

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+8+Sous-pente) à usage multiple contreventé par un système mixte (voile-portique).

Réaliser par :

Kouk Lynda

Sadaoui Nadjat

Encadrer par :

madame Laoubi

Membres de jury

Mr M.SERIKMA

Mr A.BOUKELOUDA

-

Remerciement

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous
avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus
durant toutes nos études.*

*A M^m Laoubi : notre promotrice, pour avoir accepté de nous
guider sur le bon chemin du travail.*

*Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux
membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit*

*Et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos
connaissances et d'apporter un plus à notre travail,*

Sans oublier de remercier tous les enseignants qui

Nous ont formés.

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation
de ce mémoire.*

Lynda et Nadjet

Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie
du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en
exprimant la gratitude et la reconnaissance*

Durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

*À mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui
m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

*J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma
reconnaissance et tout mon amour.*

*À mon frère et mes sœurs : Rezek, Cylia , Mélissa , Nawal, Ania
mayas*

*À toute ma famille, et tous mes amis en particulier : fatima ,
samira, sylvia , dahbia , hassiba , hiba*

À mon encadreur « Mm Laoubi ».

*En fin, je remercie mon amie mon binôme Lynda qui a contribué
à la réalisation de ce modeste travail.*

Lynda

Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie
du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en
exprimant la gratitude et la reconnaissance*

Durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

*À mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui
m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

*J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma
reconnaissance et tout mon amour.*

*À mes frères et mes sœurs : Rezek, Cylia, Mélissa, Nawal, Ania
mayas*

*À toute ma famille, et tous mes amis en particulier : Fatima,
Samira, sylvia, dahbia, hassiba, hiba, zahra*

À mon encadreur « Mm Laoubi ».

*En fin, je remercie mon amie mon binôme Lynda qui a contribué
à la réalisation de ce modeste travail.*

Nadjet

Symboles et Notations

Symboles	Notations
A	Aire d'une section d'acier.
A'	Section d'aciers comprimés.
A_{ser}	Section d'aciers pour l'ELS.
A_u	Section d'aciers pour l'ELU.
A_r	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
B	Aire d'une section de béton.
V	Diamètre.
E	Module d'élasticité longitudinale, séisme.
E_h	Module de déformation longitudinal du béton.
E_j	Module d'élasticité instantanée.
E_s	Module de d'élasticité de l'acier.
F	Force ou action générale.
G	Action permanente.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur ou portée.
M	Moment en général.
M_u	Moment de calcul ultime.
M_{ser}	Moment de calcul de service.
N	Effort normal.
N_{ser}	Effort normal en service.
N_u	Effort normal de service.
V	Effort tranchant.
P	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
Q	Action ou charge variable.
S	Section.
B_r	Section réduite.
M_a	Moment sur appui.
M_t	Moment en travée.

A	Une dimension transversale.
b	Une dimension longitudinale.
b₀	Épaisseur brute de l'arme d'une section.
d	Hauteur utile.
e	Excentricité, épaisseur.
f	Flèche.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
F_{tj}	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.
f_{c28} et f_{t28}	Résistance calculé à 28 jours.
h₀	Épaisseur d'une membrure de béton.
h	Hauteur totale d'une section de béton armé.
i	Rayon de giration d'une section.
j	Nombre de jours.
k	Coefficient en général
l	Longueur ou porté
I_f	Longueur de flambement.
I_s	Longueur de scellement.
St	Espacement des armatures.
α	Angle en général, coefficient.
γ	Coefficient
ε	Déformation relative.
λ	Elancement.
ν	Coefficient de poisson.
ρ	Rapport de deux dimensions.
σ	Contrainte normale.
σ_b	Contrainte de compression du béton.
σ_s	Contrainte de compression dans l'acier.
σ_i	Contrainte de traction.
τ	Contrainte tangente

Liste des tableaux

Chapitre I Généralités et pré-dimensionnement

Tableau I.1 : pré dimensionnement des voiles	12
Tableau I. 2 : évaluation des charges de plancher à corps creux niveaux courant et commercial.....	12
Tableau I.3 : évaluation des charges de la terrasse inaccessible à corps creux	12
Tableau I.4 : évaluation des charges revenant au balcon en dalle pleine	12
Tableau I.5 : évaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine (ascenseur)	13
Tableau I.6 : évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux :.....	13
Tableau I. 7 : évaluation des charges revenant au mur extérieure :.....	13
Tableau I.8 :évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine	13
Tableau I.9 : évaluations de charges revenant à la volée	14
Tableau I.10 : évaluation des paliers d'escalier	14
Tableau I.11 : Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre	14
Tableau I.12 : résultats de la descente de charge du poteau	16
Tableau I.13 : résultats de la descente de charge du poteau P2.....	18
Tableau I.14 : vérification des poteaux à la compression	21
Tableau I.15 : vérification de flambement	22
Tableau I.16 : Dimensions des poteaux	23

Chapitre II Calcul des éléments secondaires

Tableau II. 1 :Type de poutrelles a étudié.....	24
Tableau II. 2 :chargement sur les poutrelle	27
Tableau II. 3 : Tableau recapitulatifs des sollicitations dans les différents types des poutrelles.....	28
Tableau II. 4 :Sollicitations maximales dans le plancher sous-pente	33
Tableau II. 5 :Sollicitations maximales dans le plancher étage courant a usage habitation	38
Tableau II. 6 :Sollicitations maximales dans le plancher terrasse accessible	38
Tableau II. 7 :Sollicitations maximales dans le plancher terrasse inaccessible	38
Tableau II. 8 :Ferrailage des poutrelles les plus défavorable :.....	38
Tableau II. 9 : Vérification des armatures Longitudinales a l'effort tranchant	39
Tableau II.10 : Vérification de la flèche	39
Tableau II. 11 :vérifications de la flèche	40
Tableau II. 12 :Schéma de ferrailage les poutrelles :	40
Tableau II. 13 : ferrailage de la dalle	42
Tableau II. 14 : vérification des contraintes à l'ELS.....	43
Tableau II.15 :les sollicitation maximale dans les dalles pleines :.....	43
Tableau II. 16 :Vérification de l'effort tranchant	43
Tableau II.17 : Calcul du ferrailage à l'ELU :	44
Tableau II. 18 :Vérification des contraintes à l'ELS :.....	44
Tableau II. 19 :vérification de la flèche à l'ELS :.....	44
Tableau II. 20 : résumé des résultats de ferrailage.....	45
Tableau II. 21 : vérification de l'état limite de compression	46
Tableau II. 22 :vérification de la flèche	46

Tableau II. 23 : Ferrailage de la poutre palière.	48
Tableau II. 24 : Armatures transversales de la poutre palière.	48
Tableau II. 25 : combinaison d'action de l'acrotère.....	49
Tableau II.26 :ferrailage de l'acrotère	51
Tableau II. 27 : ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	53
Tableau II.28 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x).....	54
Tableau II.29 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y).....	54
Tableau II. 30 :ferrailage de la dalle de l'ascenseur(dalle au-dessus).....	56
Tableau II.31 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x).....	57
Tableau II. 32 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y).....	57

Chapitre III Etude dynamique

Tableau III.1 : Taux de participation des masses.....	60
Tableau III.2 : Valeurs des pénalités	64
Tableau III.3 : Vérification de la résultante sismique	65
Tableau III.4 : justification de l'interaction sous charge verticales.....	65
Tableau III.5 : Interaction sous charges horizontales	65
Tableau III.6 : Vérification de l'effort normal réduit	66
Tableau III.7 : Vérification des déplacements sens X-X	67
Tableau III.8 : Vérifications des déplacements sens Y-Y	67
Tableau III.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	68
Tableau III.10 : Dimensions finales des éléments structuraux.....	68

Chapitre IV Etude des éléments structuraux

Tableau IV.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	70
Tableau IV. 2 : Les sollicitations dans les poteaux :	71
Tableau IV. 3 : Sollicitations dans les poteaux	71
Tableau IV. 4 : Armatures transversales dans les poteaux	72
Tableau IV.5 : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	73
Tableau IV.6 : Vérification des contraintes dans le béton	74
Tableau IV.7 : Vérification des sollicitations tangentes	74
Tableau IV.8 : Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.....	77
Tableau IV.9 : Les armatures longitudinales dans les poutres.....	77
Tableau IV.10 : Vérification des contraintes tangentielles.	79
Tableau IV.11 : Vérification au cisaillement.....	79
Tableau IV.12 : Vérification de la contrainte limite de béton.....	79
Tableau IV.13 : Moments résistant dans les poteaux.....	81
Tableau IV.14 : détermination des moments résistant dans les poutres	81
Tableau IV.15 : Vérification des zones nodales (Poutre Secondaire).....	81
Tableau IV.16 : Vérification des zones nodales (Poutre principales)	82
Tableau IV.17 : Sollicitation dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux	85
Tableau IV.18 : Résultats du ferrailage du voile V_{x1}	85
Tableau IV.19 : Sollicitation dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux	86
Tableau IV.20 : Résultats du ferrailage du voile V_{x2}	86

Tableau IV.21: Sollicitation dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux	87
Tableau IV.22: Résultats du ferrailage du voile V_{y1}	87
Tableau IV. 23 : Sollicitation dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux	88
Tableau IV. 24: Résultats du ferrailage du voile V_{y2}	89
Tableau IV.25 : Sollicitation dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux	90
Tableau IV.26: Résultats du ferrailage du voile V_{y3}	90
Tableau IV.27: Sollicitation dans le voile V_{y4} dans tous les niveaux	91
Tableau IV.28: Résultats du ferrailage du voile V_{y4}	91

Chapitre V étude de l'infrastructure

Tableau V.1 : Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes	95
Tableau V. 2 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.	99
Tableau V.3 : Vérification des contraintes de radier.....	100
Tableau V. 4 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS	100
Tableau V.5 : Vérifications des contraintes de radier.	100
Tableau V.6 : Tableau de ferrailage du Radier	102
Tableau V. 7 : Calcul des Armatures a L'ELS.....	102
Tableau V.8 : Vérification des contraintes à l'ELS	102
Tableau V.9 : Sollicitation de la nervure principale sens X-X	104
Tableau V.10 : Sollicitations maximales sens X-X.....	104
Tableau V.11 : Sollicitations de la nervure principales sens Y-Y	105
Tableau V 12 : Sollicitations maximales sens Y-Y	105
Tableau V.13 : Ferrailage des nervures	105
Tableau V.14 : Vérification des contraintes à l'ELS	106
Tableau V. 15 : Calcul des armatures a l'ELS.....	106
Tableau V.16 : Vérification des contrainte à l'ELS.....	106

Liste des figures

Chapitre I Généralités et pré-dimensionnement

Figure I. 2 : Coupe du plancher à corps creux.....	6
Figure I.3 : Disposition des poutrelles de l'étage	6
Figure I. 4 : Schéma d'une poutrelle	7
Figure I. 5 : Dalle sur 2 appuis (D1).....	7
Figure I. 6 : Dalle sur 3 appuis (D2).....	8
Figure I.7 : Dalle sur 3 appuis (D3).....	8
Figure I.8 : Dalle sur 3 appuis (D4).....	8
Figure I.9 : Dimension de l'acrotère.....	8
Figure I. 10 : Schéma des escaliers	9
Figure I.11 : Schéma statique et vu en plan de l'escalier d'étage courant et sous pente	10
Figure I.12 : Surface afférente de P1	15
Figure I.13 : Surface afférente P1	15
Figure I.14 : Surface afférente de P1.....	16
Figure I.15 : Surface afférente de P2.....	18

Chapitre II Calcul des éléments secondaires

Figure II. 1 :Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	41
Figure II.2 :représentation de la dalle D_1	41
Figure II. 3 :schéma de ferrailage des dalle D_1 D_2 D_3 et D_4	44
Figure II.5 :Schéma de ferrailage d'escalier	47
Figure II. 6 : Schéma statique de la poutre palière.	47
Figure II. 7 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.	49
Figure II. 8 : coupe transversale de l'acrotère	49
Figure II. 9 :modele de calcul de l'acrotère.....	49
Figure II. 10 :schéma de ferrailage de l'acrotère	52
Figure II. 11 :Schéma de ferrailage de la dalle salle de machine	54
Figure II. 12 : Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.	55
Figure II.13 : Schémas représentant la surface d'impact	55

Chapitre III Etude dynamique

Figure III.1 : Spectre de réponse.....	59
Figure III.2 : Vue en 3D de la structure.....	59
Figure III.3 : Disposition des voiles.....	60
Figure III.4 : Mode 1 translation suivant X-X	61
Figure III.5 : Mode 2 translation suivant Y-Y	61
Figure III. Chapitre II Calcul des éléments secondaires 6 : Mode 3 rotation suivant Z-Z. 62	62

Chapitre IV Etude des éléments structuraux

Figure IV.1 : Zone nodale.....	69
Figure IV.2 : Section d'un poteau	74
Figure IV.3 : La zone nodale	80
Figure IV.4 : schéma d'un voile pleine	84

Chapitre V étude de l'infrastructure

Figure V. 1 : Vue en plan de la semelle et vue en plan.....	94
Figure V. 2 : Les différentes files des semelles filantes.....	94
Figure V.3 : Semelle filante	95
Figure V.4 : Dimension du radier	95
Figure V.5 : Présentation de la zone d'impact de la charge compactée	96
Figure V.6 : Panneau de dalle	98
Figure V.7 : schéma de ferrailage du radier	101
Figure V.8 : Schéma de ferrailage de débord	102
Figure V.9 : Section de la nervure à ferrailer	103
Figure V.10 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicité selon le sens X-X	104
Figure V.11 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicité selon le sens Y-Y	104

Introduction Générale :

Chapitre I Généralités et pré-dimensionnement

I. Généralité	1
I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de site.....	1
I.3. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3.1. Caractéristiques Architectural	1
I.3.2. Description structurale	1
I.3.2.1. Plancher	1
I.3.2.2. Escaliers	2
I.3.2.3.les maçonneries.....	2
I.3.2.4. L'acrotère.....	2
I.3.2.5.les voiles	2
I.4.choix du type de contreventement	2
I.5. Règlements et normes utilisés.....	2
I.6. Les actions	2
I.6.1. Combinaisons d'actions BAEL.....	2
I.6.1.1. La combinaison d'action a l'ELU :	2
I.6.1.2. La combinaison d'action a l'ELS :	3
I.6.2. Combinaison d'action selon RPA :	3
I.7.Caractéristiques des matériaux :	3
II. Pre- dimensionnements des element secondaires.....	5
II.1. Introduction.....	5
II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :	5
II.2.1. Planchers corps creux :	5
II.2.2 : Plancher en dalle pleine.....	7
II.2.3 : Acrotère :	8
II.2.4. Pré-dimensionnement des escaliers :	8
II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :	10
II.3.1. Les poutres principales	10
II.3.2. Les poutres secondaires	11
II.3.3 Pré dimensionnement des voiles :	11
II.4. Evaluation des charges permanente et surcharges d'exploitations	12

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :.....	14
II.5.1. Redimensionnement du poteau (P 1) :.....	14
II.5.2. Redimensionnement du poteaux (P2) :.....	18
II.5.3. Vérification du poteau :	20
II.5.3.2. Vérification au flambement :.....	21

Chapitre II Calcul des éléments secondaires

II. Introduction :.....	24
II.1 Etude des poutrelles.....	24
II-1-1-Calcul du ferrailage : Exemple de ferrailage du sous-pente.....	33
II-1-2-Ferrailage de la dalle de compression : CBA93article (B.6.8.4.2.3)	41
II-2-Etude des dalles pleines :.....	42
II-3-Etude des escaliers :.....	45
II-4-Etude de la poutre palière :.....	47
II-4-1-Dimensionnement :	47
II-4-2-Calcul des sollicitations	48
II-4-3-Ferrailage :	48
II-5-Calcul de l'acrotère de terrasse accessible :	49

Chapitre III Etude dynamique

III.1. Etude sismique :.....	58
III.1.1. Choix de la méthode de calcul :.....	58
III.1.2.Modélisation :.....	59
II.2 Interprétation des résultats de l'étude dynamique donnés par ETABS :	60

Chapitre IV Etude des éléments structuraux

IV. Introduction.....	69
IV.1. Étude des poteaux.....	69
IV.1.1. Recommandations du RPA99/2003:	69
IV.1.3.Ferrailage.....	71
IV.1.4. Vérifications.....	72
IV.1.5. Dispositions constructives.....	75
IV.1.6. Schémas de ferrailage	75

IV.2. Etude des poutres	75
IV.2.1. Recommandation du RPA99/2003	76
IV.2.2. Ferrailage des poutres	77
IV. 2.2 .1. Sollicitation de calculs :	77
IV.2.2.2. Les armatures longitudinales	77
IV.2.2.3. Les armatures transversales	78
IV.2.3. Vérifications à l'ELU :	78
IV.2.3.1. Vérification des contraintes tangentielles :	78
IV.2.3.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	79
IV.2.4.2. Vérification de la flèche	79
IV.2.5. Vérification des zones nodales	80
IV.2.7. Schémas de ferrailage des poutres	82
IV.3. Etude des voiles	82
IV.3.1. Recommandation du RPA :	83
IV.3.2. ferrailage	84
IV.3.3. Exemples de schémas de ferrailage	92

Chapitre V étude de l'infrastructure

V. Introduction	93
V.1. Choix du type de fondation	93
V.1.1. Vérification des semelles isolées	93
V.1.2. Vérification des semelles filantes	94
V.2. ETUDE de radier	95
V.2.1. Pré dimensionnement	95
V.2.2. Les Vérifications nécessaires	96
V.2.3. Ferrailage du radier	98
V.2.4. Calcul des sollicitations	98
V.2.5. Schéma de ferrailage de radier	101
V.2.6 : Ferrailage des débords	101
V.2.7 : Schéma de ferrailage de débord :	102
V.3. Etude des nervures	103
V.3.1. Dimensionnement de la nervure	103
V.3.2. Calcul des sollicitations	103
VI.3.3. Ferrailage des nervures	105

Introduction

Introduction générale

Le domaine de construction est, qui a connu diverses innovations durant son histoire, il nécessite en plus des capacités techniques et matérielles, un effort important de planification. Que l'usage d'un bâtiment résidentiel, commercial, industriel ou institutionnel. Sa construction fait appel à de nombreuses techniques, règles et matériaux qui évoluent vite.

Il faut reconnaître qu'il aura fallu s'adapter aux évolutions, mais aussi aux nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des phénomènes naturels tels que les séismes.

L'Algérie est parmi les pays qui est soumise à de grande activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour réduire ce risque et se protéger des conséquences d'un séisme, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol. Les ingénieurs en génie civil veulent à répondre aux exigences de la société, tout en assurant la protection de l'environnement et la sécurité des citoyens, ils sont donc appelés à concevoir des structures rigides et résistent à l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Les expériences vécues durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérienne publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement consiste donc à trouver des techniques permettant aux structures de résister à toutes les secousses 'intensités inférieures ou égales à l'intensité nominale fixée par la loi. Il assure un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+8+ Sous pente à usage multiple, sis à Bejaia.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en cinq chapitres à savoir :

-
- Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. et pré-dimensionnement des éléments structuraux.
 - Le deuxième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
 - Le troisième chapitre comporte l'étude sismique.
 - Le quatrième chapitre traite le calcul des éléments structuraux.
 - Le cinquième chapitre aborde l'étude de l'infrastructure.

