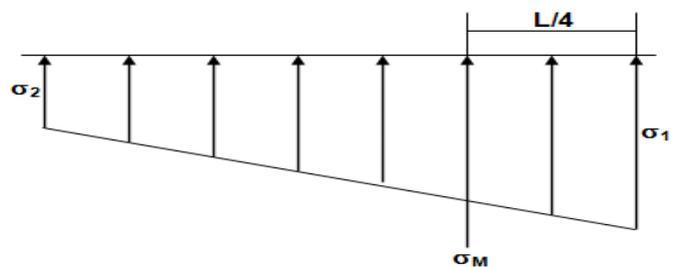


Figure 6.3 : Schéma des contraintes .

$$\sigma_2 = 81.973 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 153.765 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \text{ Donc : la condition est vérifiée.}$$

Vérification de la stabilité au renversement :

D'après le RPA 99 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

e : l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente.

$$\text{Sens longitudinal : } e_x = 2.47 \text{ m} < \frac{a}{4} = 5.73 \text{ m} \quad (\text{Vérifiée})$$

$$\text{Sens transversal : } e_y = 2.60 \text{ m} < \frac{b}{4} = 4.57 \text{ m} \quad (\text{Vérifiée})$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

Vérification de la poussée hydrostatique

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effort de sous pression hydrostatique. On doit vérifier que : $W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$ (radier).

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier. $W = 17958.44 + 10285.15 = 28243.59 \text{ KN}$

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$).

h : profondeur de l'infrastructure ($h = 2.5 \text{ m}$).

$$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S_{ra} = 1,5 \times 10 \times 4.93 \times 294.397 = 21770.658 \text{ KN} \leq 28243.59 \text{ KN. C.V}$$

6.6.3. Ferrailage du radier

Le radier est calculé comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93. La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

Les sollicitations à L'ELU : $\nu=0$

$$Q_u = N_U / S_{rad} = 45268.096 / 294.397 = 153.765 \text{ KN/m}^2$$

Les sollicitations à L'ELS : $\nu = 0,2$

$$Q_{ser} = N_{ser} / S_{rad} = 32256.25 / 294.379 = 110.25 \text{ KN/m}^2$$

Si : $0 < \rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

Si : $0,4 < \rho < 1$; la dalle porte dans deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

Pour les panneaux de rive :

- Moment sur appuis : $M_a = 0,3 M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

Pour les panneaux intermédiaires :

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0,75 M_0$

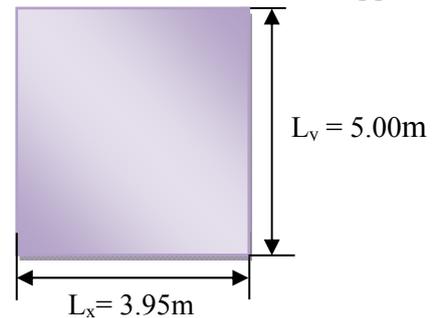


Figure 6.4 : Le panneau le plus sollicité.

Le calcul se fait pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-jointe, où L_x est la plus petite dimension.

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 :

$$M_t + \frac{M_{ad} + M_{ag}}{2} \geq 1,25 M_0 \quad (\text{d'après le BAEL 91})$$

Calcul des moments :

$$ELU : \nu = 0 ; Q_u = 153.765 \text{ KN/m}^2 :$$

Tableau 6.2 : Les moments à L'ELU.

Panneaux	L_x (M)	L_y (M)	ρ	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN.M)	M_{oy} (KN.M)
P	3.95	5.00	0.79	0.0615	0.5778	147.545	85.25

$$ELS : \nu = 0,2 ; Q_{ser} = 110.25 \text{ KN/m}^2 :$$

Tableau 6.3 : Les moments à L'ELS.

Panneaux	L_x (M)	L_y (M)	ρ	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN.M)	M_{oy} (KN.M)
P	3.95	5.00	0.79	0.0639	0.6978	109.91	76.69

Pourcentage minimal :

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23.b. d. f_{t28}/f_e = 9.23 \text{ cm}^2$

Espacement maximal :

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Pages}$$

Calcul des armatures à L'ELU :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.4 : Les armatures à L'ELU.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN.m)	110.65	73.77	63.94	42.62
μ_{bu}	0.081	0.054	0.046	0.031
$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	Oui	oui	Oui	oui
A_s (cm ² /ml)	10.77	7.08	6.10	4.02
A_{smin} (cm ² /ml)	9.23	9.23	9.23	9.23
Choix des Ø	6HA16	6HA14	6HA14	6HA14
A_s adopté	12.05	9.24	9.24	9.24
Espacement	15	15	15	15

Calcul des armatures à L'ELS :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.5 : Les armatures à L'ELS.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_{ser} (KN.m)	82.43	54.95	57.52	38.34
μ_{bu}	0.060	0.040	0.042	0.028
$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	Oui	oui	Oui	Oui
A_s (cm ² /ml)	7.92	5.22	5.47	3.6
A_{smin} (cm ² /ml)	9.23	9.23	9.23	9.23
Choix des Ø	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
A_s adopté	9.24	9.24	9.24	9.24
Espacement	15	15	15	15

Vérification des moments : $M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$

Tableau 6.6 : Vérification des moments .

ELU						
				$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
sens xx	M_0	147.54		184.42	184.42	C.V
	M_e	73.77				
	M_w	73.77				
	M_t	110.65				
sens yy	M_0	85.25		106.56	106.56	C.V
	M_e	42.62				
	M_w	42.62				
	M_t	63.94				
ELS						
				$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25 M_0$	Vérification
sens xx	M_0	109.91		137.38	137.38	C.V
	M_e	54.95				

	M _w	54.95			
	M _t	82.43			
sens yy	M ₀	76.69	95.86	95.86	C.V
	M _e	38.34			
	M _w	38.34			
	M _t	57.52			

Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L = 0.50$ m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre carré (1m^2).

$$h = 35 \text{ cm}, b = 1\text{m} \Rightarrow d = 0,9 h = 0.31 \text{ m.}$$

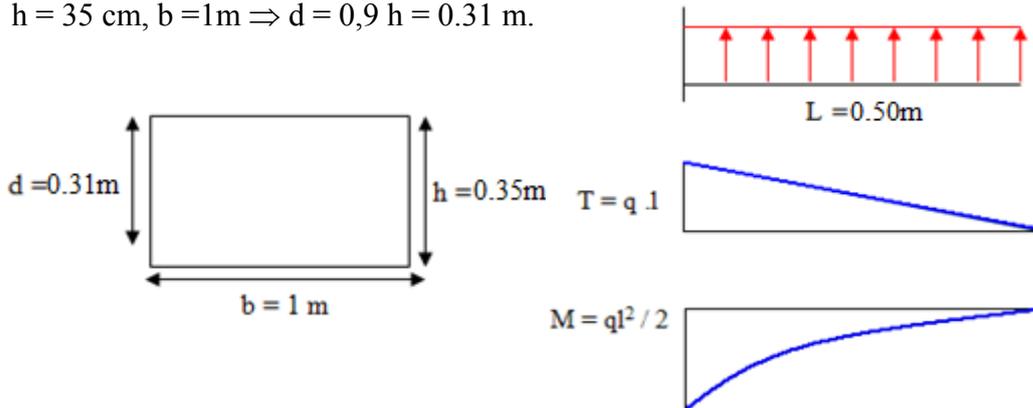


Figure 6.5: Schéma statique du débord.

L'ELU :

$$M_{\max} = q_u L^2 / 2 = 153.765 \times (0.50)^2 / 2 = 0.01922 \text{ MN.m.}$$

$$A_s = 1.80 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{s \min} = 3.74 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Donc } A_s = \max(A_{s \text{ ultime}} ; A_{s \min}) = 3.74 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc on choisit 4HA12 = 4.52 m^2/ml avec un espacement 20 cm.

Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \overline{\tau}_u = 0,05 f_{c28} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0,9 h_r = 0.31 \text{ m} \Rightarrow V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 38.44 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = 0.124 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \Leftrightarrow 0.124 < 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} L^2 / 2$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = \mathbf{k.y}$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau 6.7 : Vérification des contraintes .

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	k (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	Observation
Travée sens xx	47.889	12.05	111777.99	8.93	42.84	3.82	15	C.V
Appuis sens xx	31.926	9.24	90385.91	7.99	35.32	2.82	15	C.V
Travée sens yy	42.822	9.24	90385.91	7.99	47.37	3.78	15	C.V
Appuis sens yy	28.548	9.24	90385.91	7.99	31.58	2.52	15	C.V
Débord	13.78	4.52	49558.36	5.84	27.81	1.62	15	C.V