Chapitre I :
Généralités et pré-
dimensionnement

I. Généralité

I.1. Introduction

Pour n'importe quelle étude de bâtiment de génie civil, il est élémentaire de connaître certaines définitions ainsi que les caractéristiques de la construction à étudier.

I.2. Présentation de site

Le site concerné par la présente étude, situé à 4 chemins de Bejaia sur un terrain plat .il est limité tout autour par des nouvelles constructions et par la grande menuiserie de la Soummam sur le côté Est

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques algérienne RPA99 révisé en 2003 la région de Bejaia est classé zone IIa de sismicité moyenne

I.3. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en R+8+sous pente à usage multiple (commerce +habitation)

I.3.1. Caractéristiques Architectural

- De largeur $\rightarrow l = 14.28$ m.
- De longueur $\rightarrow L = 24.23$ m.
- De hauteur total $\rightarrow h_t = 32.21$ m
- Hauteur d'étage et sous pente $\rightarrow h = 3.06$ m
- Hauteur de RDC $\rightarrow h_{RDC} = 4.67$ m

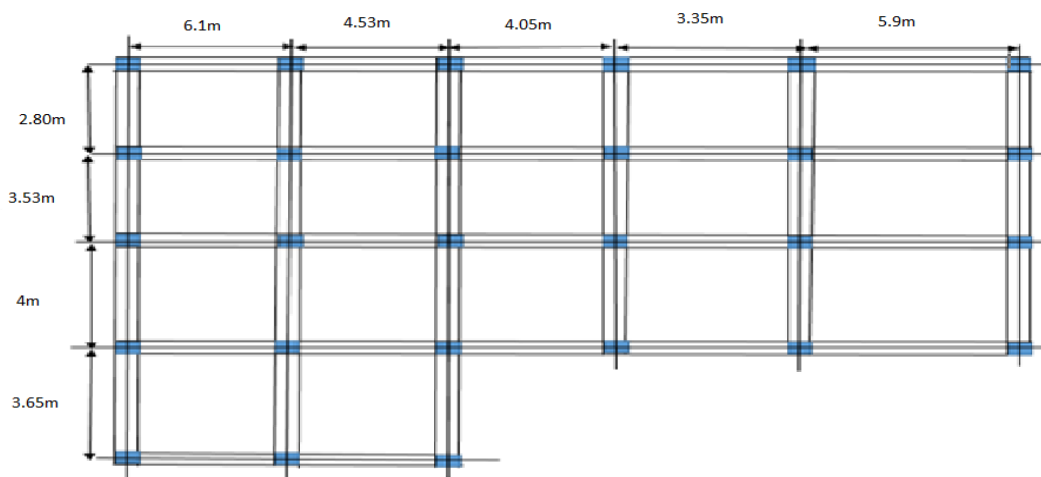


Figure I. : Dimension en plan de la structure

I.3.2. Description structurale

I.3.2.1. Plancher

Un plancher est une aire plane qui sert à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance : supporter les charges appliquées ;
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique ;
- ✓ Rôle de transmission des charges aux éléments porteurs

On a deux types de plancher : à corps creux et dalle pleine

I.3.2.2. Escaliers

Ce sont les éléments secondaires réalisés en béton armé coulé sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Le type d'escalier est droit à 2 volées.

I.3.2.3.les maçonneries

- ✓ Mur de séparation intérieur (simple paroi) de dimension $e=10\text{cm}$
- ✓ Mur extérieur (double paroi) de dimension $e=30\text{cm}$

I.3.2.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé, entourant la terrasse, encastré a sa base, on a 2 types d'acrotères : terrasse accessible et terrasse inaccessible

I.3.2.5.les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé conçus pour le contreventement et résistent aux chargements sismiques.

I.4.choix du type de contreventement

L'ossature : Etant donné que le bâtiment est situé en zone sismique(IIa) il dépasse les 14m de hauteur, alors on choisit un système de contreventement mixte (voiles+ portiques)

Selon (Article3-4-A-1-a RPA99 révisé en 2003)

I.5. Règlements et normes utilisés

- ✓ Béton aux états limites BAEL91/Version 99
- ✓ DTR BC 2.48 : Règles parasismiques Algériennes RPA99/2003
- ✓ DTR BC2.41 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93 ;
- ✓ DTR B.C.2.2 : charge permanentes et charge d'exploitation ;
- ✓ DTR BC 2.331 : règles de calcul des fondations superficielles ;

I.6. Les actions

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitations, etc.) Et aux déformations imposées (variations de températures, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure. On a :

- Les actions permanentes G :(poids propres de la structure, cloisons, revêtements)
- Les actions variables Q :(charges climatiques, effets thermiques, charges appliquées en cours d'exécutions)
- Les actions accidentelles (séismes, Explosions, chocs de véhicules)

I.6.1. Combinaisons d'actions BAEL**I.6.1.1. La combinaison d'action a l'ELU :****Situation durables :**

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+\gamma_{Q1}Q_1+\sum 1,3\Psi_{0i}Q_i \quad \text{CBA (Article A.3.3.2.1)}$$

Situation accidentelles

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\Psi_{11}Q_1+\sum 1,3\Psi_{2i}Q_i \quad \text{CBA (Article A.3.3.2.2)}$$

Les coefficients Ψ_{11} et Ψ_{2i} sont fixes par les textes réglementaires

I.6.1.2. La combinaison d'action a l'ELS :

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \Psi_{0i}Q_i \quad \text{CBA (Article A.3.3.2.3)}$$

Avec : $\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1,5 & \text{En général} \\ 1,35 & \text{pour l'effet de la température, et pour les bâtiments agricoles à faibles} \\ & \text{Occupation humaine.} \end{cases}$

G_{\max} : ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble (somme) des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient Ψ_{0i}

$\Psi_{0i} \leq 1$, en général $\Psi_{0i} = 0,77$ sauf pour les salles d'archives et les parcs de stationnement ou $\Psi_{0i} = 0,9$

I.6.2. Combinaison d'action selon RPA :

- $G+Q+E$ (RPA99/2003 article V.5.2)
- $0,8G+E$

Pour les poteaux dans les **ossatures auto stables**, la combinaison $G+Q+E$ est remplacé par la combinaison suivants :

- $G+Q+1,2E$ (RPA99/2003 article V.5.2)

G : charges permanents

Q : charges d'exploitation non pondérée

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

I.7. Caractéristiques des matériaux :

- **Béton :**

1) Résistance mécanique à la compression f_{cj}

Elle est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm , et de hauteur de 32cm , on peut estimer la résistance d'un béton a « j » jour notée f_{cj} comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa (j} \leq 28 \text{jours)} \quad \text{CBA93 (Art. A.2.1.1.1)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{MPa (j} > 28 \text{jours)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de ce projet, on prendra : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$.

2) Résistance à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de « j » jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} < 60 \text{MPa} \quad \text{CBA93 (Art. A.1.2.1.2)}$$

Comme $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ on a $f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$

3) Contrainte limite à l'ELU

$$\text{La contrainte en compression est donnée par : } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Art. A.4.3.4)}$$

Avec : θ dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\theta = \begin{cases} 1,00 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité

f_{bu} : Contrainte de calcul

4) Contrainte limite à l'ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \text{CBA93 (Art. A.4.5.2)}$$

5) Module de déformation longitudinale du béton

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

CBA93 (Art. A.2.1.2.1)

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à (j) jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ CBA93 (Art.

A.2.1.2.2)

- Pour : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ on a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164,20 \text{MPa} \\ E_{v28} = 10818,86 \text{MPa} \end{cases}$

- **L'Acier**

1) Définition

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

Les aciers utilisés pour la réalisation de cette structure sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e = 400MPa$;
- Contrainte admissible : $\sigma_s = 348MPa$;
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1.15$;
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 MPa$.

2) Contrainte limite des aciers

❖ Etat limite ultime (E.L.U)

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : ε_s : $\frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; ε_s : Allongement relatif

Pour le cas de ce projet : $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

❖ Etat limite de service (E.L.S)

- ✓ Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Art. A.4.5.)}$$

- ✓ Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Art. A.4.5.33)}$$

η : Coefficient de fissuration avec :

- * $\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.
- * $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.
- * $\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

II. Pre- dimensionnements des element secondaires

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des différents éléments de la structure doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant en se référant aux recommandations des règlements en vigueur à savoir le RPA99 (version 2003), BAEL 91 et CBA 93.

La transmission des charges dans le cas d'un plancher à corps creux se fait comme suit : Poutrelles → planchers → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

II.2.1. Planchers corps creux :

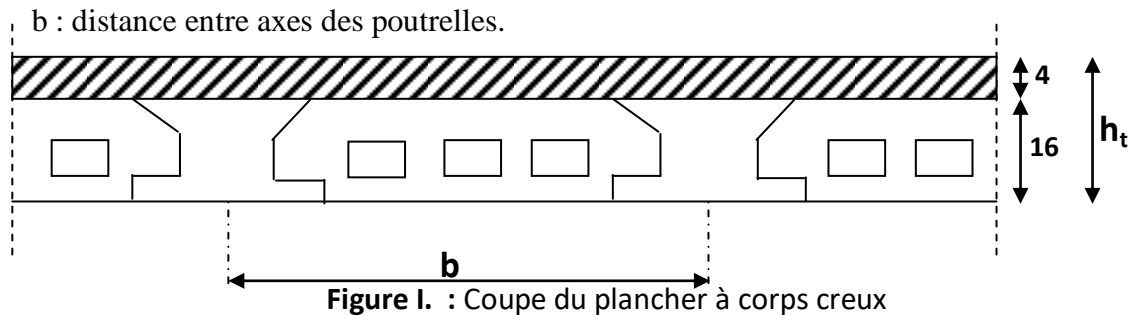
Compose des poutrelles semi-préfabriquées ou coulées sur place et une dalle de compression.

D'après le BAEL (article B.6.8.4.2.4) la hauteur du plancher doit vérifier la condition

suivante : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$ L_{\max} : La portée maximale dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher.

$$h_t \geq \frac{400 - 30}{22.5} \geq 16.44 \text{ cm.} \rightarrow h_t \geq 16.44 \text{ cm on opte pour } h_t = 20 \text{ cm (16+4)}$$



❖ Les poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé supposées simplement appuyés, qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

➤ Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- ✓ Le critère de la petite portée.
- ✓ Le critère de continuité (si les portées sont identiques, on choisit le sens ou on a le plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition est effectuée selon le premier critère et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure ci-dessous:

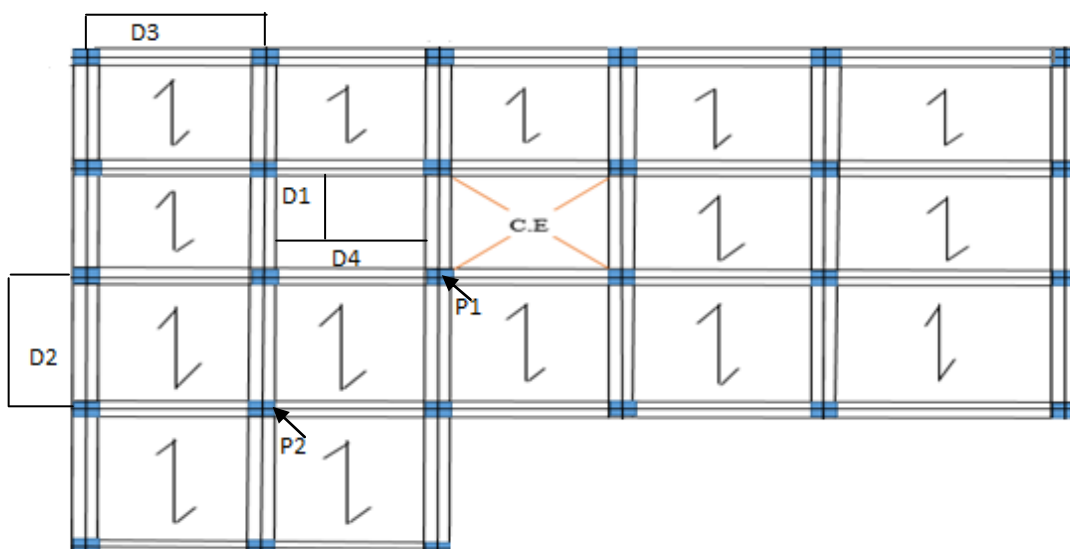


Figure I. : Disposition des poutrelles de l'étage

I. Détermination de la largeur de la table de compression

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \dots\dots\dots \text{(CBA. Art 4.1.3)}$$

Avec :

h : Hauteur du plancher = 16cm.

b : Largeur de la table de compression.

b_0 : de 8 à 14 cm \longrightarrow $b_0=10$ cm.

L_x : distance entre nus de deux poutrelles ($L_x = 65-(2 * b_0/2)$)

L_y : distance minimale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

$$L_x=65-(2*\frac{10}{2})=55\text{cm}, \quad l_y = 250\text{cm}.$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \rightarrow \text{Soit : } b_1 = 25\text{cm}$$

$$b \leq 2 * b_1 + b_0 = 2 * 25 + 10 = 60\text{cm} \rightarrow \text{D'où : } b = 60\text{cm}$$

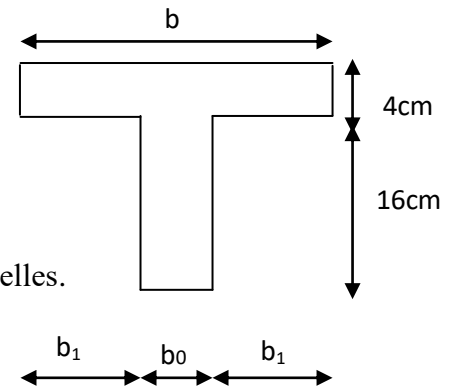


Figure I. : Schéma d'une poutrelle

II.2.2 : Plancher en dalle pleine

Ce sont des dalles en béton armé coulé sur place, on a deux types : dalles sur 2appuis et dalles sur 3appuis

➤ **Critère de résistance**

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur 2 appuis.}$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

➤ **Critères de Coupe-feu**

$$e \geq 7\text{cm} \rightarrow \text{Pour une heure de coupe-feu.}$$

$$e \geq 1\text{1cm} \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe-feu.}$$

1) Dalle pleine sur 2 appuis (D1):

$$L_x = 115 \text{ cm}$$

$$L_y = 163\text{cm}$$

$$\frac{115}{35} \leq e \leq \frac{115}{30} \Rightarrow 3.28\text{cm} \leq e \leq 3.83\text{cm}$$

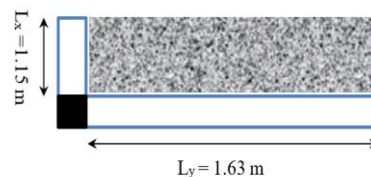


Figure I. : Dalle sur 2 appuis (D1)

On prend $e=14\text{cm}$ pour avoir une bonne isolation phonique et une résistance au feu >2 heures.

2) Dalle pleines sur trois appuis (D2):

$L_x=170\text{cm}$

$L_y=370\text{cm}$

$\frac{170}{45} \leq e \leq \frac{370}{40} \Rightarrow 3.77\text{cm} \leq e \leq 9.25\text{cm}$

On adopte $e=12\text{cm}$

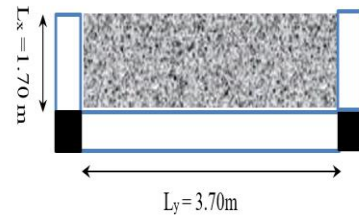


Figure I. : Dalle sur 3 appuis (D2)

3) Dalle pleines sur trois appuis (D3) :

$L_x=140\text{cm}$

$L_y=580\text{cm}$

$\frac{140}{45} \leq e \leq \frac{140}{40} \Rightarrow 3.11\text{cm} \leq e \leq 3.5\text{cm}$

On adopte $e=12\text{cm}$

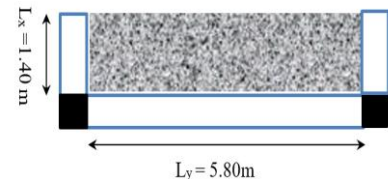


Figure I. : Dalle sur 3 appuis (D3)

4) Dalle pleines sur trois appuis (D4) :

$L_x=160\text{cm}$

$L_y=423\text{ cm}$

$\frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3.55\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$

On adopte $e=14\text{cm}$

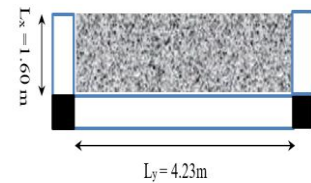


Figure I. : Dalle sur 3 appuis (D4)

II.2.3 : Acrotère :

Soit S la section de l'acrotère :

$S = (1 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (\frac{0.1 \times 0.05}{2}) \rightarrow S = 0.1075 \text{ cm}^2$

Charge permanente :

- Poids propre :

$G1 = \gamma_b \times S \times 1$

$G1 = 25 \times 0.1075 \times 1 = 2.6875 \text{ KN/ml}$

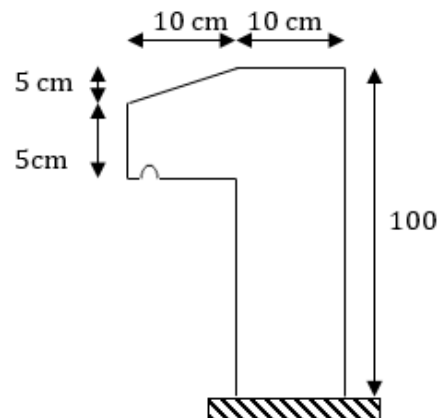


Figure I. : Dimension de l'acrotère

- Enduit de ciment :

$G = \gamma_c \times e \rightarrow G = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$

$$G_t = 2.6875 + 0.4 = 3.0875 \text{ KN/ml} \quad , \quad Q = 1 \text{ KN/ml}$$

II.2.4. Pré-dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des élément constitués d’une suite régulière de marche, permettant le passage d’un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

H : la hauteur du palier

L_0 : Longueur projetée de la volée

L_v : Longueur de la volée

L_p : Longueur du palier départ

L'_p : longueur du palier d’arrivée

Giron (g) : largeur de la marche

Emmarchement(l) : longueur de la marche

Contremarche(h) : hauteur de la marche

Ligne de foulée : projection en plan du chemin

Suivis pour emprunter les escaliers

Paillasse : la dalle horizontale inclinée sous

Les marche et qui sert de support à ces marches

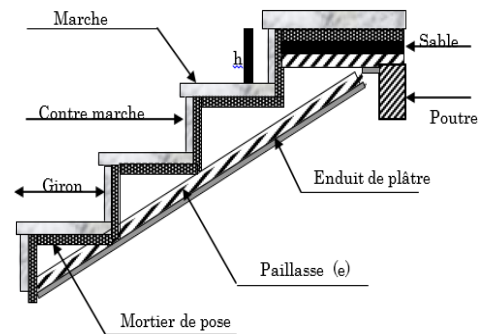


Figure I. : Schéma des escaliers

Palier : la dalle horizontale d’accès de repos ou d’arrivée

Volée : succession de marches entre deux paliers

Pour le predimensionnement de la cage d’escalier, on doit vérifier les conditions suivantes :

1. La hauteur h des contremarches entre 14 et 18cm
2. La largeur g (giron) entre 25 et 32cm
3. La formule empirique de BLONDEL : $60\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$
4. $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

Avec : n-1 : nombre de marche, L : longueur de la volée, n : nombre de contre marche

❖ Etude de la cage d’escalier principal droit à deux volées :

Calcul de la hauteur d’une contre marche(h) et du giron(g) :

On : $h=17\text{ cm}$; $L_0=240\text{ cm}$

D'après le plan d'architecture, nous avons 8 marche par palier

Donc : $n=9$ contre marche

D'après la formule du BLONDEL, on a :

$$H=h*n=17*9=153\text{cm} \quad , \quad g=\frac{L_0}{n-1}=\frac{240}{9-1}=30\text{cm}$$

On a : $60\text{cm} \leq 2*h+g \leq 64\text{cm} \Rightarrow 60\text{cm} \leq 2*17+30 \leq 64\text{cm} \Rightarrow 60\text{cm} \leq 64 \leq 64\text{cm} \dots$ **Vérifiée**

Donc :

Le giron d'une marche est : $g=30\text{cm}$

La hauteur d'une contre marche est : $h=17\text{cm}$

Déterminer de l'épaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L=L_V+L_P$

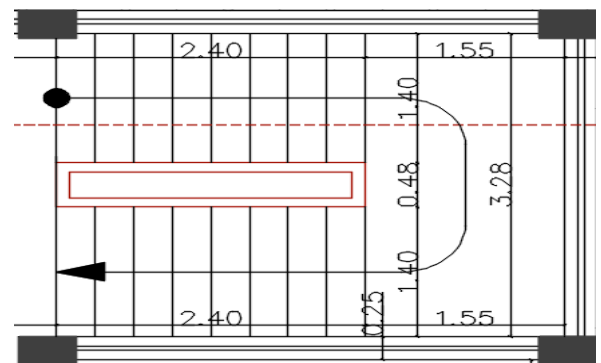
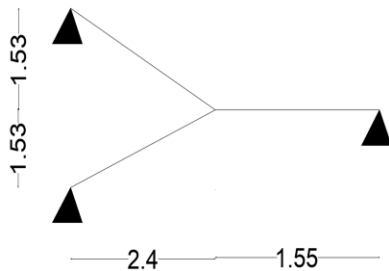


Figure I. : Schéma statique et vu en plan de l'escalier d'étage courant et sous pente

$$\alpha = \text{tg}^{-1}\left(\frac{153}{240}\right) = 32.50^\circ$$

$$L_v = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.846\text{m}$$

$$L = 1.55 + 2.846 = 4.396$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 14.65 \leq e \leq 21.98 \rightarrow e=15$$

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre , **b** : largeur de la poutre , **L_{max}** : est prise entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 610 - 30 = 580\text{cm} \Rightarrow 38.66\text{cm} \leq h \leq 58\text{cm}.$$

Donc : **h** = 40cm , **b** = 35cm.

➤ **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ h=40\text{cm}>30\text{cm}\dots\dots\dots\text{vérifiée} \quad \text{RPA (Article 7.5.1)} \\ h /b = 40/ 35 = 1,1 < 4 \dots\dots\dots\text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales une section de :
 (b×h)= (35×40) cm².

II.3.2.Les poutres secondaires

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

Avec :

L_{\max} : Portée libre maximale entre axe deux poutres principales.

b : largeur de la poutre , **h** : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 400-30=370\text{cm.} \quad \Rightarrow \quad 24.66\text{cm} \leq h \leq 37\text{cm.}$$

Donc : **h** = 35cm , **b** = 30 cm

➤ **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ h = 35\text{cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée} \quad \text{RPA (Article 7.5.1)} \\ h /b = 35/ 30 = 1.16 < 4 \text{ cm}\dots\dots\dots\text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : b×h = (30× 35) cm².

II.3.3 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical, généralement en béton armé. Ils sont pleins. Ils assurent deux fonctions principales :

- ✓ Ils sont porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales.
- ✓ Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l’action des charges horizontales.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Selon **RPA99/ (2003)** :

$$e \geq 15 \text{ cm}, \quad e \geq \frac{h_e}{20}, \quad L \geq 4e \quad \text{Avec :}$$

h_e : hauteur libre d'étage, e : épaisseur du voile, L : longueur du voile

Tableau I. : pré dimensionnement des voiles

Etages	h(cm)	h _e (cm)	e(cm)
RDC	467	427	25
Etages courants et sous-pente	306	266	15
Terrasse	250	210	15

II.4. Evaluation des charges permanente et surcharges d'exploitations

Tableau I. : évaluation des charges de plancher à corps creux niveaux courant et commercial

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,20	2,85
5	Cloison	9	0,1	0,9
6	Enduit de ciment	10	0,02	0,2
Charge permanent G				5,11
Q étages courant				1,5
Q étage commercial				5

Tableau I. : évaluation des charges de la terrasse inaccessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Protection gravillon	20	0,04	0,8
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Corps creux	/	16+4	2,85
5	Isolation thermique	18	0,015	0,27
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,51
Q étage inaccessible				1

Tableau I. : évaluation des charges revenant au balcon en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36

4	Dalle plein	25	0,12	3
5	Enduit de ciment	2	0,18	0,36
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				5,52
Charge d'exploitation Q				3,5

Tableau I.: évaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine (ascenseur)

N ⁰	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle plein	25	0,14	3,5
5	Enduit de plâtre	2	0,10	0,2
Charge permanent G				4,86
Charge d'exploitation Q				1.5

Tableau I. : évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux :

N ⁰	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	16+4	2,85
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
6	Forme de pente	22	0,1	2,2
Charge permanent G				6,48
Charge d'exploitation Q				1,5

Tableau I. : évaluation des charges revenant au mur extérieure :

N ⁰	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit intérieur ciment	1,8	0,15	0,27
2	Brique creuses	9	0,10	0,9
3	Brique creuses	/	0,15	1,3
4	Enduit extérieur ciment	1,8	0,20	0,36
Charge permanent G				2,83

Tableau I.évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

N ⁰	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Protection gravillon	20	0,04	0,8
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12

3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Isolation thermique	18	0,015	0,27
5	Dalle pleine	25	0,14	3,5
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				7,16
Charge d'exploitation Q				1

Tableau I.: évaluations de charges revenant a la volée

N°	Couche		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids(KN/m ²)
1	Paillasse		25	$\frac{0.15}{\cos\alpha}$	4.44
2	carrelage	horizontale	20	0.02	0.4
		verticale	20	$0.02 * \frac{h}{g}$	0.22
3	Mortier de pose	horizontale	20	0.02	0.4
		verticale	20	$0.02 * \frac{h}{g}$	0.22
4	Enduit de plâtre		10	0.24	0.24
5	Poids des marches		22	1.87	1.87
Charge permanent G					7.79
Charge d'exploitation Q					2.5

Tableau I. : évaluation des paliers d'escalier

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0.15	3.75
2	Carrelage	20	0.02	0.4
3	Mortier de pose	20	0.02	0.4
4	Lit de sable	18	0.02	0.36
5	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanent G				5.27
Charge d'exploitation Q				2.5

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux préalable est :

Tableau I. : Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre

Niveau	Dimensions (b*h)cm ²	Poids propre g(KN) $g=h b H_c \gamma_c$
Terrasse inaccessible	35*30	6.56
Terrasse accessible		8.03
Etage 7 et 8	35*30	8.03
Etage 5 et 6	40*35	10.71
Etage 3 et 4	45*40	13.77
Etage 1 et 2	50*45	17.21
Sous pente	55*50	21.03
RDC		32.10

Vérifications :

1. Critère de résistance
2. Critère de stabilité de forme(flambement)
3. Condition de RPA

II.5.1. Redimensionnement du poteau (P 1) :

II.5.1.1. Surface afférente :

❖ **Terrasse inaccessible :**

Surface afférente du plancher

Surface à corps creux : $S_{cc} = 1,875 * 1,59 = 2,981 m^2$

Surface dalle pleine : $S_{Dp} = 2,115 * 1,59 = 3,362 m^2$

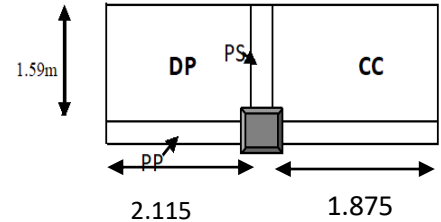


Figure I. : Surface afférente de P1

Les charges et le surcharges

Les charges et le surcharges :

Plancher : $G = 6,51 * 2,981 + 7,16 * 3,362 = 43,478 KN$

Poutre :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = 0,35 * 0,4 * 25 * 3,99 = 13,965 KN \\ G_{ps} = 0,35 * 0,3 * 25 * 1,59 = 4,173 KN \end{array} \right.$$

❖ **Etage courant :**

➤ Surface afférente du plancher :

surface à corps creux : $S_{cc} = 1,825 * 2,115 + 1,875 * 1,825 = 7,281 m^2$

surface dalle plein : $S_{Dp} = 2,115 * 1,59 = 3,362 m^2$

Les charge et le surcharges :

Plancher étage courant :

$G = 3,362 * 4,86 + 7,281 * 5,11 = 53,545 KN$

Terrasse accessible :

$G = 6,48 * 7,281 + 4,86 * 3,362 = 63,520 KN$

L'escalier : $G = 2,625 * 7,79 = 20,448 KN$

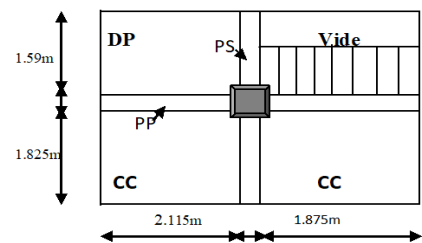


Figure I. : Surface afférente P1

Poutre :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = 0,35 * 0,4 * 25 * 3,99 = 13,965 KN \\ G_{ps} = 0,35 * 0,3 * 25 * 3,415 = 8,964 KN \end{array} \right.$$

RDC :

➤ Surface afférente du plancher :

surface à corps creux : $S_{cc}=1,825*2,115+1,875*1,825+1,59*1,875=10,263m^2$

surface dalle plein : $S_{dp}= 2,115*1,59=3,362m^2$

Les charge et le surcharges :

✚ plancher RDC :

$G=5,11*10,263+4,86*3,362=68,783KN$

✚ Poutre :

$$\left\{ \begin{aligned} G_{pp} &= 0,35*0,4*25* 3,99= 13,965KN \\ G_{ps} &= 0,35*0,3*25* 3,415= 8,964KN \end{aligned} \right.$$

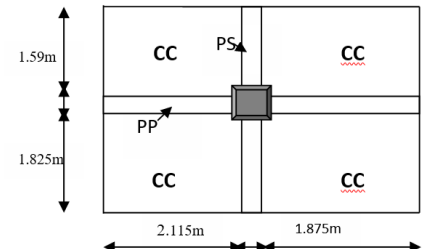


Figure I. : Surface afférente de P1

La loi dégression des charges :

La loi de dégression des surcharges s’applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d’étages est supérieur ou égale à 5. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

Par ailleurs lorsque la charge d’exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression donnée par la formule en dessus est équivalente à la règle usuelle, dans laquelle les charges d’exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous:

- Pour la terrasse Q_0
 - Pour le dernier étage..... Q
 - Pour l’étage immédiatement inférieur $0,95Q$
 - Pour l’autre immédiatement inférieur..... $0,90Q$
- Ainsi de suite en réduisant de 10% jusqu’à $0,5Q$,

Tableau I.: résultats de la descente de charge du poteau

Niveau	Elément	Poids propre G(KN)	Surcharges Q(KN)
N₀	Terrasse inaccessible	43.478	8.322
	Poutre (PP+PS)	18.138	
	Poteau (35*30)	6.56	
	Somme	68.176	
N₁	Venant de N ₀	68.176	26.16
	Terrasse accessible	83.968	
	Poutre (PP+PS)	22.929	
	Poteau (35*30)	8.03	

	Poids de mur	21.943	
	Somme	205.046	34.482
N ₂	Venant de N ₁	205.046	26.16
	Plancher EC	73.993	
	Poutre(PP+PS)	22.929	
	Poteau(35*30)	8.03	
	Poids de mur	14.14	
	Somme	324.138	58.026
N ₃	Venant de N ₂	324.138	26.16
	Plancher EC	73.992	
	Poutre(PP+PS)	22.929	
	Poteau(35*30)	8.03	
	Poids de mur	14.114	
	Somme	443.203	78.954
N ₄	Venant de N ₃	443.203	26.16
	Plancher EC	73.993	
	Poutre(PP+PS)	22.929	
	Poteau(40*35)	10.71	
	Poids de mur	14.114	
	Somme	564.949	97.266
N ₅	Venant de N ₄	564.949	26.16
	Plancher EC	73.993	
	Poutre(PP+PS)	22.929	
	Poteau(40*35)	10.71	
	Poids de mur	14.114	
	Somme	686.695	112.962
N ₆	Venant de N ₅	686.695	26.16
	Plancher EC	73.993	
	Poutre(PP+PS)	22.929	
	Poteau(45*40)	13.77	
	Poids de mur	14.114	
	Somme	811.501	126.042
N ₇	Venant de N ₆	811.501	26.16
	Plancher EC	73.993	
	Poutre(PP+PS)	22.929	
	Poteau(45*40)	13.77	
	Poids de mur	14.114	
	Somme	936.307	136.506
N ₈	Venant de N ₇	936.307	26.16
	Plancher EC	73.993	
	Poutre(PP+PS)	22.929	
	Poteau(50*45)	17.21	
	Poids de mur	14.114	
	Somme	1064.553	144.354
N ₉	Venant de N ₈	1064.553	26.16
	Plancher EC	73.993	

N ₁₀	Poutre(PP+PS)	22.929	
	Poteau(50*45)	17.21	
	Poids de mur	14.114	
	Somme	1192.799	149.586
	Venant de N ₉	1192.799	71.887
	Plancher EC	73.993	
	Poutre(PP+PS)	22.929	
	Poteau(55*50)	21.03	
	Poids de mur	18.442	
	Somme	1329.193	177.351
N ₁₁	Venant de N ₁₀	1329.193	80.759
	RDC	68.783	
	Poutre(PP+PS)	22.929	
	Poteau(55*50)	32.10	
	Poids de mur	41.871	
	Somme	1494.876	202.365

II.5.2. Redimensionnement du poteaux (P2) :

II.5.2.1. Surface afférente :

❖ Etage courant et RDC:

➤ Surface afférente du plancher :

Surface à corps creux : $S_{cc} = 2,9 * 1,65 + 2,155 * 1,65 + 2,9 * 1,825 + 2,115 * 1,825 = 17,427m^2$

Les charge et le surcharges :

🏠 Plancher :

$G = 17,427 * 5,11 = 89,052 \text{ KN}$

🏠 Poutre :

$$\left\{ \begin{aligned} G_{pp} &= 0,35 * 0,4 * 25 * 5,015 = 17,552 \text{ KN} \\ &= 0,35 * 0,3 * 25 * 3,475 = 9,121 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

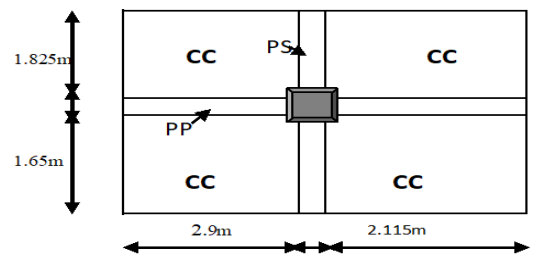


Figure I. : Surface afférente de P2

Tableau I.: résultats de la descente de charge du poteau P2

Niveau	Elément	Poids propre G(KN)	Surcharges Q(KN)
N ₀	Terrasse accessible	112.927	30.493
	Poutre(PP+PS)	26.673	
	Poteau(30*35)	8,03	
	Somme	147.63	30.493

N ₁	Venant de N ₀	147.63	30.493
	Terrasse accessible	89.052	
	Poutre(PP+PS)	26.673	
	Poteau(30*35)	8.03	
	Somme	271.385	
N ₂	Venant de N ₁	271.385	30.493
	Plancher EC	89.052	
	Poutre(PP+PS)	26.673	
	Poteau(30*35)	8.03	
	Somme	395.140	
N ₃	Venant de N ₂	395.140	30.493
	Plancher EC	89.052	
	Poutre(PP+PS)	26.673	
	Poteau(35*40)	10.71	
	Somme	521.575	
N ₄	Venant de N ₃	521.575	30.493
	Plancher EC	89.052	
	Poutre(PP+PS)	26.678	
	Poteau(35*40)	10.71	
	Somme	648.015	
N ₅	Venant de N ₄	648.015	30.493
	Plancher EC	89.052	
	Poutre(PP+PS)	26.678	
	Poteau(40*45)	13.77	
	Somme	777.515	
N ₆	Venant de N ₅	777.515	30.493
	Plancher EC	89.052	
	Poutre(PP+PS)	26.678	
	Poteau(40*45)	13.77	

	Somme	907.015	167.7115
N₇	Venant de N ₆	907.015	30.493
	Plancher EC	89.052	
	Poutre(PP+PS)	26.678	
	Poteau(45*50)	17.21	
	Somme	1039.955	179.9087
N₈	Venant de N ₇	1039.955	30.493
	Plancher EC	89.052	
	Poutre(PP+PS)	26.678	
	Poteau(45*50)	17.21	
	Somme	1172.895	189.056
N₉	Venant de N ₈	1172.895	86.887
	Plancher EC	89.052	
	Poutre(PP+PS)	26.678	
	Poteau(50*55)	21.03	
	Somme	1309.655	228.991
N₁₀	Venant de N ₉	1309.655	86.887
	Plancher EC	89.052	
	Poutre(PP+PS)	26.678	
	Poteau(50*55)	32.10	
	Somme	1457.485	260.237

II.5.3. Vérification du poteau :

Le poteau (P₂) est le plus défavorable

II.5.3.1. Vérification à la compression simple :

$$G=1457.485\text{KN} \quad Q=260.237\text{KN}$$

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime N_u de 10%, tel que :

$$N_u^* = 1.1 * (1.35 * G + 1.5 * Q) = 2593.756\text{KN}$$

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2\text{MPa} \text{ d'où } \Rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq 0.182m^2$$

On a : $B=0.5*0.55=0.275m^2 \Rightarrow B=0.275 \geq 0.182m^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifier

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau I. : vérification des poteaux à la compression

Etage	N_u^*	Compression($B > B^{calculé}$)		Observations
		B (m ²)	$B^{calculé}$ (m ²)	
Terrasse inaccessible	269.544	0.105	0.017	Vérifiée
8	503.633	0.105	0.035	Vérifiée
7	732.691	0.105	0.051	Vérifiée
6	960.691	0.14	0.067	Vérifiée
5	1183.681	0.14	0.083	Vérifiée
4	1406.177	0.18	0.099	Vérifiée
3	1623.641	0.18	0.114	Vérifiée
2	1841.182	0.225	0.129	Vérifiée
1	2053.691	0.225	0.144	Vérifiée
Sous pente	2322.672	0.247	0.163	Vérifiée
RDC	2593.756	0.247	0.182	Vérifiée

II.5.3.2. Vérification au flambement :

D’après le **CBA93 (Art B.8.8.1)**, la vérification suivante est indispensable :

$$Nu \leq \alpha \left(\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

- $Br \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left(\left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right) + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$ section réduite du poteau.

- α : coefficient réducteur qui en fonction de l’élancement (λ)

- A_s : section des armature

- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l’acier.