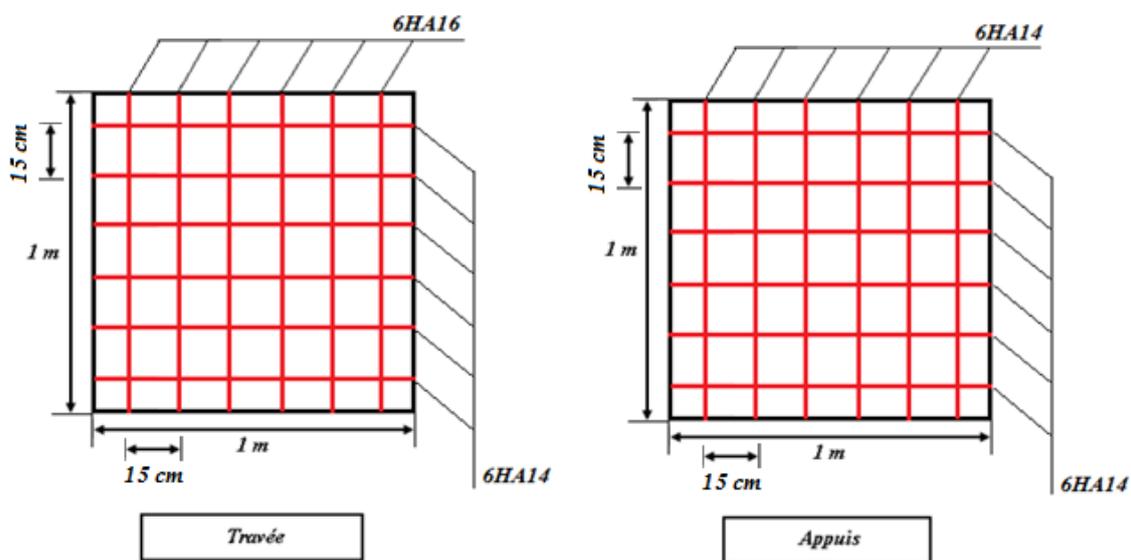


Figure 6.6: Schéma de ferrailage de radier en appuis et en travée .

Ferrailage de la nervure

Ce sont des poutres disposées le long de radier. Elles servent pour but de reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\begin{cases} h_t = 85 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

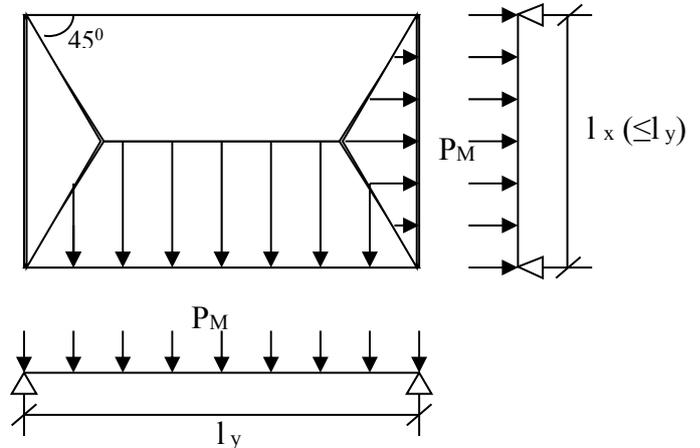
Tel que la largeur du poteau le plus large est de 50 cm,

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file 2 dans le sens XX et la file A dans le sens YY.

Transmission des charges des dalles aux poutres :

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- Formant un angle de 45° avec les rives du panneau ou parallèles à son grand coté.



On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants :

Tableau 6.8 : les expressions de P_M

Elément	Trapèze	Triangle
P_M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{PL_X}{2}$	$\frac{PL_X}{3}$

$$\alpha = \frac{L_X}{L_Y} \leq 1$$

Remarque: Pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

ELU :

Sens X-X :

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file 2

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau 6.9 : les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file 2

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P_{M1} (KN/ml)	P_{M2} (KN/ml)	P_M (KN/ml)
A--B	0.86	0.90	153.765	211.43	213.27	424.71
B--C	0.73	0.76	153.765	230.77	235.90	466.67
C--D	0.93	0.89	153.765	174.26	174.26	348.53
D--E	0.84	0.81	153.765	158.89	158.89	317.78
E--F	0.78	0.75	153.765	146.07	146.07	292.15
E--G	0.93	0.89	153.765	174.26	174.26	348.53

Sens Y-Y :

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file A-A

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau 6.10 : les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file A-A

Travée	α_1	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1-2	0.90	153.765	194.769	194.769
2-3	0.86	153.765	187.08	187.08
3-4	0.66	153.765	143.51	143.51
4-5	0.94	153.765	202.45	202.45
5-6	0.73	153.765	158.89	158.89

Les moments sur appuis et travée au long de la poutre sont présentés sur le graphe suivant :