- $\gamma_s=1.5$:coefficient de sécurité du béton .

$$\alpha = \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} & \text{si : } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

On calcul l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Tel que : $l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement.

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$: moment d'inertie

$i = \sqrt{\frac{I}{h \cdot b}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$: rayon de giration

➤ **Vérification du poteau à la base**

On a : $l_0 = 4.67 - 0.4 = 4.27 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2.989 \text{ m}$

$I = \frac{0.5 \cdot 0.55^3}{12} = 6.932 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \Rightarrow i = 0.158 \text{ m}$

Ce qui donne : $\lambda = \frac{2.989}{0.158} = 18.91 < 50$

donc $\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} = 0,803$

Selon le BAEL : $A_s \in [0,8 \% Br ; 1,2 \% Br]$ On prend : $A_s = 1\% Br$

D'après la formule (1) : $Br \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left(\left(\frac{fc28}{0.9\gamma_b} \right) + \frac{fe}{100\gamma_s} \right)} = 0.146$

Or dans notre cas $Br = (50-2) \times (55-2) \times 10^{-4}$

$Br = 0,2544 \text{ m}^2 > 0,146 \text{ m}^2$Condition vérifiée

Tableau récapitulatif des vérifications au flambement

Tableau I. : vérification de flambement

Etage	N_u^*	i(m)	λ	α	$B_r > B_r^{calculer}$		Observation
					B_r	$B_r^{calculer}$	
Terrasse accessible	269.544	0.115	18.43	0.665	0.0924	0.018	Vérifier
8	503.633	0.166	18.43	0.665	0.0924	0.034	Vérifier
7	732.691	0.166	18.43	0.665	0.0924	0.050	Vérifier
6	960.698	0.129	16.19	0.815	0.1254	0.053	Vérifier
5	1183.681	0.129	16.19	0.815	0.1254	0.066	Vérifier
4	1406.177	0.130	14.43	0.822	0.1634	0.077	Vérifier
3	1623.641	0.130	14.43	0.822	0.1634	0.089	Vérifier

2	1841.182	0.144	12.93	0.827	0.2064	0.010	Vérifier
1	2053.691	0.144	12.93	0.827	0.2064	0.112	Vérifier
Sous pente	2322.672	0.144	11.78	0.831	0.2544	0.127	Vérifier
RDC	2593.756	0.144	18.91	0.803	0.2544	0.146	Vérifier

Vérification du RPA 99/2003 :

Notre projet est implanté dans la zone (IIa) , donc la section des poteaux doivent reprendre aux exigence suivante :

- ✓ $\text{Min}(b,h) > 25\text{cm}$ vérifier
- ✓ $\text{Min}(b,h) > \frac{h_e}{20}$ vérifier
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{h}{b}$ vérifié

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

Tableau I. : Dimensions des poteaux

Les éléments		Les dimensions
Plancher corps creux		(16+4) cm
Dalle pleine	Dalle d'ascenseur	e= 14cm
	balcon	e= 12cm
Poutres	Poutres principales	(40*35) cm ²
	Poutres secondaires	(35*30) cm ²
Poteau	RDC et sous pente	(55*50) cm ²
	Etage 1 et 2	(50*45) cm ²
	Etage 3et 4	(45*40) cm ²
	Etage 5et 6	(40*35) cm ²
	Etage 7,8 et terrasse	(35*30) cm ²

Chapitre II :
Calcul des éléments
secondaire

II. Introduction :

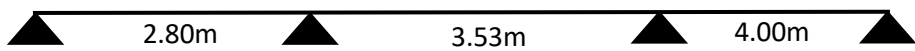
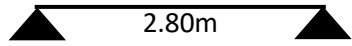


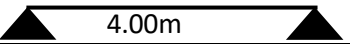
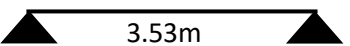

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitations et éventuellement sous l'action des charges sismiques pour certains éléments.

II.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple. Ce sont des sections en té en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

❖ **Les différents types des poutrelles**

Tableau II. 1 :Type de poutrelles a étudié

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	

❖ **Méthodes de calcul des poutrelles :**

Les méthodes envisagées pour la détermination des sollicitations dans les poutrelles : la méthode forfaitaire la méthode Caquot minorée et la méthode RDM

a) La méthode forfaitaire

Elle est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher a surcharge modérée, $Q \leq \min(2G ; 5KN/m^2)$
- Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée
- Fissuration peu nuisible

❖ **Exemple de calcul :** poutrelle d'étage courants (type 3)

$G=5.11KN/m^2$

$Q= 1.5KN/m^2$ (etage courant)



- ✓ Plancher a surcharge modérée($Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$)
 $Q=1,5KN/m^2 \leq \min(10.22, 5KN/m^2)$condition vérifiée
- ✓ Le rapport entre deux travée successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
 $0.8 \leq \frac{4}{3.65} \leq 1.25$ condition vérifiée
- ✓ Le moment d'inertie constant sur toutes les travées condition vérifiée
- ✓ Fissuration peu nuisible condition vérifiée

→ Toutes les conditions sont vérifiées donc la M.F est applicable.

• **Calcul des charges :**

$$\begin{cases} P_u = (1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 1.5) \times 0.6 \\ P_s = (5.11 + 1.5) \times 0.6 \end{cases} \quad \text{d'où} \quad \begin{cases} P_u = 5.489 \text{ KN/m} \\ P_s = 3.966 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} M_0^u = 10.97 \text{ KN/m}^2 \\ M_0^s = 7.93 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Moment aux appuis :**

$$M_A = M_C = -0.15 M_0 \quad \begin{cases} M_A^u = M_C^u = -0.15 \times 10.97 = -1.644 \text{ KN.m} \\ M_A^s = M_C^s = -0.15 \times 7.93 = -1.189 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moment en appui B :**

$$M_B = -0.5 M_0 \quad \begin{cases} M_B^u = -5.485 \text{ KN.m} \\ M_B^s = -3.965 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.11} = 0.226$$

$$\begin{cases} 1+0.3\alpha = 1.067 \\ 1.2+0.3\alpha = 1.267 \end{cases}$$

Travée AB :

$$\text{ELU} \quad \begin{cases} M_{AB}^t \geq \max[1.05 ; 1.067] M_0 - \frac{0.6}{2} M_0 = 9.121 \quad \dots\dots\dots(1) \\ M_{AB}^t \geq \frac{1.267}{2} M_0 = 7.533 \quad \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

Donc $M_{AB}^t = \max[(1) ; (2)] = 9.121 \text{ KN.m}$

$$\text{ELS} \quad \begin{cases} M_{AB}^t \geq \max[1.05 ; 1.067] M_0 - \frac{0.6}{2} M_0 = 6.590 \quad \dots\dots\dots(1) \\ M_{AB}^t \geq \frac{1.267}{2} M_0 = 5.443 \quad \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

Donc $M_{AB}^t = \max[(1) ; (2)] = 6.590 \text{ KN.m}$

Travée BC :

$$\begin{cases} M_{BC}^t \geq \max[1.05 ; 1.067] M_0 - \frac{0.6}{2} M_0 = 7.594 \quad \dots\dots\dots(1) \\ M_{BC}^t \geq \frac{1.267}{2} M_0 = 6.272 \quad \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

Donc $M_{BC}^t = \max[(1) ; (2)] = 7.594 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_{BC}^t \geq \max[1.05 ; 1.067] M_0 - \frac{0.6}{2} M_0 = 5.487 \quad \dots\dots\dots(1) \\ M_{BC}^t \geq \frac{1.267}{2} M_0 = 4.582 \quad \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

Donc $M_{BC}^t = \max[(1) ; (2)] = 5.487 \text{ KN.m}$

➤ **Effort tranchant :**

Travée AB :

$$V_A = (q_u \cdot l_1) / 2 = 11.892 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15(q_u \cdot l_1) / 2 = 13.675 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 (q_u \cdot l_1) / 2 = 12.479 \text{ KN}$$

$$V_C = (q_u \cdot l_1) / 2 = 10.851 \text{ KN}$$

b) Méthode Caquot minorée :

Cette méthode s'applique lorsqu'une des trois dernières conditions de la méthode de forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode se base sur la méthode des trois moments.

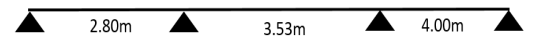
NOTE : on minore « G » par un coefficient de « 2/3 » uniquement pour le calcul des moments aux appuis, tandis que pour le calcul les moments en travées, on revient à l'intégralité de « G »

❖ **Exemple de calcul :** Etage courants (type 1)

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$$

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

$$l' = \frac{2}{3} \times G = 3.406 \text{ KN/m}^2$$



• **Calcul des charges :**

$$\begin{cases} P_u = (1.35 \times 3.406 + 1.5 \times 1.5) \times 0.6 \\ P_s = (3.406 + 1.5) \times 0.6 \end{cases} \quad \text{d'ou} \quad \begin{cases} P_u = 4.108 \text{ KN/m} \\ P_s = 2.943 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Moment aux appuis :**

$$M_A = M_C = -0.15 M_0 \quad \begin{cases} M_A^u = M_C^u = -1.232 \text{ KN.m} \\ M_A^s = M_C^s = -0.882 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Appuis intermédiaires :**

$$M_i = -q' \left(\frac{l'_g{}^3 + l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)} \right) \quad \text{tq : } (q_g = q_d = q')$$

$$l' = \begin{cases} l \text{ si la travée est de rive} \\ 0.8l, \text{ si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

l : longueur de la travée.

l'g : Longueur fictive de la travée à gauche de l'appui.

l'd : Longueur fictive de la travée à droite de l'appui.

Appui (B) : $l'_g = l_{AB} = 2.80 \text{ m}, l'_d = 0.8 l_{BC} = 2.824 \text{ m}$

$$\begin{cases} ELU : M_B^u = -4.108 * \left(\frac{2.80^3 + 2.824^3}{8.5(2.80 + 2.824)} \right) = -3.821 \text{ KN.m} \\ ELS : M_B^s = -2.943 * \left(\frac{2.80^3 + 2.824^3}{8.5(2.80 + 2.824)} \right) = -2.737 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appui (C) : $l'_g = 0.8 l_{BC} = 2.824 \text{ m}, l'_d = l_{CD} = 4 \text{ m}$

$$\begin{cases} ELU : M_C^u = -4.108 * \left(\frac{2.824^3 + 4^3}{8.5(2.824 + 4)} \right) = -6.127 \text{ KN.m} \\ ELS : M_C^s = -2.943 * \left(\frac{2.824^3 + 4^3}{8.5(2.824 + 4)} \right) = -4.389 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_t = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left(\frac{x}{l} \right) + M_d \left(\frac{x}{l} \right)$$

Chargement répartie **M₀ :** moment max dans la poutre supposée isostatique

$$M_0(x) = \frac{q x}{2} (l - x), X = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_g - M_d}{q \cdot l} \right)$$

✓ **l :** longueur de la travée considérée.

✓ **M_g :** Moment de l'appui qui est à gauche de la travée considérée.

✓ M_d : Moment de l'appui qui est à droite de la travée considérée.

Travée (AB) : $L=2.80m$ $X=\frac{2.8}{2}-\left(\frac{0-(-4.142)}{5.947*2.8}\right)=1.151m$

ELU $M_0(x)=\frac{5.947*1.151}{2}(2.8-1.151)=5.643KN.m$

$M_{AB}^U=5.643+0+(-4.142)*\left(\frac{1.151}{2.8}\right)=3.941KN.m$

ELS $M_0(x)=\frac{4.297*1.151}{2}(2.8-1.151)=4.077KN.m$

$M_{AB}^S=4.077+0+(-2.967)*\left(\frac{1.151}{2.8}\right)=2.858KN.m$

Travée (BC) : $L=3.53m$ $X=\frac{3.53}{2}-\left(\frac{(-4.142)-(-6.641)}{5.947*3.53}\right)=1.646m$

ELU $M_0(x)=\frac{5.947*1.646}{2}(3.53-1.646)=9.221KN.m$

$M_{BC}^U=9.221+(-4.142)*\left(1-\frac{1.646}{3.53}\right)+(-6.641)*\left(\frac{1.646}{3.53}\right)=3.914KN.m$

ELS $M_0(x)=\frac{4.297*1.646}{2}(3.53-1.646)=6.662KN.m$

$M_{BC}^U=6.662+(-2.967)*\left(1-\frac{1.646}{3.53}\right)+(-4.757)*\left(\frac{1.646}{3.53}\right)=2.860KN.m$

Travée (CD) : $L=4m$ $X=\frac{4}{2}-\left(\frac{(-6.641)-(0)}{5.947*4}\right)=2.279m$

ELU $M_0(x)=\frac{5.947*2.279}{2}(4-2.279)=11.66KN.m$

$M_{CD}^U=11.66+(-6.641)*\left(1-\frac{2.279}{4}\right)=8.805KN.m$

ELS $M_0(x)=\frac{4.297*2.279}{2}(4-2.279)=8.426KN.m$

$M_{CD}^S=8.426+(-4.757)*\left(1-\frac{2.279}{4}\right)=6.38KN.m$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$V=V_0-\left(\frac{M_g-M_d}{L}\right)$

Travée(AB) : **L=2.8m**

$V_A=\frac{5.947*2.8}{2}-\left(\frac{0-(-4.142)}{2.8}\right)=6.847KN$

$V_B=-\frac{5.947*2.8}{2}-\left(\frac{0-(-4.142)}{2.8}\right)=-9.805 KN$

Travée(BC) : **L=3.53m**

$V_B=\frac{5.947*3.53}{2}-\left(\frac{(-4.142)-(-6.641)}{3.53}\right)=9.788 KN$

$V_C=-\frac{5.947*3.53}{2}-\left(\frac{(-4.142)-(-6.641)}{3.53}\right)=-11.204KN$

Travée(CD) : **L=4m**

$V_C=\frac{5.947*4}{2}-\left(\frac{(-6.641)-(0)}{4}\right)=13.554 KN$

$V_D=-\frac{5.947*4}{2}-\left(\frac{(-6.641)-(0)}{4}\right)=-10.234 KN$

Tableau II. 2 :chargement sur les poutrelle

Désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU		ELS	
			P _u (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)	q _s (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6.51	1	10.288	6.687	7.51	4.881
Terrasse accessible	6.48	1.5	10.998	7.148	7.98	5.187

Etage courant	5.11	1.5	9.148	5.946	6.61	4.296
Etage service	5.11	5	14.398	9.359	10.11	6.571

Tableau II. 3 : Tableau recapitulatifs des sollicitations dans les differents types des poutrelles


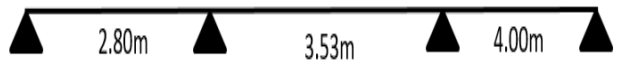
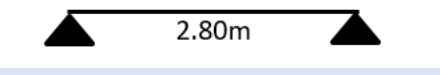
➤ Sous pente :

Schéma de calcul						
			ELU		ELS	
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Moment s aux appuis	De rive (A et D)		-2.807	-1.971	
		Intermédiaire	B	-7.316	-5.083	
			C	-11.73	-8.15	
	Moment s en travées	A-B		5.879	4.15	
		B-C		5.138	3.678	
		C-D		13.312	9.385	
Evaluation des efforts tranchants (KN)	Travée A-B		A	10.49		
			B	-15.715		
	Travée B-C		B	15.268		
			C	-17.769		
	Travée C-D		C	21.651		
			D	-15.786		
Schéma de calcul						
			ELU		ELS	
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Moment s aux appuis	De rive (A)		-2.807	-1.971	
	Moment s en travées	A-B		18.718	13.144	
Evaluation des efforts tranchants (KN)	Travée A-B		A	18.718		
			B	-18.718		
Schéma de calcul						
			ELU		ELS	
on des moment s fléchissant	Moment s aux appuis	De rive (A)		-1.376	-0.965	
	Moment s en travées	A-B		9.172	6.439	

Evaluation des efforts tranchants (KN)	Travée A-B		A	13.102	
			B	-13.102	
Schéma de calcul					
			ELU		ELS
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Moments aux appuis	De rive (A et C)		-2.807	-1.971
		Intermédiaire	B	-11.231	-7.886
	Moments en travées	A-B		15.882	11.153
		B-C		12.285	8.626
Evaluation des efforts tranchants (KN)	Travée A-B		A	18.718	
			B	-21.525	
	Travée B-C		B	19.642	
			C	-17.080	
Schéma de calcul					
			ELU		ELS
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Moments aux appuis	De rive (A et C)		-2.187	-1.54
		Intermédiaire	B	-9.637	-6.696
	Moments en travées	A-B		4.986	3.528
		B-C		10.157	7.162
Evaluation des efforts tranchants (KN)	Travée A-B		A	9.661	
			B	-16.544	
	Travée B-C		B	19.249	
			C	-13.789	


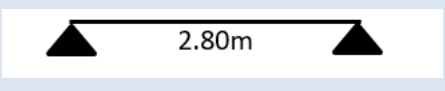
➤ Etage courant :


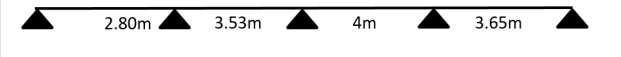
Schéma de calcul					
			ELU		ELS
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Moments aux appuis	De rive (A et E)		-1.485	-1.073
		Intermédiaire	B	-4.142	-2.967
			C	-4.807	-3.443
			D	-6.224	-4.458
	Moments en travées	A-B		3.941	2.858
		B-C		4.792	3.49
		C-D		6.389	4.651
		D-E		7.036	5.1
Travée A-B		A	6.847		

		B	-9.805			
			Travée B-C	B	10.308	
	C	-10.685				
	Travée C-D	C	11.54			
		D	-12.248			
	Travée D-E	D	12.558			
E		-9.148				
Schéma de calcul						
			ELU	ELS		
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Moments aux appuis	De rive (A et C)		-1.784	-1.288	
		Intermédiaire	B	-7.135	-5.155	
	Moments en travées		A-B		9.121	6.59
		B-C		7.594	5.487	
	Evaluation des efforts tranchants (KN)	Travée A-B		A	11.892	
				B	-13.675	
Travée B-C		B	12.479			
		C	-10.851			
Schéma de calcul						
			ELU	ELS		
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Moments aux appuis	De rive (A et C)		-1.784	-1.288	
		Intermédiaire	B	-4.142	-2.967	
	C		-6.641	-4.757		
	Moments en travées	A-B		3.941	2.858	
		B-C		3.914	2.861	
		C-D		8.805	6.38	
Evaluation des efforts tranchants (KN)	Travée A-B		A	6.487		
			B	-9.805		
	Travée B-C		B	9.788		
			C	-11.554		
	Travée C-D		C	13.554		
			D	-10.234		
Schéma de calcul						
			ELU	ELS		

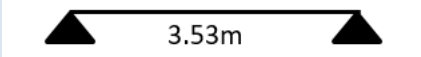
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Moments aux appuis	De rive (A)	-0.874	-0.631
	Moments en travées	A-B	5.827	4.21
Evaluation des efforts tranchants (KN)	Travée A-B		A	8.321
			B	-8.321

➤ Terrasse accessible :

Schéma de calcul					
			ELU	ELS	
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Moments aux appuis	De rive (A et C)	-2.144	-1.575	
		Intermédiaire	B	-4.887	-3.519
			C	-7.386	-5.643
	Moments en travées	A-B	4.776	3.476	
		B-C	4.823	3.533	
C-D		10.648	7.744		
Evaluation des efforts tranchants (KN)	Travée A-B		A	8.263	
			B	-11.754	
	Travée B-C		B	11.783	
			C	-13.453	
	Travée C-D		C	16.257	
			D	-12.339	
Schéma de calcul					
			ELU	ELS	
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Moments aux appuis	De rive (A)	-1.050	-0.762	
	Moments en travées	A-B	7.005	5.083	
on des efforts tranchan	Travée A-B		A	10	