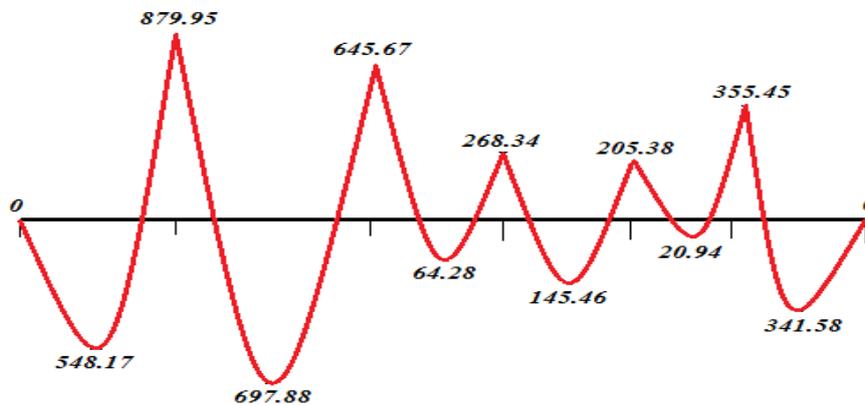


Figure 6.8: Diagramme du moment à l'ELU dans le sens xx.

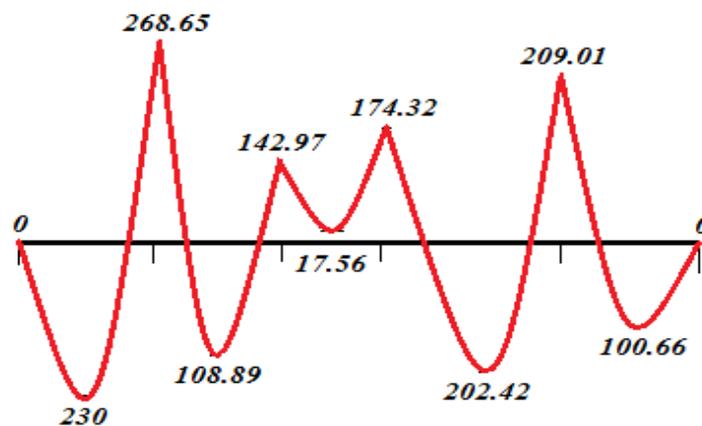


Figure 6.9: Diagramme du moment à l'ELS dans le sens yy.

ELS :

Sens X-X :

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau 6.11 : les moments sur travée au long de la poutre

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
--------	------------	------------	------------------------	-------------------------	-------------------------	------------------------

A--B	0.86	0.90	110.25	151.60	152.92	304.52
B--C	0.73	0.76	110.25	165.46	169.14	334.61
C--D	0.93	0.89	110.25	124.95	124.95	249.9
D--E	0.84	0.81	110.25	113.925	113.925	227.85
E--F	0.78	0.75	110.25	104.73	104.73	209.47
E--G	0.93	0.89	110.25	124.95	124.95	249.9

Sens Y-Y :

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau 6.12: les moments sur appuis au long de la poutre

Travée	α_1	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1-2	0.90	110.25	139.65	139.65
2-3	0.86	110.25	134.13	134.13
3-4	0.66	110.25	102.90	102.90
4-5	0.94	110.25	145.16	145.16
5-6	0.73	110.25	113.92	113.92

Les moments sur appuis et travée au long d la poutre sont présentés sur le graphe suivant :

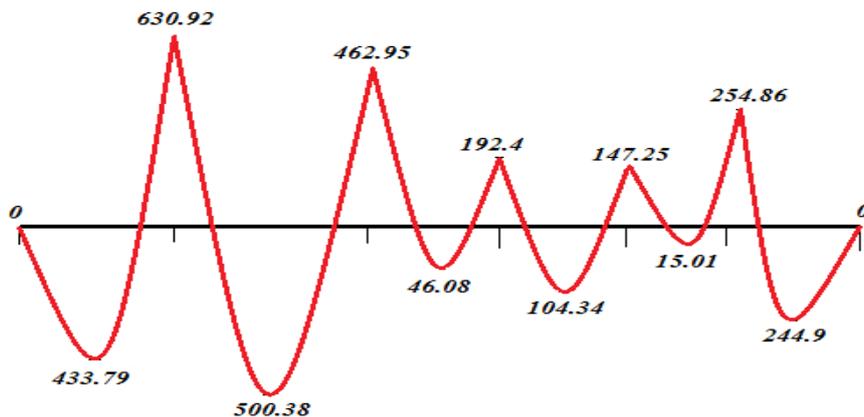


Figure 6.10: Diagramme du moment à l'ELS dans le sens xx.

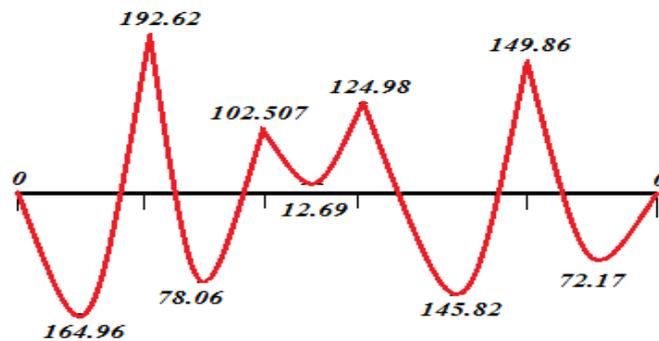


Figure 6.11: Diagramme du moment à l'ELS dans le sens yy.

Détermination des efforts

Le calcul du ferrailage se fait avec les moments maximaux en appuis ainsi qu'en travées.

Les efforts sont calculés par la méthode des trois moments.

Tableau 6.13 : Calcul des efforts .

combinaison	Sens X-X			Sens Y-Y		
	$q \left(\frac{KN}{ml}\right)$	$M (KN.m)$		$q \left(\frac{KN}{ml}\right)$	$M (KN.m)$	
		Sur appui	En travée		Sur appui	En travée
E.L.U.		879.95	697.88		268.65	230
E.L.S.	334.61	630.92	500.38		192.62	164.96

Dimensionnement des nervures :

La section de la nervures est considérée comme une section en T avec :

$$b_1 \leq \left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2}\right) \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{5}{10}; \frac{3.95}{2}\right) \rightarrow b_1 = 0,45 m \rightarrow b = 140 m$$

$$h = 85 cm ; h_0 = 35 cm ; b_0 = 50 cm ; C = 4 cm ; d = 0,9h = 77cm$$

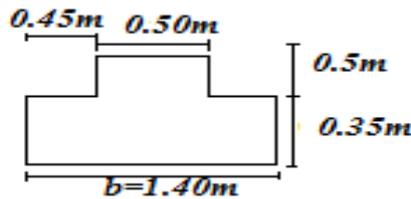


Figure 6.12 : Dimensions de la nervure.

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23b.d.f_{tj}}{f_e} = 13.02 cm^2$$

Calcul du ferrailage :

Armatures longitudinales :

A l'ELU :

$$M_u < M_{Tu} = 4140.01KN.m \rightarrow \text{Le calcul se fait pour une section rectangulaire.}$$

Les résultats sont cités sur le tableau suivant :

Tableau 6.14 : calcul du ferrailage a L'ELU

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_u (KN.m)$	879.95	697.88	268.65	230
Section	Rect ($b \times h$)			
μ_{tu}	0.295	0.295	0.295	0.295
$\mu_{bu} < \mu_{tu}$	$0.074 \leq 0.295$	$0.059 \leq 0.295$	$0.023 \leq 0.295$	$0.019 \leq 0.295$
$Z (m)$	0.736	0.743	0.759	0.761
$A_u (cm^2)$	34.35	26.99	10.17	8.68
$A_{min} (cm^2)$	13.20	13.20	13.20	13.20
Choix des barres	6 HA25 + 2HA20	2 HA25 + 6HA20	4 HA16 + 4HA14	4 HA16 + 4HA14
$A_s \text{ adopté } (cm^2)$	35.74	28.66	14.20	14.20
espacement (cm)	10	10	10	10

A l'ELS :

La fissuration est préjudiciable.

$$M_{ser} < M_{T ser} = 1434.43 KN.m \rightarrow \text{Le calcul se fait pour une section rectangulaire.}$$

Les résultats sont cités sur le tableau suivant :

Tableau 6.15 : calcul du ferrailage A L'ELS

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_{ser} (MN.m)$	630.92	500.38	192.62	164.96
Section	Rect ($b \times h$)			
α_r	0.527	0.527	0.527	0.527
$Z_r (m)$	0.635	0.635	0.635	0.635
$M_{rh} (KN.m)$	965.886	965.886	965.886	965.886
$M_{ser} < M_{rh}$	C.V	C.V	C.V	C.V
$A_s (cm^2)$	49.27	39.08	15.04	12.88
$A_{smin} (cm^2)$	13.02	13.02	13.02	13.02
Choix des barres	4HA32+4HA25	8HA25	4HA20+4HA14	4 HA16 +4HA14
$A_{sadopté} (cm^2)$	51.80	39.28	15.64	14.20
Espacement	10	10	10	10

Armatures transversales :

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_{L_{max}} \implies \Phi_t \geq 8.33$$

On prend : $\Phi_t = 10mm$; On choisit 2cadre de $\text{Ø}10$

Espacement minimal :

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0,9d, 40cm) = 40cm$

Selon le RPA 2003 : - En zone nodale et en travée $S_t \leq \min(h/4, 12\text{Ø}_L) = 21.25cm$

- En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2 = 42.5cm$

On prend :

- En zone nodale et en travée : $S_t = 15cm$

-En dehors de la zone nodale : $S_t = 25cm$

Vérification :

A l'ELU :

1. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) \implies A_{min} = 13.01cm^2$$