			B	-10	
Schéma de calcul					
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Moments aux appuis	De rive (A et C)		ELU	ELS
		Intermédiaire	B	-2.144	-1.566
	Moments en travées	A-B		-8.579	-6.224
		B-C		10.815	7.847
				8.287	6.013
n des efforts tranchants	Travée A-B		A	14.298	
			B	-16.442	
	Travée B-C		B	15.003	
			C	-13.046	
Schéma de calcul					
				ELU	ELS
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Moments aux appuis	De rive (A et E)		-1.785	-0.944
		Intermédiaire	B	-4.887	-3.519
			C	-5.672	-4.085
			D	-7.343	-5.288
	Moments en travées	A-B		4.776	3.476
		B-C		5.859	4.28
		C-D		7.803	5.696
		D-E		8.517	6.196
Evaluation des efforts tranchants (KN)	Travée A-B		A	8.263	
			B	-11.754	
	Travée B-C		B	12.396	
			C	-12.84	
	Travée C-D		C	13.88	
			D	-14.716	
	Travée D-E		D	15.059	
			E	-11.035	

➤ Terrasse inaccessible :

Schéma de calcul					
				ELU	ELS

Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Moments aux appuis	De rive (A)	-1.562	-1.14
	Moments en travées	A-B	10.416	7.601
Evaluation des efforts tranchants (KN)	Travée A-B		A	11.803
			B	-11.803

Tableau II. 4 : Sollicitations maximales dans le plancher sous-pente

Designation	ELU	ELS
Moment en travée(KN.m)	15.882	11.53
Moment aux appuis de rives (KN.m)	-2.807	-1.971
Moment aux appuis intermediaires(KN.m)	-11.73	-8.15
Effort tranchant (KN)	21.651	
Moment en travée(KN.m)	9.172	6.439
Moment aux appuis de rives (KN.m)	-1.376	-0.965
Effort tranchant (KN)	13.102	
Moment en travée(KN.m)	18.718	13.142
Moment aux appuis de rives (KN.m)	-2.807	-1.971
Effort tranchant (KN)	18.718	

II-1-1-Calcul du ferrailage : Exemple de ferrailage du sous-pente

Les caracteristiques geometriques de la poutrelle sont :

$b=60$ cm , $b_0= 10$ cm , $h_0=4$ cm , $d=h-c=18$ cm , $h=16$ cm , $f_{c28}= 25$ MPa
 $h_t=20$ cm , $f_{t28}=2.1$ MPa , $f_{bu}=14.2$ MPa

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise a une flexion simple

c) Calcul a l'ELU

❖ **Armatures longitudinals :**

➤ **Ferrailage en travée :**

Le moment equilibré par la table de compression

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \rightarrow M_{tu} = 0.60 \cdot 0.04 \cdot 14.2 \cdot \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \rightarrow M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 15.882 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression ,donc la table n'est pas entierement comprimée,la section en té sera calculée comme une section rectangulaire($b \cdot h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.882 \cdot 10^{-3}}{0.6 \cdot 0.18^2 \cdot 14.2} = 0.053$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ le diagramme passe par le pivot « A » $\rightarrow A' = 0$

$$\xi_{st} = 10\% \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.068$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_{travée} = \frac{M_{travée}^{max}}{Z * f_{st}} = \frac{15.882 * 10^{-3}}{0.175 * 348} = 2.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.6 * 0.18 * 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la condition de non fragilité est vérifiée

➤ Ferrailage en appui :

✓ Appui de rives :

$$M_{rive}^{a \max} = -2.807 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{2.807 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18^2 * 14.2} = 0.061$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ le diagramme passe par le pivot « A » $\rightarrow A' = 0$

$$\xi_{st} = 10\% \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.078$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.174 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_{rive}^{max}}{Z * f_{st}} = \frac{2.807 * 10^{-3}}{0.174 * 348} = 0.463 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.18 * 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.217 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la condition de non fragilité est vérifiée.

✓ Appui intermédiaires :

$$M_{int}^{a \max} = -11.73 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{11.73 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18^2 * 14.2} = 0.254$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ le diagramme passe par le pivot « A » $\rightarrow A' = 0$

$$\xi_{st} = 10\% \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.373$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.153 \text{ m}$$

$$A_{inter} = \frac{M_{inter}^{max}}{Z * f_{st}} = \frac{11.73 * 10^{-3}}{0.153 * 348} = 2.203 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.18 * 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.217 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la condition de non fragilité est vérifiée

Vérification a l'ELU :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V^{max} = 21.651 \text{ KN}$$

La fissuration est peu nuisible $\rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \cdot b_0} = \frac{21.651 \cdot 10^{-3}}{0.10 \cdot 0.18} = 1.202 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

Choix des armatures transversales :

On choisit un étrier $\emptyset_6 \rightarrow A_t = 2 \text{ HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$1. S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$\rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$2. S_t \leq \frac{A_t \cdot 0.8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tjK})} \rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} & (\text{CBA93. Art A.5.1.2.3}) \\ \text{fissuration peu nuisible} \rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases}$$

$$\rightarrow S_t \leq 0.57 \frac{0.8 \cdot 400}{10(1.202 - 0.3 \cdot 2.1)} = 31.88 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$3. S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \cdot 10^{-4} \cdot 400}{0.4 \cdot 0.10} = 57 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots(3)$$

on prend $S_t = \min((1), (2), (3)) = 15 \text{ cm}$

Vérification des armatures longitudinales (A_l) a l'effort tranchant (V_u)

✓ **Appui intermediaire :**

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (21.651 - \frac{11.73}{0.9 \cdot 0.18}) \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1.15}{400} \cdot 10^4 = -1.46 < 0$$

\rightarrow Pas de vérification a faire au niveau de l'appui intermediaire ,car l'effort est negligable devant l'effet du moment.

✓ **Appui de rive :**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot V_u \rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1.15}{400} \cdot 21.651 \cdot 10^{-3} \quad \text{BAEL91/99 art A.5.1.312}$$

$$A_l^{min} \geq 0.622 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or } A_t = 3 \text{ HA}12 + 1 \text{ HA}10 = 4.18 \text{ cm}^2 > 0.622 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la beille :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{\alpha \cdot b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \alpha = 0.9 \cdot d = 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28} \quad \rightarrow 21.651 < 108.135 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la jonction Table –Nevure :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 1.41 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{pas de rupture a la jonction Table –Nervure}$$

Vérification a l'ELS :

Vérifications des contraintes :

✓ **En travée :**

Position de l'axe neutre (H)

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL 91(L.III.3)}$$

$$H = 0.6 \frac{0.04^2}{2} - 15 * 3.39 * 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -1.919 * 10^{-4} \text{m} < 0$$

→ L'axe neutre passe par la nervure → Le calcul se fera pour une section en T

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [(b - b_0) * h_0 + 15A] * y - [(b - b_0) * \frac{h_0^2}{2} + 15 * A * d] = 0$$

$$\frac{10}{2} y^2 + [(60 - 10) * 4 + 15 * 3.39] * y - [(60 - 10) * \frac{4^2}{2} + 15 * 3.39 * 18] = 0$$

$$5y^2 + 270.85 * y - 1355.3 = 0 \dots \dots \dots \text{Solution de l'équation}$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 100465.7225 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 316.9632 \rightarrow y = 4.61 \text{ cm}$$

Moment d'inertie I de la section efficace :

$$I = \frac{b * y^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^3}{3} + 15 * A(d - y)^2 \rightarrow I = 14110.56 \text{cm}^4$$

Contrainte de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{11.53 * 10^{-3}}{14110.56 * 10^{-8}} * 0.0461 = 3.766 \text{MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 3.766 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$

✓ **En appui :**

➤ **Appui intermediaires :**

Position de l'axe neutre (H)

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL 91(L.III.3)}$$

$$H = 0.6 \frac{0.04^2}{2} - 15 * 2.26 * 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -3.946 * 10^{-4} \text{m} < 0$$

→ L'axe neutre passe par la nervure → Le calcul se fera pour une section en Té

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [(b - b_0) * h_0 + 15A] * y - [(b - b_0) * \frac{h_0^2}{2} + 15 * A * d] = 0$$

$$\frac{10}{2} y^2 + [(60 - 10) * 4 + 15 * 2.26] * y - [(60 - 10) * \frac{4^2}{2} + 15 * 2.26 * 18] = 0$$

$$5y^2 + 235.9 * y - 1050.2 = 0 \dots \dots \dots \text{Solution de l'équation}$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \rightarrow \sqrt{\Delta} = 292.351 \rightarrow y = 3.85 \text{ cm}$$

Moment d'inertie I de la section efficace :

$$I = \frac{b * y^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^3}{3} + 15 * A(d - y)^2 \rightarrow I = 8024.04 \text{cm}^4$$

Contrainte de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8.15 * 10^{-3}}{8024.04 * 10^{-8}} * 0.0385 = 3.9 \text{MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 3.9 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$

Vérfication de la flèche :

▪ **Condition de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M^s_t}{15M^s_0} \\ \frac{A_t}{b_0 * d} \leq \frac{3.6}{f_e} \\ l \leq 8m \end{array} \right. \rightarrow \frac{20}{400} \geq \frac{11.53}{15 * 13.143} \rightarrow 0.05 \leq 0.058 \dots \dots \text{non vérfiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f \leq F_{adm}; \quad l < 5m \implies F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{4}{500} = 0.008m$$

Δf : La flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,).

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$q_{jser} = 0.65 * j = 0.65 * 3.75 = 2.43 \text{ KN.m}$$

$$q_{gser} = 0.65 * G = 0.65 * 5.11 = 3.321 \text{ KN.m}$$

$$q_{pser} = 0.65 * (G + Q) = 0.65 * (5.11 + 5) = 6.571 \text{ KN.m}$$

$$M_j^{ser} = \frac{q_j^{ser} * l^2}{8} = 0.84 \frac{2.43 * 4^2}{8} = 4.082 \text{ KN.m}$$

$$M_g^{ser} = \frac{q_g^{ser} * l^2}{8} = 0.84 \frac{3.321 * 4^2}{8} = 5.579 \text{ KN.m}$$

$$M_p^{ser} = \frac{q_p^{ser} * l^2}{8} = 0.84 \frac{4.2965 * 4^2}{8} = 11.039 \text{ KN.m}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 4.61 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section efficace : $I = 14110.56 \text{ cm}^4$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{\frac{b * h_0^2}{2} + b_0(h - h_0) \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15Ad}{b * h_0 + b_0(h - h_0) + 15A}$$

$$y_G = 7.126 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b * y_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(h - y_G)^3}{3} + 15A (d - y_G)^2$$

$$I_0 = 20405.36 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_j^{ser}(d - y)}{I} \rightarrow \sigma_{sj} = 73.105 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_g^{ser}(d - y)}{I} \rightarrow \sigma_{sg} = 99.881 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_p^{ser}(d - y)}{I} \rightarrow \sigma_{sp} = 197.686 \text{ MPa}$$

Pourcentage d'armatures tendues:

$$\rho = \frac{A_t}{d * b_0} = \frac{3.39}{10 * 18} = 0.018$$

• **calcul de coefficient λ :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 b f_{t28}}{(3b_0 + 2b) \rho} \text{ (instantanée)} \rightarrow \lambda_i = 2.369$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} * \lambda_i \text{ (différée)} \rightarrow \lambda_v = 0.94$$

• **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} \rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.018 * 73.105 + 2.1} = 0.516$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} \rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.018 * 72.673 + 2.1} = 0.618$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}} \rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.018 * 94.013 + 2.1} = 0.783$$

Calcul des moments d'inertie fictive :

$$I_{fji} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} \rightarrow I_{fji} = \frac{1.1 \cdot 20405.36}{1 + 2.369 \cdot 0.38} \rightarrow I_{fji} = 10340 \text{cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} \rightarrow I_{fgi} = \frac{1.1 \cdot 20405.36}{1 + 2.369 \cdot 0.498} \rightarrow I_{fgi} = 9352.1 \text{cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} \rightarrow I_{fpi} = \frac{1.1 \cdot 20405.36}{1 + 2.369 \cdot 0.5856} \rightarrow I_{fpi} = 8088.4 \text{cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} \rightarrow I_{fgv} = \frac{1.1 \cdot 20405.36}{1 + 0.947 \cdot 0.498} \rightarrow I_{fgv} = 14388 \text{cm}^4$$

✓ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 3700 (25)^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa}$$

✓ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 3 \cdot E_v = 3 \cdot 10818.86 = 32456.58 \text{ MPa}$$

▪ **Vérification de la flèche :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fji}} = 1.946 \cdot 10^{-3} \text{ m} \quad , \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fgi}} = 2.940 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fpi}} = 6.728 \cdot 10^{-3} \text{ m} \quad , \quad f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fgv}} = 5.733 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = 0.007 \text{ m} \leq f_{adm} = 0.008 \text{ m} \quad \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

Ferrailage des différent types des poutrelles :

Tableau II. 5 : Sollicitations maximales dans le plancher etage courant a usage habitation

Designation	ELU	ELS
Moment en travée(KN.m)	9.121	6.59
Moment aux appuis de rives (KN.m)	-1.784	-1.288
Moment aux appuis intermediaires(KN.m)	-7.135	-5.155
Effort tranchant (KN)	13.675	
Moment en travée(KN.m)	5.827	4.210
Moment aux appuis de rives (KN.m)	-0.874	-0.631
Effort tranchant (KN)	8.324	
Moment en travée(KN.m)	11.892	8.592
Moment aux appuis de rives (KN.m)	-1.783	-1.288
Effort tranchant (KN)	11.892	

Tableau II. 6 : Sollicitations maximales dans le plancher terrasse accessible

Designation	ELU	ELS
Moment en travée(KN.m)	10.815	7.847
Moment aux appuis de rives (KN.m)	-2.144	-1.575
Moment aux appuis intermediaires(KN.m)	-8.579	-6.224
Effort tranchant (KN)	16.442	

Tableau II. 7 : Sollicitations maximales dans le plancher terrasee inaccessible

Designation	ELU	ELS
Moment en travée(KN.m)	10.416	7.601
Moment aux appuis de rives (KN.m)	-1.562	-1.14

Effort tranchant (KN)	11.803
-----------------------	--------

Tableau II. 8 : Ferrailage des poutrelles les plus defavorable :

Type des poutrelles		A ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _t (cm ²)
Plancher sous-pente	Travée	2.47	1.41	3HA12=3.39cm ²	2∅ ₆ =0.57cm ²
	Appui intermédiaire	2.203	0.217	2HA12=2.26cm ²	
	Appui de rive	0.463	0.217	1HA10=0.79cm ²	
	Travée	3.09	1.41	3HA12=3.39cm ²	
	Appui de rive	0.463	0.217	1HA10=0.79cm ²	
Plancher d'étage	Travée	1.48	1.41	3HA10=2.36cm ²	2∅ ₆ =0.57cm ²
	Appui intermédiaire	1.25	0.217	2HA10=1.57cm ²	
	Travée	1.49	1.41	3HA10=2.36cm ²	
Plancher terrasse accessible	Appui de rive	0.286	0.79	1HA10=0.79cm ²	2∅ ₆ =0.57cm ²
	Travée	1.76	1.41	3HA10=2.36cm ²	
	Appui intermédiaire	1.53	0.217	3HA10=2.36cm ²	
Plancher terrasse inaccessible	Appui de rive	0.35	0.217	1HA10=0.79cm ²	2∅ ₆ =0.57cm ²
	Travée	1.48	1.41	3HA10=2.36cm ²	

Tableau II. 9 : Vérification des armatures Longitudinales a l'effort tranchant

Plancher	Bielle	Cisaillement	Armatures longitudinale aux appuis		Jonction table nervure
			Rive	intermédiaire	
	$V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$	$\tau_u = \frac{V_u}{d \cdot b_0} < \bar{\tau}_u$	$A_l^{\min} \geq \frac{Y_s}{f_e} \cdot \frac{V_u}{V_u}$	$A_l \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{Y_s}{f_e}$	$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$
Sous-pente	21.651 < 108.135	1.202 ≤ 3.33	3.49 > 0.622	5.65 ≥ -1.46	1.41 < 3.33
	18.718 < 108.135	1.039 ≤ 3.33	4.18 > 0.538	/	1.222 < 3.33
Etage courant	13.675 < 108.135	0.759 ≤ 3.33	3.15 > 0.393	3.93 ≥ -0.873	0.89 < 3.33
	11.892 < 108.135	0.660 ≤ 3.33	3.15 > 0.341	/	0.776 < 3.33
Terrasse accessible	16.442 < 108.135	0.913 ≤ 3.33	3.15 > 0.472	3.93 ≥ -1.049	1.07 < 3.33
Terrasse inaccessible	11.803 < 108.135	0.655 ≤ 3.33	3.15 > 0.622	/	0.77 < 3.33

Tableau II.10 : Vérification de la flèche :

Niveau	Etages courants		Sous-pente		Terrasse accessible	Terrasse inaccessible
f _{ji} (m)	1.55*10 ⁻³	1.17*10 ⁻³	2.425*10 ⁻³	2.2*10 ⁻³	0.933*10 ⁻³	0.747*10 ⁻³

f_{gi} (m)	$2.44 \cdot 10^{-3}$	$2.14 \cdot 10^{-3}$	$4.347 \cdot 10^{-3}$	$6.8 \cdot 10^{-3}$	$4.3514 \cdot 10^{-3}$	$3.039 \cdot 10^{-3}$
f_{pi} (m)	$3.46 \cdot 10^{-3}$	$1.65 \cdot 10^{-3}$	$2.378 \cdot 10^{-3}$	$8.1 \cdot 10^{-3}$	$6.9396 \cdot 10^{-3}$	$3.7383 \cdot 10^{-3}$
f_{gv} (m)	$4.94 \cdot 10^{-3}$	$4.87 \cdot 10^{-3}$	$7.916 \cdot 10^{-3}$	$6.8 \cdot 10^{-3}$	$7.2609 \cdot 10^{-3}$	$5.791 \cdot 10^{-3}$
Δf_t (m)	$4.42 \cdot 10^{-3}$	$4.19 \cdot 10^{-3}$	$3.522 \cdot 10^{-3}$	$5.9 \cdot 10^{-3}$	$8.9161 \cdot 10^{-3}$	$5.7433 \cdot 10^{-3}$
f_{adm} (m)	$8 \cdot 10^{-3}$	$8 \cdot 10^{-3}$	$8 \cdot 10^{-3}$	$8 \cdot 10^{-3}$	$8 \cdot 10^{-3}$	$7.06 \cdot 10^{-3}$
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Non vérifier	vérifier

Commentaire : la flèche n'est pas vérifiée au niveau de terrasse accessible, on propose d'augmenter la section d'acier.