2. Vérification de l'effort tranchant

On prend l'effort tranchant max $\implies V_{u max} = 1213.53 KN$.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5MPa) = 3.33MPa \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 3.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

➤ **A l'ELS :**

1. 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 ($\sigma_{bc} = KY$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau 6.16 : Sens X-X

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Appuis	630.92	51.81	5.40	15	vérifiée
Travée	500.38	39.28	4.74	15	vérifiée

Tableau 6.17 : Sens Y-Y

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Appuis	192.62	15.64	2.63	15	vérifiée
Travée	164.96	14.20	2.35	15	vérifiée

1. Etat limite d'ouverture des fissures :(fissuration préjudiciable)

Il faut vérifier :

Tableau 6.18 : Sens X-X

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Appuis	630.92	51.81	191.77	201.63	vérifiée
Travée	500.38	39.28	200.61	201.63	vérifiée

Tableau 6.19 : Sens Y-Y

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Appuis	192.62	15.64	193.95	201.63	vérifiée
Travée	164.96	14.20	182.94	201.63	vérifiée

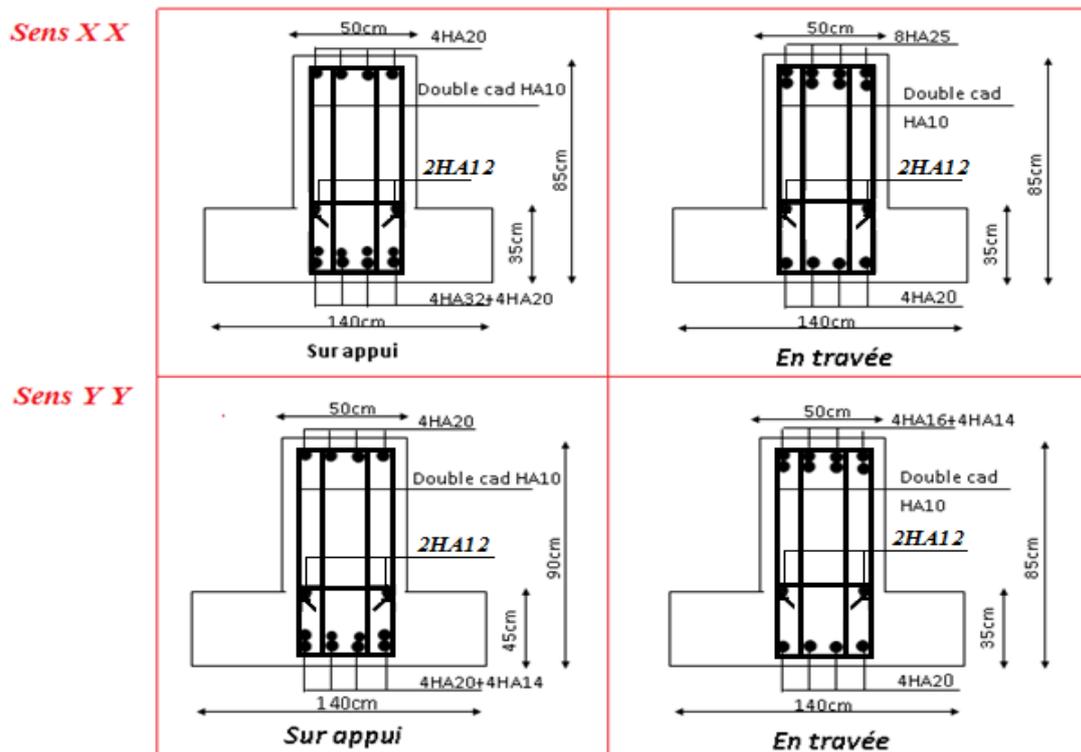


Figure 6.13: Ferrailage des nervures .

6.7. Voile périphérique

6.7.1. Pré-dimensionnement

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau de R.D.C. D'après le **R.P.A. 99 version 2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

L'épaisseur du voile doit être $\geq 15 \text{ cm}$.

Les armatures sont constitués de 2 nappes, le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Notre voile périphérique a les dimensions suivantes :

Epaisseur de 20 cm.

Hauteur de 4.08 m.

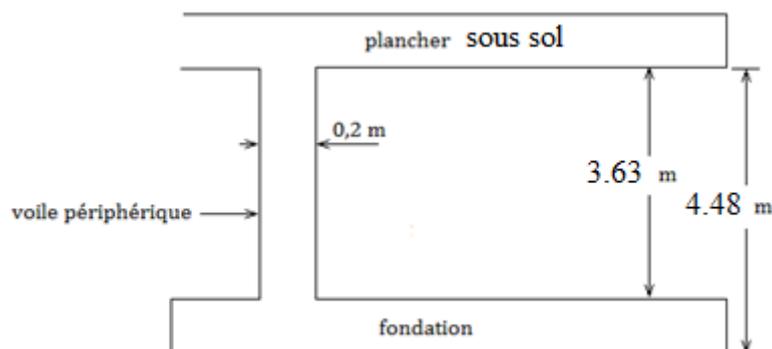


Figure 6.14: dimensions du voile périphérique .