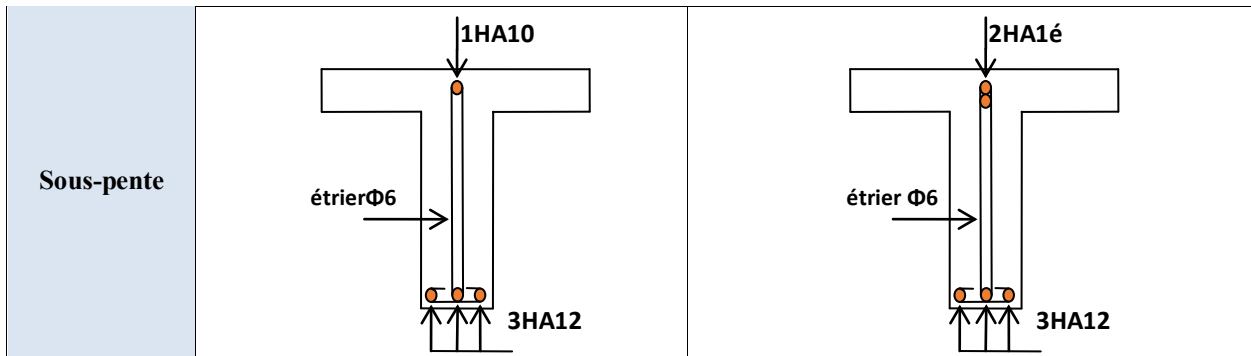
Les résultats obtenus après augmentation de section d'armatures, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 11 : vérifications de la flèche

Niveau	As (cm)	Δf_t (m)	f_{adm} (m)	observation
Terrasse accessible	3HA12=3.39	$6.681 \cdot 10^{-3}$	$8 \cdot 10^{-3}$	vérifier

Tableau II. 12 : Schéma de ferrailage les poutrelles :

Plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	
Terrasse inaccessible		
Terrasse Accessible		
1 ^{er} étage au 8 ^{ème} étage		



II-1-2-Ferraillage de la dalle de compression : CBA93article (B.6.8.4.2.3)

*** Barres perpendiculaires aux poutrelles :**

$50\text{cm} \leq l_0 \leq 80\text{cm}$, donc : $A_{\perp} = \frac{4 \cdot l_0}{f_e}$ avec : $l_0 = 60\text{cm}$; $f_e = 235\text{MPa}$ car c'est du treillis soudés (rond lisse « RL »)

$A_{\perp} = \frac{4 \cdot 60}{235}$, $A_{\perp} = 1.02\text{cm}^2/\text{ml}$; $S_t \leq 20\text{cm}$ **vérifiée**

*** Barres parallèles aux poutrelles :**

$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$; $A_{\parallel} = \frac{1.02}{2} = 0.51\text{cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t \leq 33\text{cm}$ **Vérifiée**

On opte pour un treillis soudés Φ_6 (150*150) mm²

{	$A_{\perp} = 4\Phi_6/\text{ml}$, $A_{\perp} = 1.13\text{cm}^2/\text{ml}$	{	$A_{\parallel} = 4\Phi_6/\text{ml}$, $A_{\perp} = 1.13\text{cm}^2/\text{ml}$
	$S_t = 25\text{cm}$		$S_t = 25\text{cm}$

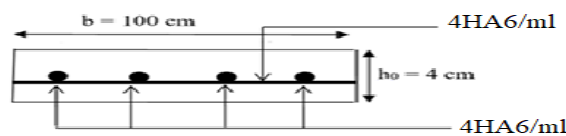


Figure II. 1 :Schéma de ferraillage de la dalle de compression

II-2-Etude des dalles pleines :

❖ Dalles pleine sur deux appuis D₁ :

➤ **Evaluation des charges :**

$G = 4.86\text{KN/m}^2$, $Q = 1.5\text{KN/m}^2$

➤ **Calcul du chargement :**

A L'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q = 8.811\text{KN/m}^2$

A L'ELS : $P_u = G + Q = 6.36\text{KN/m}^2$

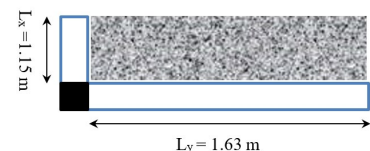


Figure II.2 :représentation de la dalle D₁

$\rho = \frac{L_x - 115}{L_y \cdot 163} = 0.70 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail selon deux sens L_x et L_y

1. Calcul à l'ELU :

On se référe à l'annexe 1 $\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.4320 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times P_u = 0.797\text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.344\text{KN.m} \end{cases}$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, $h = 14\text{cm}$ (épaisseur de la dalle)

✓ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0.75 \times M_{0x} = 0.597 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_{0y} = 0.258 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment en appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{0x} = -0.398 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de la section des armatures :**

Le calcul fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.14)$

Tableau II. 13 : ferrailage de la dalle

En travée								
sens	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A ^{Calculée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	St
X	0.597	0.002	0.003	0.119	0.143	1.288	3HA8=1.51	33
Y	0.258	0.001	0.001	0.119	0.062	1.12	3HA8=1.51	33
En appui								
X et Y	0.398	0.001	0.002	0.119	0.096	1.288	3HA8=1.51	33

Vérification de la condition de non fragilité :

Pour $h > 14 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$; $f_c E 400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.70) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.288 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = A_x^{\min} = 3 \text{ HA8/ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_s = A_y^{\min} = 3 \text{ HA8/ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification du cisaillement

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 \times L_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{8.811 \times 1.15}{2} \times \frac{1.63^4}{1.63^4 + 1.15^4} = 4.060 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.060 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.033 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.033 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa}$ condition vérifiée

$$V_u^y = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 \times L_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{8.811 \times 1.63}{2} \times \frac{1.15^4}{1.63^4 + 1.15^4} = 1.425 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.425 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.011 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.011 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Espacement (S_t) :

$$S_t \leq \min(3 \times e ; 33 \text{ cm}) = (3 \times 12 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(3 \times e ; 33 \text{ cm}) = (3 \times 12 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

2. Calcul à l'ELS :

$$\left\{ \mu_x = 0.0743 \right.$$

$$\left\{ M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times P_u = 0.624 \text{ KN.m} \right.$$

On se réfère à l'annexe 1 $\Rightarrow \mu_y=0.5817 \Rightarrow M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.362\text{KN.m}$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, $h=14\text{cm}$ (épaisseur de la dalle)

✓ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0.75 \times M_{0x} = 0.468\text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_{0y} = 0.271\text{KN.m}$$

✓ **Moment en appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{0x} = -0.312\text{KN.m}$$

Tableau II. 14 : vérification des contraintes à l'ELS

En travée								
Sens	M_s (KN.m)	A (cm ²)	d (cm)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
X	0.468	1.51	12	2.11	2528.57	0.390	15	vérifiée
Y	0.271	1.51	12	2.11	2528.57	0.226	15	vérifiée
En appui								
X et Y	0.312	1.51	12	2.11	2528.57	0.260	15	vérifiée

▪ **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire .

Sens x.x :

$$1. \frac{h}{L_x} > \max\left(\frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}; \frac{3}{80}\right) \leftrightarrow 0.1217 > 0.037 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \leftrightarrow 0.0012 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

Sens y.y :

$$1. \frac{h}{L_y} > \max\left(\frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}; \frac{3}{80}\right) \leftrightarrow 0.085 > 0.037 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \leftrightarrow 0.0012 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

Les résultats de calcul des sollicitations des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau II.15 : les sollicitation maximale dans les dalles pleines :

type	Sollicitation					
	ELU			ELS		
	M_{tx} (KN/m)	M_{ty} (KN/m)	M_a (KN/m)	M_{tx} (KN/m)	M_{ty} (KN/m)	M_a (KN/m)
D ₂	17.07	6.74	-6.027	12.35	4.88	-4.35
D ₃	8.965	/	/	6.477	/	/
D ₄	11.278	/	/	8.140	/	/

Tableau II. 16 : Vérification de l'effort tranchant

Type	D ₂	D ₃	D ₄
V_{ux}	7.89	12.55	18.044
V_{uy}	0.765	/	/
$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}$	$0.0789 \leq 1.17$	$0.125 \leq 1.17$	$0.150 \leq 1.17$
$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}$	$0.00765 \leq 1.17$	/	/

Tableau II.17 : Calcul du ferrailage à l'ELU :

type	Sens		M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A ^{Calculée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	St
	travée	xx								
D ₂	travée	xx	17.07	0.120	0.160	0.093	5.27	1.21	5HA12=5.65	20
		yy	6.74	0.047	0.060	0.097	1.99	0.96	4HA10= 3.14	25
	appuis	xx et yy	6.027	0.042	0.054	0.097	1.78	1.21	4HA10=3.14	25
D ₃	travée	xx	8.965	0.063	0.081	0.096	2.68	0.96	3HA12= 3.39	33
D ₄	travée	xx	11.278	0.055	0.070	0.116	0.337	2.79	3HA12=3.39	33

Tableau II. 18 :Vérification des contraintes à l'ELS :

Type de dalle		M _s (KN.m)	A (cm ²)	d (cm)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	
D ₂	travée	xx	12.35	5.65	10	3.35	5001.036	8.27	15	vérifiée
		yy	4.88	2.36	10	2.33	2504.187	4.54	15	vérifiée
	appuis	xxet yy	4.35	2.36	10	2.33	2504.18	4.047	15	vérifiée
D ₃	travée	xx	6.477	3.39	10	2.72	3365.75	5.234	15	vérifiée
D ₄	travée	xx	8.140	3.39	12	3.02	5018.68	4.89	15	vérifiée

Tableau II. 19 :vérification de la flèche à l'ELS :

Sens	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf _t ≤ f _{adm} (mm)	observation	
D ₂	X-X	2.461	0.452	1.863	1.301	2.57 ≤ 3.4	Vérifier
	Y-Y	3.207	0.534	2.688	1.196	4.16 ≤ 7.4	Vérifier

❖ Schéma de ferrailage de la dalle :

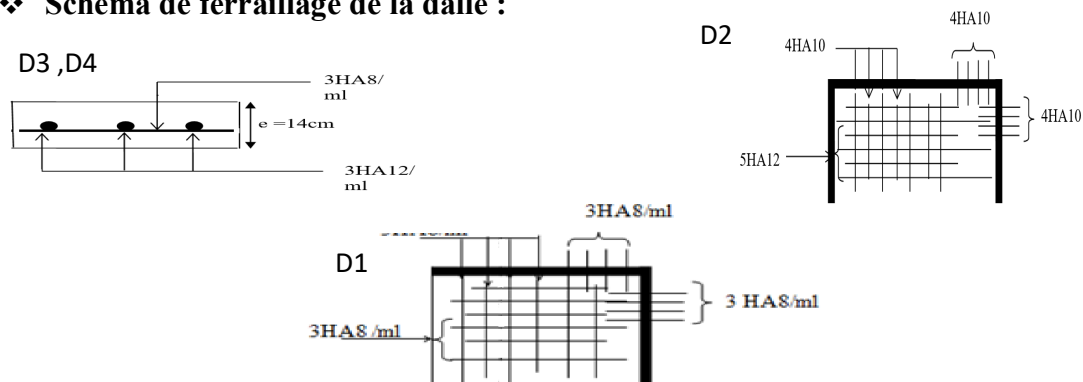


Figure II. 3 :schéma de ferrailage des dalle D₁ D₂ D₃ et D₄

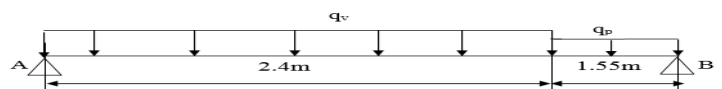
II-3-Etude des escaliers :

❖ Etude de l'escalier à 2 volées :

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargée

Palier :G_{palier} =5.27KN/m²

Volée :G_{paillasse} =7.79KN/m²



Les sollicitations :

➤ **L'ELU :**

$$q_v = 1.35G + 1.5Q = 14.266 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 1.35G + 1.5Q = 10.867 \text{ KN/ml}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 27.14 \text{ KN}$$

$$R_B = 23.936 \text{ KN}$$

$$M_0 = 26.368 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 0.75M_0 = 19.776 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -13.184 \text{ KN.m}$$

$$V = 27.14 \text{ KN}$$

➤ **L'ELS :**

$$q_v = G + Q = 10.29 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = G + Q = 7.77 \text{ KN/ml}$$

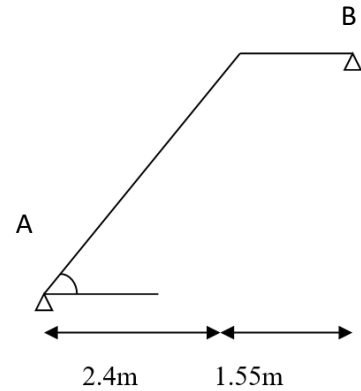


Figure II. 4 : Schéma statique des escaliers

Calcul du ferrailage :

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

$$M_t = 19.776 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 13.184 \text{ KN.m}$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 20: résumé des résultats de ferrailage

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{CAL} (cm ² /ml)	$A^{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t
Travée	19.776	0.082	0.107	0.124	4.568	5HA12=5.65	25
Appuis	13.184	0.054	0.070	0.126	2.99	5HA10=3.93	25

Calcul des armatures de répartition :

En appuis : $A_r^a = \frac{A^a}{4} \Rightarrow A_r^a = \frac{3.93}{4} = 0.9825 \text{ cm}^2$

On choisit : 4HA8 = 2.01 cm² ⇒ $S_t = 25 \text{ cm}$

En travée : $A_r^t = \frac{A^t}{4} \Rightarrow A_r^t = \frac{5.65}{4} = 1.4125 \text{ cm}^2$

On choisit : 4HA8 = 2.01 cm² ⇒ $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Vérification à l'ELU :**

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En travée : $A^t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.569 \text{ cm}^2$ **Vérifié**

En appuis : $A^a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.569 \text{ cm}^2$ **Vérifié**

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{27.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.208 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.208 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \quad \text{avec : } A_l = 5.65 + 3.93 = 9.58 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 9.58 \text{ cm}^2 \geq (27.14 - \frac{14.266 \times 10^{-3}}{0.13 \times 0.9}) \times \frac{1.15}{400} = 0.077 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Espacement des armatures :

✓ Armature longitudinales : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 \times e ; 33 \text{ cm}) = (3 \times 15 ; 33) = 33 \text{ cm}$

✓ Armatures transversales : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 \times e ; 45 \text{ cm}) = (4 \times 15 ; 45) = 45 \text{ cm}$

• Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton

Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

En applique la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 18.97 \text{ KN.m} ; M_t^s = 0.75 M_s^{max} = 14.22 \text{ KN.m} ; M_a^s = -0.5 M_s^{max} = -9.485 \text{ KN.m}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 21 : vérification de l'état limite de compression

Le sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$
Travée	14.22	3.92	8995.208	6.244	15	Vérifiée
Appui	9.485	3.36	6742.63	4.726	15	Vérifiée

Vérification de l'état limite de déformation :

Si les conditions suivant sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{F_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{3.95} = 0.0379 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

Tableau II. 22 : vérification de la flèche

Evaluation de charge						
q_{jser} (KN/ml)		q_{gser} (KN/ml)			q_{pser} (KN/ml)	
q_v^j	q_p^j	q_v^g	q_p^g	q_v^p	q_p^p	
6.31	4.44	7.79	5.27	10.29	7.77	
Evaluation des moment en travée						
M_{jser} (KN.m)		M_{gser} (KN.m)			M_{pser} (KN.m)	
9.527		11.659			15.79	
Propriété de la section						
Y(cm)	I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	E_i (MPa)	E_v (MPa)
3.92	8995.2	0.00434	4.8318	1.9327	32456.59	10818.86
Contraintes						
σ_{sj} (MPa)		σ_{sg} (MPa)			σ_{sp} (MPa)	
144.2207		176.491			239.1086	
Inertie fictives						

μ_j	μ_g	μ_p	$If_{ij}(\text{cm}^4)$	$If_{ig}(\text{cm}^4)$	$If_{ip}(\text{cm}^4)$	$If_{vg}(\text{cm}^4)$
0.202	0.288	0.412	105715	87256	69834	134155
Evaluation de la flèche						
$f_{ij}(\text{cm})$		$f_{ig}(\text{cm})$		$f_{ip}(\text{cm})$		$f_{vg}(\text{cm})$
0.4332		0.642		1.087		1.253
$\Delta_{ft}=1.265\text{mm} < f_{adm}=7.9\text{mm}$						

Schéma de Ferrailage :

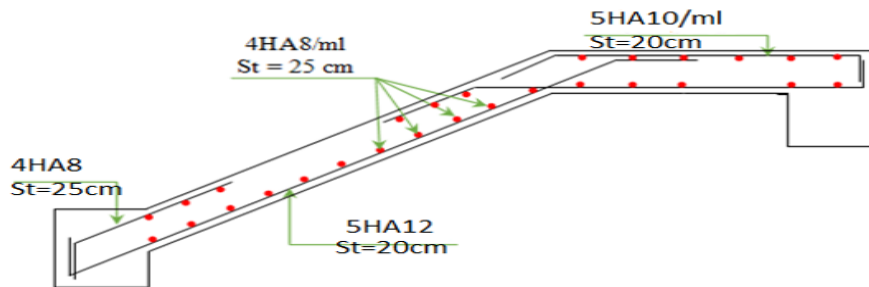


Figure II.5 : Schéma de ferrailage d'escalier

II-4-Etude de la poutre palière :

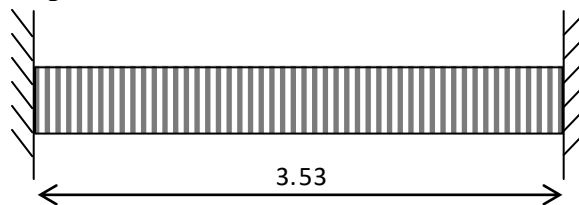


Figure II. 6: Schéma statique de la poutre palière.

II-4-1-Dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{353}{15} \leq h \leq \frac{353}{10} \rightarrow 23.53 \leq h \leq 35.3$$

Soit : $h=35\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$

La poutre palière est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

➤ **Calcul à la flexion simple**

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0=0.3*0.35*25=2.63\text{KN/ml.}$$

$$g_u=1.35g_0=3,55\text{KN/ml.}$$

En plus elle est soumise aux charges

transmises par l'escalier

$$R_B=23.93 \text{ KN / ml}$$

$$P_u = g_u + R_B= 27.48\text{KN / ml}$$

II-4-2-Calcul des sollicitations

✓ **En travée :** $M_t = \frac{P_u * l^2}{24} = \frac{27.48 * 3.53^2}{24} = 14.26 \text{ KN.m}$

✓ **En Appui :** $M_a = -\frac{P_u * l^2}{12} = -\frac{27.48 * 3.53^2}{12} = -28.52 \text{ KN.m}$

$V_u = \frac{P_u l}{2} = \frac{27.48 * 3.53}{2} = 48.50 \text{ KN}$

Le tableau suivant résume le ferrailage de la poutre palière sous la flexion ainsi la contrainte de cisaillement.

Tableau II. 23 : Ferrailage de la poutre palière.