6.7.2. Ferrailage

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1 ml.

$$\text{On a : } A_V \geq 0,1\% \times 20 \times 100 \rightarrow A_V \geq 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_H \geq 0,1\% \times 20 \times 100 \rightarrow A_H \geq 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

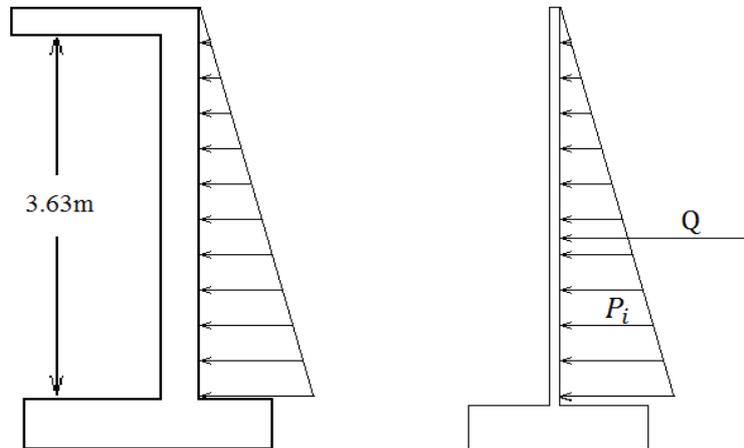


Figure 6.15 : Schéma statique du voile périphérique .

On a :

ϕ : L'angle de frottement du remblai ; $\phi = 30^\circ$

γ_d : Poids spécifique du remblai ; $\gamma_d = 18 \text{ KN}/\text{m}^2$

K_a : Coefficient de poussée (surface horizontale) ;

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,33$$

Calcul de la force de poussée :

$$P_i = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot h^2 \cdot K_a = \frac{1}{2} \times 18 \times 3,63^2 \times 0,33 = 39,13 \text{ KN}/\text{m}$$

Evaluation des sollicitations :

Le ferrailage était pour une bande de 1 m de largeur et pour la panneau le plus sollicité.

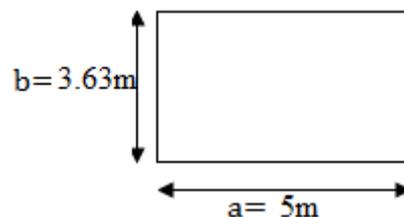


Figure 6.16 : Le panneau le plus sollicité du voile périphérique .

$a = 5 \text{ m}$; $b = 3,63 \text{ m}$;

$$\rightarrow \alpha = 3,63 / (5 - 0,45) = 0,80$$

Calcul du ferrailage vertical :

Le ferrailage du voile périphérique se fera en considérant la fissuration comme très préjudiciable (calcul à l'E.L.S.).

A l'E.L.S.:

$$\mu_x = 0.0628 ; \mu_y = 0.7111$$

Dans le sens X-X :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0628 \times 39.13 \times 3.63^2 = 32.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75M_x = 24.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5M_x = 16.19 \text{ KN.m}$$

Dans le sens Y-Y :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.7111 \times 32.38 = 23.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 17.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 11.51 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage à l'E.L.S. sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.20 : les résultats du ferrailage à l'E.L.S.

	<i>Sens X-X</i>		<i>Sens Y-Y</i>	
	<i>Sur appui</i>	<i>En travée</i>	<i>Sur appui</i>	<i>En travée</i>
$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	16.19	24.28	11.51	17.27
α_r	0.582	0.582	0.582	0.582
$Z_r \text{ (m)}$	0.145	0.145	0.145	0.145
$M_{rb} \text{ (KN.m)}$	113.98	113.98	113.98	113.98
$M_{ser} < M_{rb}$	C.V	C.V	C.V	C.V
<i>Armatures longitudinales</i>				
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	6.92	10.38	4.92	7.38
$A_{s \min} \text{ (cm}^2\text{)}$	2.00	2.00	2.00	2.00
<i>Choix des barres</i>	2x5HA10	2x7HA10	2x5HA10	2x5HA10
<i>Espacement (cm)</i>	20	15	20	20
$A_{s \text{ adopté}} \text{ (cm}^2\text{)}$	7.85	10.99	7.85	7.85
<i>Armatures transversales</i>				
$A_H \text{ (cm}^2\text{)}$	1.73	2.59	1.23	1.84
$A_{H \min} \text{ (cm}^2\text{)}$	2.00	2.00	2.00	2.00
<i>Choix des barres</i>	2x4HA8	2x6HA8	2x4HA8	2x4HA8
<i>Espacement (cm)</i>	25	15	25	25
$A_{H \text{ adopté}} \text{ (cm}^2\text{)}$	4.02	6.03	4.02	4.02

Condition de non fragilité :

$$b_0 = 1 \text{ ml} ; d = 0,18 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \frac{0,23b_0 \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification des armatures transversales à l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{Art. A 5.2.2 du C. B. A. 93}$$

$$\gamma_b = 1,15 ; \tau_u = V_u / b_0 \cdot d$$

$$V_u = \frac{P_i \cdot L}{2} = \frac{39,13 \times 3,63}{2} = 71,02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{71,02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,394 \text{ MPa} \leq \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,15} = 1,52 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

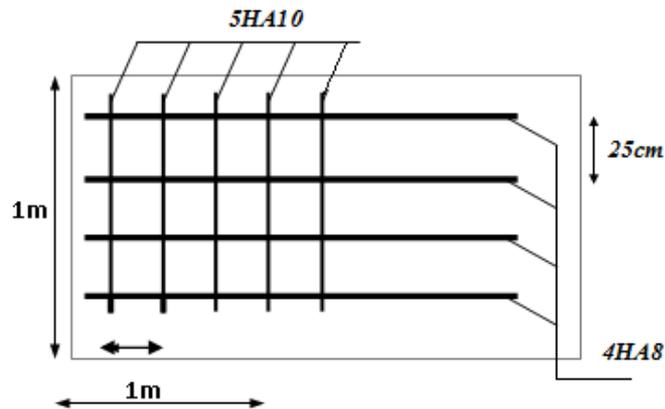


Figure 6.17 : Schéma de ferrailage de voile périphérique pour la travée et appuis sens YY.

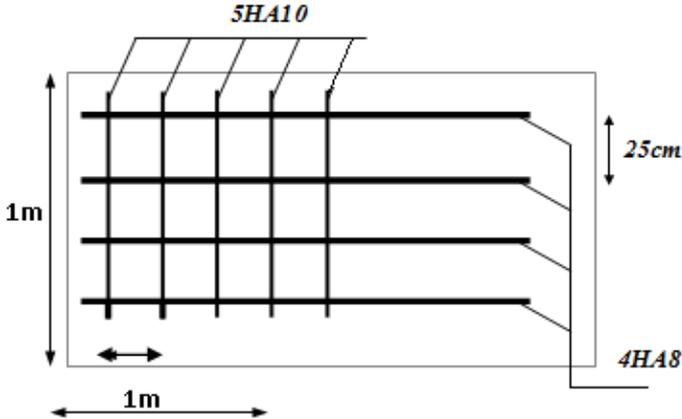


Figure 6.18 : Schéma de ferrailage pour l'appui sens XX.

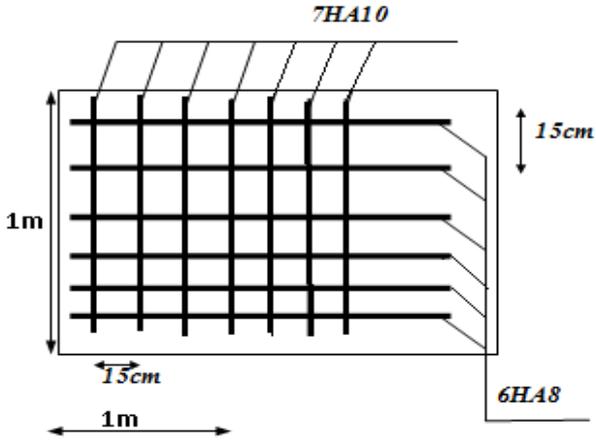


Figure 6.19 : Schéma de ferrailage pour travée.

Cocclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de notre formation.

En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de forte sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système avec voiles porteurs pour la reprise des charges horizontales dûe au séisme car c'est le cas le plus défavorable. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique chose qui est difficile à réaliser dans le cas où l'ouvrage est à usage service au niveau du rez-de-chaussée.

L'utilisation du logiciel de calcul de structures « ETABS » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme Il nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi est un radier nervuré.

REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

- 📖 *Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI-*
**office des publications universitaires 1991;*
- 📖 *Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN-*
**EYROLLES 1992*;*
- 📖 *Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX-*
**3^{eme} édition 99*;*
- 📖 *D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;*
- 📖 Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99**
- 📖 *D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;*
- 📖 *Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93.***
- 📖 Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études ;

A.MEDJBER/M.HAFIAN/H.AÏMER