Localisation	Moment (KN.m)	Acal (cm ²)	$\tau_{u \text{ FS}}$ (MPa)
En travée	14.26	1.26	0,48 < $\bar{\tau}_u$
En appui	-28.52	2.56	

• **Calcul à la torsion**

Le moment de torsion uniformément répartie M_t est engendrée par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

$M_t = M_a = 13.184 \text{ KN.m /m}$

$M_t^{max} = \frac{M_t * l}{2} \rightarrow M_t^{max} = 23.27 \text{ KN.m}$

II-4-3-Ferrailage :

$A_l = \frac{M_t * \mu * \gamma_s}{2 * f_e * \Omega}$

$\Omega = (b-e) (h-e) = 0.075 \text{ m}^2$

Avec : $e = b/6 = 0.05 \text{ m}$

$\mu = \frac{4b}{3} + 2h = 1.1 \text{ m}$

$A_l = \frac{23.73 * 1.1 * 1.15 * 10^{-3}}{2 * 400 * 0.075} = 5 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 5 \text{ cm}^2$

$\tau_t = \frac{M_t}{2 * \Omega * e} = \frac{23.73 * 10^{-4}}{2 * 0.075 * 0.05} = 3.164 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$

Pour le ferrailage longitudinal

$A_s = A_{flexion} + A_{torsion}$

En travée : $A = 1.26 + \frac{1}{2} * 5 = 3.76 \text{ cm}^2$ Soit 3HA14 = 6.03 cm²

En appui : $A = 2.56 + \frac{1}{2} * 5 = 5.06 \text{ cm}^2$ Soit 6HA12 = 6.78 cm²

• **Vérification de La contrainte de cisaillement**

$\tau = \sqrt{\tau_{fs}^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0.48^2 + 3.164^2} = 3.20 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$

Calcul des armatures transversales :

$A_T^{TOTAL} = A_T^{fs} + A_T^t$

Soit $St = 20 \text{ cm}$

Tableau II. 24: Armatures transversales de la poutre palière.

Flexion simple	Torsion
$A_{min} \geq 0.4 * b * St / f_e \rightarrow A_{min} = 0.6 \text{ cm}^2$	$A_{min} \geq 0.4 * e * St / f_e \rightarrow A_{min} \geq 0,1 \text{ cm}^2$

$A_t \geq b (\tau - 0,3 f_{t28}) / 0,8 f_c \rightarrow A_t \geq 0$	$A_t = M_T * S_t / (2 * \Omega * f_{st}) = 0,89 cm^2$
--	---

$A_t^{total} = 1,49 cm^2$ soit un cadre $\Phi 8$ et un épingle $\Phi 8$ $A_t = 1,51 cm^2$

Schéma de ferrailage

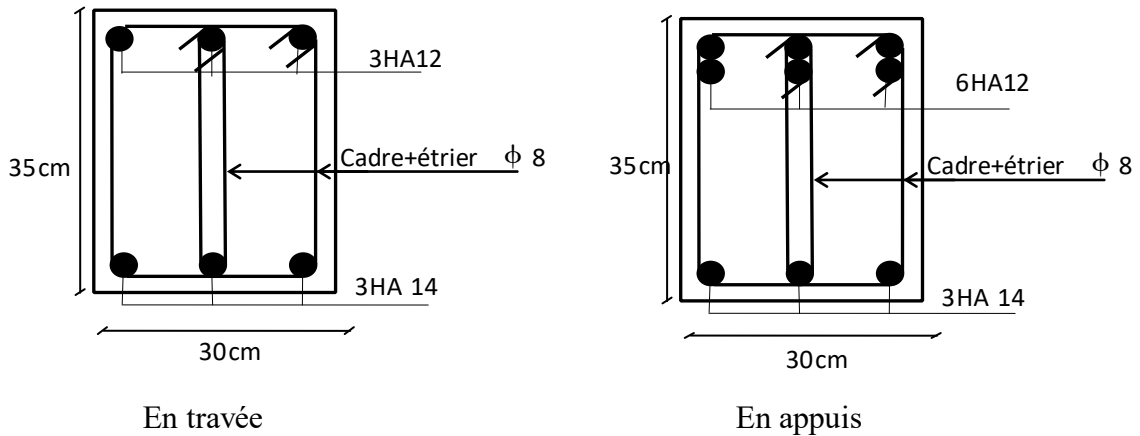


Figure II. 7: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

II-5-Calcul de l'acrotère de terrasse accessible :

Les dimensions de l'acrotère sont adoptées d'après les plans d'architecture comme elles sont montrées sur la figure :

Avec : $S = (1 * 0,1) + 0,1 * 0,05 + \frac{0,1 * 0,05}{2} \rightarrow S = 0,1075 cm^2$

❖ Evaluation des charges :

Poids propre : $G_1 = 25 * 0,1075 * 1 = 2,6875 KN/ml$

Enduit de ciment : $G = \gamma_c * e = 20 * 0,02 = 0,4 KN/ml$

$G_t = 2,6875 + 0,4 = 3,0875 KN/ml$, $Q = 1 KN/ml$

• La force sismique :

$F_p = 4 * A * c_p * w_p$ (Art 6.2.3)

$A = 0,15$ (zone IIa, groupe d'usage 2)

$c_p = 0,8$ (facteur de la force horizontale)

$w_p =$ poids de l'acrotère = $3,0875 KN/ml$

$F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 3,0875 \rightarrow F_p = 1,482 KN$

❖ Calcul des sollicitations :

▪ Calcul du centre de pression :

$X_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i} \rightarrow X_c = 5,6588 m$

$Y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i} \rightarrow Y_c = 53,06 m$

L'acrotère est soumis à :

$N_G = 3,0875 \rightarrow M_G = 0$

$N_Q = 0 \rightarrow M_Q = 1 KN.m$

$N_{FP} = 0 \rightarrow M_{FP} = 0,786 KN.m$

L'acrotère travaille en flexion composé :

Tableau II. 25 : combinaison d'action de l'acrotère

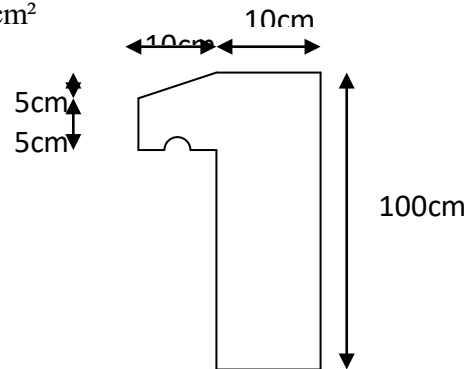


Figure II. 8 : coupe transversale de l'acrotère

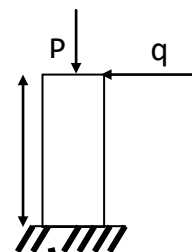


Figure II. 9 : modèle de calcul de l'acrotère

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charge	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	3.0875	4.168	3.0875
M (KN.m)	1.786	1.5	1

La combinaison à considérer est : 1.35G+1.5Q

$$N_u = 4.168 \text{KN}$$

$$M_u = 1.50 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e_1 = 0.359 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = 0.16 \text{ m} \\ \text{On a : } e_1 > \frac{h}{6} : \text{ le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central} \end{array} \right.$$

Donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{h}{250} \right) \rightarrow e_a = 2\text{cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2 \cdot (2 + \phi \cdot \alpha)}{h_0 \cdot 10^4}, \text{ avec } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \rightarrow \alpha = 0 \quad (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage a la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \cdot h = 2\text{m}$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \text{Max} \left(15 ; \frac{20 \cdot e_1}{h_0} \right) \rightarrow \frac{2}{0.1} = 20 \leq \text{max} \left(15, \frac{20 \cdot 0.359}{0.1} \right) = 71.8$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité

$$e_2 = \frac{3 \cdot 2^2 \cdot (2 + 0)}{0.1 \cdot 10^4} \rightarrow e_2 = 0.024\text{m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 \rightarrow e = 0.403 \text{ m}$$

❖ **Ferrailage de la section :**

$$f_{bu} = 14.2 \text{MPa} ; f_{st} = 348 \text{MPa} ; N_u = 4.1658 \text{ KN} ;$$

$$M_u = N_u \cdot e = 4.1658 \cdot 0.403 = 1.679 \text{KN.m}$$

Position du centre de pression C :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} \rightarrow e_G = 0.403\text{m}$$

$$e_G = 0.403 > y_G = \frac{h_0}{2} = 0.05\text{m} \rightarrow (C) \text{ à l'extérieur}$$

N: effort de compression et C en dehors de la section → section partiellement comprimée (SPC)

SPC → calcul par assimilation a la flexion simple

Selon le BAEL

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_{ua} = 1.804 \text{KN.m}$$

Tableau II.26 : ferrailage de l'acrotère

position	M_{ua}	μ_{bu}	α	z	A_l	A	A_{min}	choix
sollicitation	1.804	0.019	0.023	0.079	0.656	0.655	0.966	4HA8 =2.01 cm ²

❖ **Vérification a l'ELU :**

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2, \text{ Soit } A_r = 4\emptyset_6 = 1.13 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_u = F_p + Q = 1.482 + 1 = 2.482 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{2.482 * 10^{-3}}{1 * 0.08} = 0.031 \text{MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable)

$$\bar{\tau}_u < \text{Min} (0.1 f_{c28} ; 3 \text{MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

On a : $\tau_u = 0.031 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$ condition vérifié

❖ **Vérification a l'ELS :**

• **Vérification des contraintes :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} * y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 * N_{ser} * \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{c28}} \right) \end{array} \right.$$

$$M_{ser} = 1 \text{KN.m} ; N_{ser} = 3.0875 \text{KN} ; d = 0.08 \text{m}$$

• **Position de l'axe neutre :**

✓ $C = d - e_1$

✓ $e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - \frac{h}{2}) \rightarrow e_1 = 0.353 \text{m}$

✓ $e_1 > d \rightarrow C$ a l'extérieur de la section $\rightarrow C = -0.273 \text{m}$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} P = -3 * C^2 + (d - C) * \frac{90 * A_s}{b} \rightarrow P = -0.2168 \text{m}^2 \\ q = -2 * C^3 + (d - C)^2 * \frac{90 * A_s}{b} \rightarrow q = 0.0407 \text{m}^3 \end{array} \right.$$

Pour résoudre l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$; avec $y = y_c + c$

On calcule le $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} \rightarrow \Delta = 0.00014684$

On a : $t = (\sqrt{\Delta} - q) \rightarrow t = -0.02858$

$z = t^{1/3} \rightarrow z = -0.305749$

$y_c = z - \frac{p}{3 * z} \rightarrow y_c = -0.384 \text{m}$

Donc $y = y_c + C = -0.657 \text{m}$

$$\mu_t = \frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y) \rightarrow \mu_t = 0.2136 m^3$$

On aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = -0.0094 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier} \\ \sigma_{st} = 0.034 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.64 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier} \end{array} \right.$$

Schéma de ferrailage :

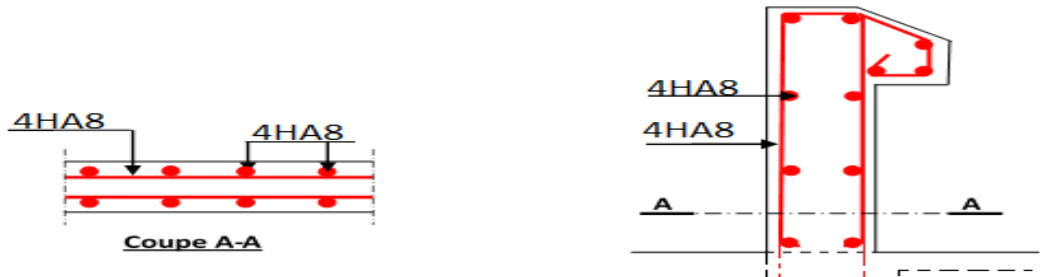


Figure II. 10 :schéma de ferrailage de l'acrotère

II.6. Caractéristiques de l'ascenseur : Annexe (8)

➤ **Nombre de passagers :**

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

- L=150cm Longueur de l'ascenseur
- L_{ar}=150cm largeur de l'ascenseur.
- H = 220cm : Hauteur de l'ascenseur.
- F_c = 102KN : Charge due à la cuvette.
- D_m = 82KN : Charge due à la salle des machines.
- P_m = 15KN : Charge due à l'ascenseur.

P_{personnes} = 6.3KN : La charge nominale.

V = 1.00m / s : La vitesse.

II 6.1. Etude de la dalle de l'ascenseur:

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a : L_x = 150cm , L_y = 150cm ⇒ S = 1.50 * 1.50 = 2.25m

Soit alors son épaisseur est e=14cm.

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

G₁ = 25 * 0.14 = 3,5 KN/m² : Poids de la dalle en béton armé.

G₂ = 22 * 0.04 = 0,88 KN/m² : Poids de revêtement en béton.

$$G' = G_1 + G_2 = 4,38 \text{ KN/m}^2$$

$$G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{2.25} = 45,33 \text{ KN/m}^2$$

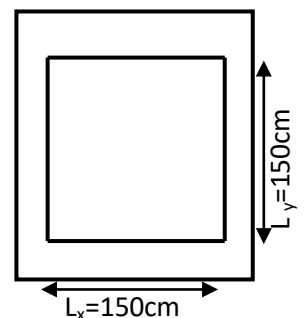


Figure II.11 : Les dimensions de l'ascenseur.

$$G_{total} = G + G' = 4,38 + 45,33 = 49,71 \text{ KN/m}^2 \text{ Et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

A. Cas de charge repartie :

• **A l'ELU :**

✓ **Calcul les sollicitations :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 * 49,71 + 1.5 * 1 = 68,60 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

➤ **Calcul les sollicitations à ELU :**

$$M_x^0 = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0,0476 * 68,60 * 1,5^2 = 7,34 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 0,7438 * 7,34 = 5,459 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul les moments réelles :**

En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 * M_x^0 = 0,85 * 7,34 = 6,23 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 * M_y^0 = 0,85 * 5,459 = 4,64 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -0,4 * M_x^0 = -0,3 * 7,34 = -2,20 \text{ KN.m}$

▪ **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14cm d'épaisseur à la flexion simple, Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 27 : ferrailage de la dalle de l'ascenseur

Sens	$M_u \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_{opté} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$S_t \text{ (cm)}$
Travée x-x	6,23	0,027	0,034	0,118	1,39	4HA8=2.01	St ≤ min (2e,25cm) St=25
Travée y-y	4,64	0,020	0,025	0,118	1,03	4HA8=2.01	St ≤ min (2e,25cm) St=25
Appuis	2,20	0,0098	0,012	0,119	0,48	3HA8=1.51	25cm

▪ **Vérification a l'ELU:**

✓ **Condition de non fragilité :**

• **En travée :**

On a des HAf_cE400 ⇒ $\rho_0 = 0,0008$

Avec $h_0 = e = 14 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$ et $\rho = 0,88$

$$\begin{cases} \rho = 0,88 \\ e = 14 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_x^{min} = \rho_0 * \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) * b * e = 0,0008 * \left(\frac{3 - 0,88}{2}\right) * 100 * 14$$

$$\Rightarrow A_x^{min} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e = 0,0008 * 100 * 14 = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t^x = 4HA8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{min} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 4HA8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{min} = 1,12 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

$$A_t^y = 4HA8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_t^x = 0,5025 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_t^x = 4HA8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

- **En appuis :** $A_a = 3HA8/\text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_a^{min} = 1,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$
La condition est vérifiée

✓ **Vérification l'effort tranchant :**

$\rho = 0,88 > 0,4$ flexion simple dans les deux sens.

$$\begin{cases} V_x = q_u * \frac{l_x}{3} = 29,44 \text{ KN} \\ V_y = q_u * \frac{l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{1}{\rho}} = 20,67 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{29,44 \times 10^{-3}}{1000 \times 120} = 0,25 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,16 \text{ Mpa}.$$

Donc, la condition est vérifiée.

▪ **Vérification a l'ELS:**

$q_s = G_{total} + Q = 39,79 + 1 = 40,79 \text{ KN/m}^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1 m de longueur.

$\rho = 0,88 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (8)}$

➤ **Calcul les moments :**

$M_x^0 = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0,0546 * 40,79 * 1,5^2 = 5,70 \text{ KN.m}$

$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 0,8216 * 5,70 = 4,68 \text{ KN.m}$

• **Calcul les moments réels :**

✓ En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 * M_x^0 = 4,84 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 * M_y^0 = 3,97 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ En appuis : $M_a = -0,3 * M_x^0 = -1,71 \text{ KN.m}$

❖ **Vérification de la contrainte:**

Tableau II.28 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x)

Calculs	Vérifications
$y = 2,40 \text{ cm}$	$\sigma_b = 3,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ C'est vérifiée
$I = 3239 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 3,59 \text{ MPa}$	

Tableau II.29 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y)

Calculs	Vérifications
$y = 2,40$	$\sigma_b = 1,3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ C'est vérifiée
$I = 3239$	
$\sigma_b = 2,95 \text{ MPa}$	

❖ **Schémas de ferrailage**

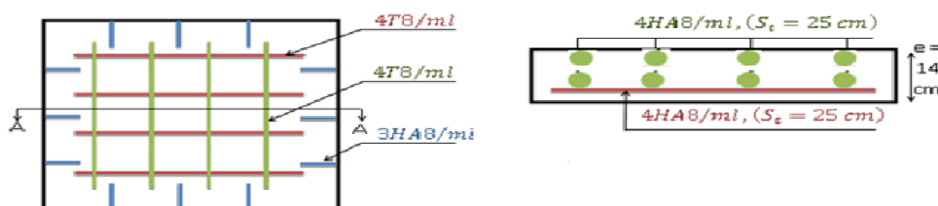


Figure I.11 :Schéma de ferrailage de la dalle salle de machine

2) Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u = dimension suivant x-x.

b_0 et v : Dimension suivant y-y.

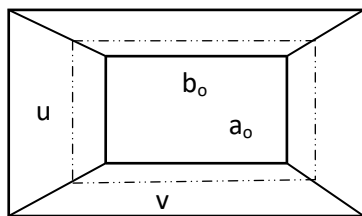


Figure II.12 : Schémas représentant la surface d'impact.

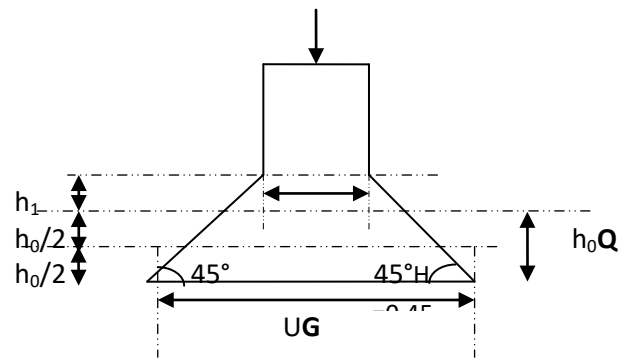


Figure II.13 : Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm.} \\ b_0 = 80 \text{ cm.} \end{cases}$$

Avec $h_1 = 4 \text{ cm}$: Épaisseur de revêtement.

$H_0 = 0,14$: Épaisseur de dalle.

$\zeta = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$U = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 4 = 102 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 4 = 102 \text{ cm}$$

▪ Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = q_u * (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u * (M_2 + \nu M_1) \end{cases}, \text{ Avec } \gamma : \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \gamma = 0 & \text{à l'ELU} \\ \gamma = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

- M_1 est en fonction de $\frac{u}{L_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{102}{150} = 0.63$ et $\rho = 0,88$

- M_2 est en fonction de $\frac{v}{L_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{102}{150} = 0.56$ et $\rho = 0,88$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve : $M_1=0.085$ KN.m et $M_2=0.067$ KN.m

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU :

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u * M_1 \\ M_y = q_u * M_2 \end{cases}$$

On a: $g = D_m + P_m + P_{personne} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3$ KN.

$$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455$$
KN

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u * M_1 = 139.45 * 0.085 = 11,85 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_u * M_2 = 139.45 * 0.067 = 9.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 4.38 + 1.5 * 1 = 7.41$$
KN/m

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x * q_u * l_x^2 = 0.0476 * 7.41 * 1.5^2 = 0,90 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_x * M_{x2} = 0.7438 * 0.90 = 0.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.85 + 0.90 = 12.75 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.34 + 0.66 = 10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments réels :**

- ✓ En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 10.83 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 8.5 \text{ KN.m} \end{cases}$
- ✓ En appuis : $M_a = -0.3 * M_x^0 = 3.82 \text{ KN.m}$

II.6.6.2 Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prend

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 30 : ferrailage de la dalle de l'ascenseur(dalle au-dessus)

Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A opté (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée x-x	10.83	0.052	0.066	0.116	2.68	4HA10=3.14	St ≤ min (3e, 33cm) St=25
Travée y-y	8.50	0.041	0.052	0.117	2.08	4HA10=3.14	St ≤ min (3e, 33cm) St=25
Appuis	3.82	0.018	0.022	0.118	0.93	4HA8=2.01	St=25cm

❖ **Vérification à l'ELU :**

1) Vérification de condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_t^x = 4HA10/ml = 3.14 \text{ cm}^2/ml > A_x^{min} = 1.18 \text{ cm}^2/ml \\ A_t^y = 4HA10/ml = 3.14 \text{ cm}^2/ml > A_y^{min} = 1.12 \text{ cm}^2/ml \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_t^y = 4HA10/ml = 3.14 \text{ cm}^2/ml > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

En appuis : $A_a = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_a^{min} = 1.12 \text{ cm}^2/ml$

La condition est vérifiée.

2) Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur total de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 139.455 \text{ KN} < 0.045 * u_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 * 4.08 * 0,14 * \frac{25 * 10^3}{1.5}$$

$q_u = 428,4 \text{ KN} < 660 \text{ KN}$. Donc, pas de risque de poinçonnement.

3) Vérification de l'effort tranchant :

On a $u=v=102\text{cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{2 * u + v} = \frac{139.455}{3 * 102} = 45.57 \text{ KN}$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{45.57 * 10^{-3}}{1 * 0,12} = 0.37 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Calcul à l'ELS :

1) Le moment engendré par le moment de levage :

$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} * (M_1 + \nu M_2) = 103.3 * (0.085 + 0.2 * 0.067) = 10.16 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} * (M_2 + \nu M_1) = 103.3 * (0.067 + 0.2 * 0.085) = 8.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) Le moment dû au poids propre de la dalle:

$q_{ser} = G + Q = 4.38 + 1 = 5.38 \text{ KN/m}$

ELS: $\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases}$

➤ **Calcul les moments :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0546 * 5.38 * 1.5^2 = 0.75 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 0.8216 * 0.75 = 0.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3) Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.16 + 0.75 = 10.91 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.67 + 0.60 = 9.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul les moments réels :**

En travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x = 0.85 * 10.91 = 9.27 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y = 0.85 * 9.27 = 7.87 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis: $M_a = -0.3 * M_x = -0.3 * 10.91 = -3.27 \text{ KN}$.

❖ **Vérification de la contrainte:**

Tableau II.31 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x)

Calculs	Vérifications
$y = 0.029 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ C'est vérifiée
$I = 4.71 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5.70 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$	

Tableau II. 32 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y)

Calculs	Vérifications
$y = 0.029 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ C'est vérifiée
$I = 4.71 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.84 \text{ MPa}$	

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.14}{1.5} = 0.087 > \frac{1}{16} = 0.06 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.14}{1.5} = 0.077 > \frac{1}{16} = 0.06 \end{cases} \begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.14}{1.5} = 0.087 > \frac{M_{tx}}{20 * M_x} = 0.042 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.14}{1.5} = 0.077 > \frac{M_{ty}}{20 * M_y} = 0.042 \end{cases}$$

✓ Dalle au dessous $\begin{cases} \frac{A_s}{b*d_x} = \frac{3.14}{100*12} = 0.0026 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b*d_y} = \frac{3.14}{100*12} = 0.0026 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{cases}$

✓ $\frac{1}{4} \frac{h}{b}$ vérifier

Chapitre III :

Etude Dynamique

III.1. Etude sismique :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l’analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d’un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d’être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts sera conduite par le logiciel ETABS

III.1.1. Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le RPA99 version 2003. ce dernier propose trois méthode de calcul dont les conditions d’application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivant :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d’analyse modale spectrale.
3. La méthode d’analyse dynamique par accélérogramme.

Pour notre structure, les conditions d’application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites (forme irrégulière, IIa, groupe d’usage B₂ et hauteur > 23)

A cet effet, nous utiliserons la méthode d’analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont d’utilisation est possible et simplifier avec le logiciel ETABS

Par la méthode dynamique spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99(Formule4.13)}$$

A : Coefficient d’accélération de zone.

η : Facteur de correction d’amortissement.

R : coefficient de comportement global de la structure.

T₁, T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site.

T : période propre.

Q : facteur de qualité.

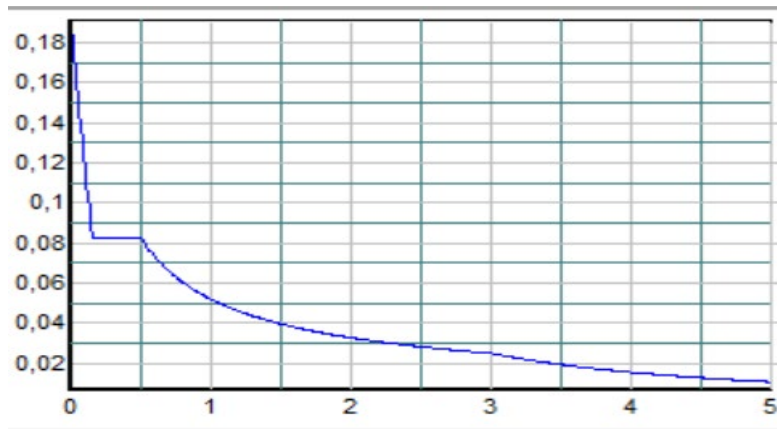


Figure III.1 : Spectre de réponse.

III.1.2.Modélisation :

L'étude de la structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions. Le modèle adopté comporte dix niveaux, avec un encastrement à la base. Après une simple introduction de certaines caractéristique et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement), on procède à la disposition des voile telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99Version 2003

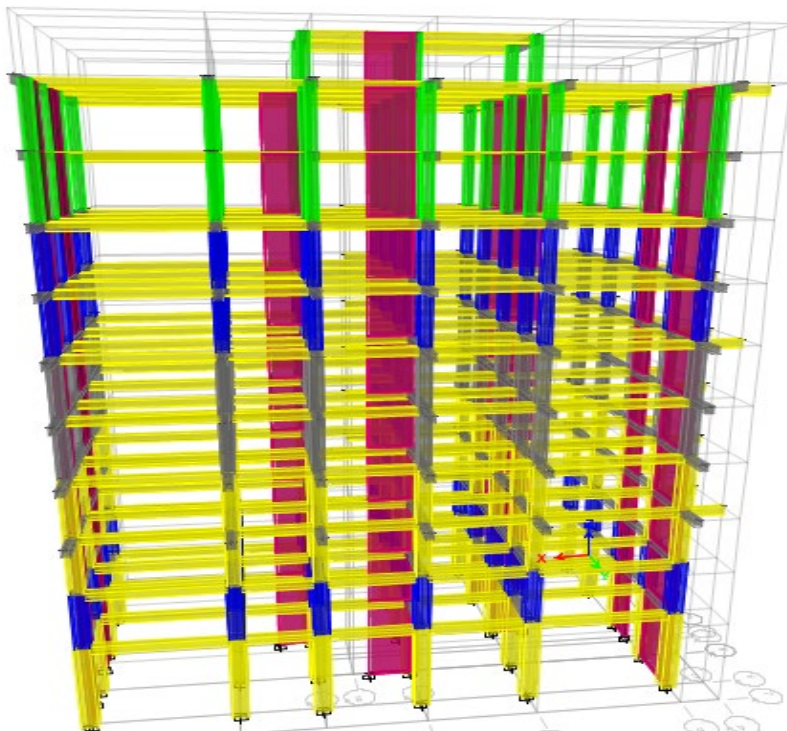


Figure III.2 : Vue en 3D de la structure

II.2 Interprétation des résultats de l'étude dynamique donnés par ETABS :

II.2.1 Disposition des voiles :

Plusieurs disposition ont été testées afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voile-portique)

On a opté ainsi à la disposition pour la suivante :

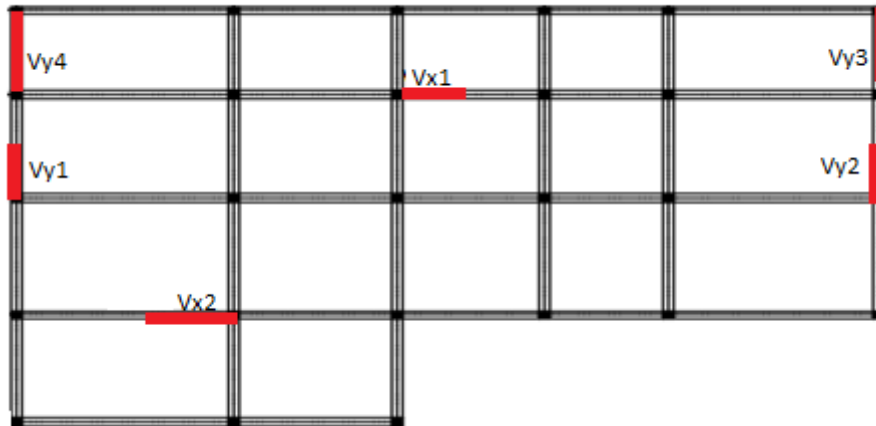


Figure III.3 : Disposition des voiles.

a) Mode de vibration et taux de participation massique :

D'après l'article 4.3.4 les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que la somme de masses modales effectives pour les modes retenus, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Les résultats obtenus pour les 12 modes de vibration sont illustrés dans le tableau :

Tableau III.1 : Taux de participation des masses

Mode	Période (s)	Masses modale		Masses modales cumulées	
		Ux(%)	Uy(%)	Ux(%)	Uy(%)
1	0,976	0,8081	1,552E-05	0,8081	1,552E-05
2	0,801	1,311E-05	0,7689	0,8081	0,7689
3	0,599	0,0005	1,909E-05	0,8085	0,7689
4	0,33	0,1121	1,797E-06	0,9207	0,7689
5	0,25	7,914E-06	0,1458	0,9207	0,9148

Interprétation des résultats obtenus :

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe XX

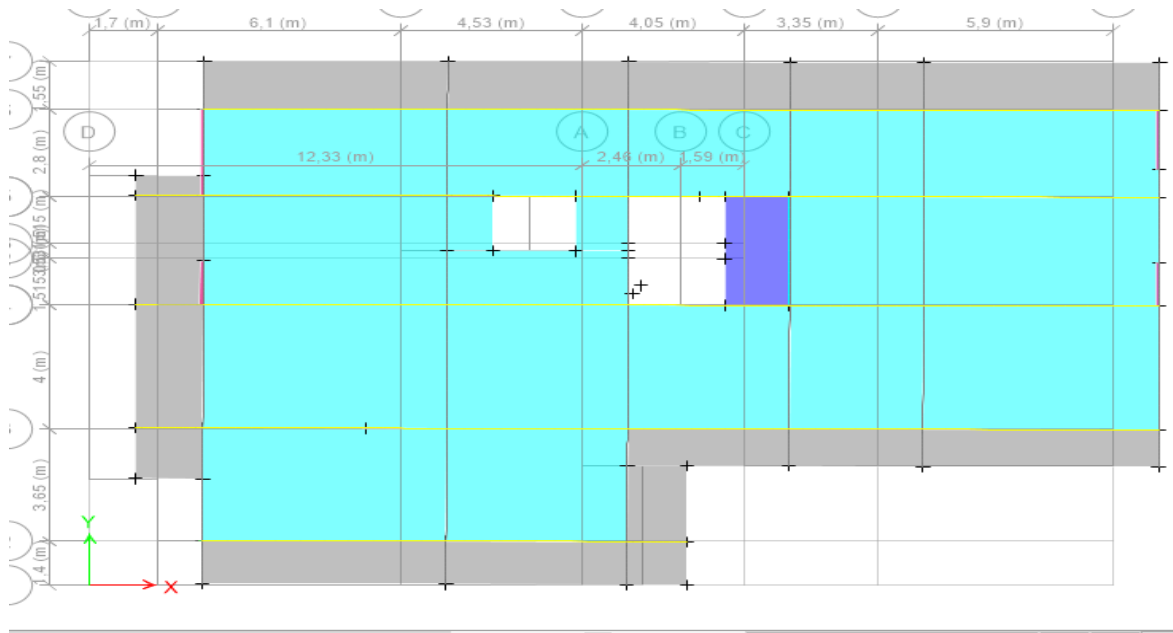


Figure III.4 : Mode 1 translation suivant X-X

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe YY

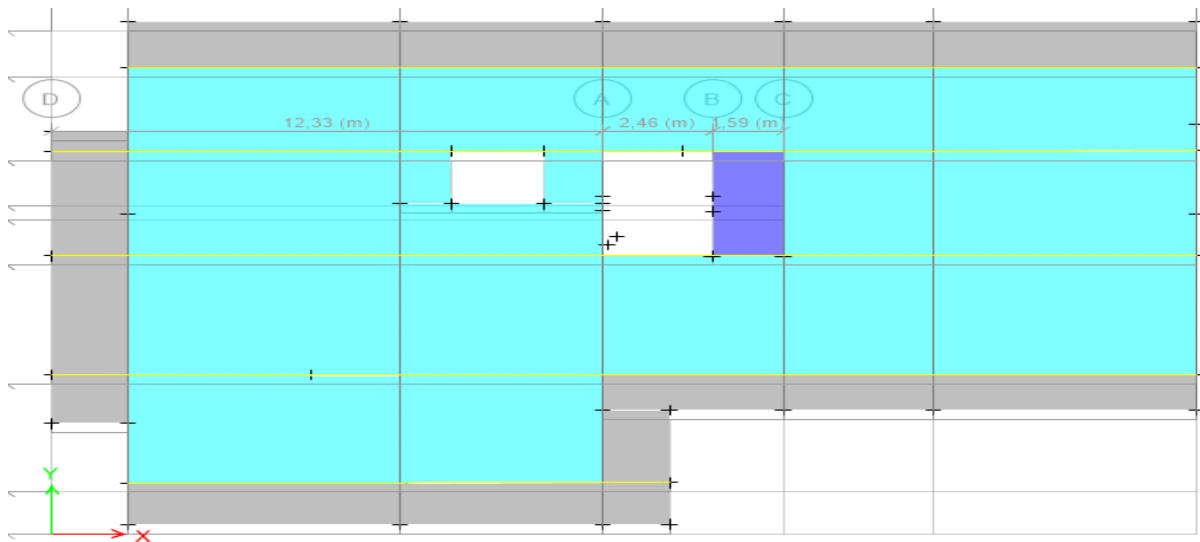


Figure III.5: Mode 2 translation suivant Y-Y

- ✓ Le troisième mode est une rotation suivant l'axe ZZ

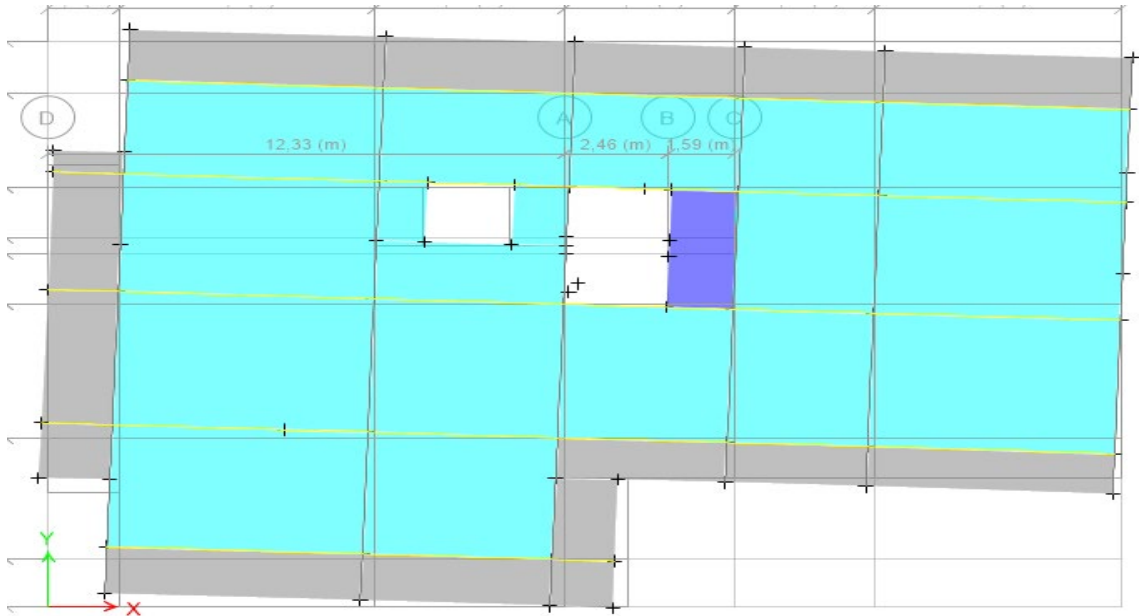


Figure III. 6 : Mode 3 rotation suivant Z-Z

b) Résultante des forces sismique de calcul :

• Calcul de l’effort sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

A : Coefficient d’accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et la zone sismique

- Groupe d’usage : groupe 02.
- Zone sismique : zone IIa. ⇒ A = 0.15

D : facteur d’amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (η) , et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

D’où : T₁= 0.15 sec. T₂=0.50sec.

η : Facteur d’amortissement donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$

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

On a un contreventement portique voile $\xi=10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.763$$

T : période fondamentale de la structure donnée par :

$$T = \min \begin{cases} T_1 = C_T * (h_N^{\frac{3}{4}}) \\ T_2 = 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{\Delta}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 34.71 \text{ m}$$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$$C_T = 0.05$$

L : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée :

$$L_x = 25.60 \text{ m}$$

$$L_y = 17.10 \text{ m}$$

Donc :

$$T_1 = C_T * (h_N^{\frac{3}{4}}) = 0.05 * (34.71)^{\frac{3}{4}} = 0.715 \text{ s}$$

$$T_{2x} = 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{L_x}} = T_2 = 0.09 * \frac{34.71}{\sqrt{25.60}} = 0.617 \text{ s}$$

$$T_{2y} = 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{L_y}} = T_2 = 0.09 * \frac{34.71}{\sqrt{17.10}} = 0.755 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0.715 \text{ s}, 0.617 \text{ s}) \Rightarrow T_x = 0.617 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.715 \text{ s}, 0.755 \text{ s}) \Rightarrow T_y = 0.715 \text{ s}$$

La période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$T_{Sx} = 1.3 * 0.617 = 0.802 \text{ s} < T_{\text{empirique}} = 0.976 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$T_{Sy} = 1.3 * 0.715 = 0.92 \text{ s} < T_{\text{empirique}} = 0.801 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Après plusieurs essais de disposition des voiles, on n'a pas pu vérifier la période selon les deux sens

$$\text{Site meuble } S_3 \Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$$

Selon X : $T_x = 0,617s \Rightarrow T_2 \leq T_x = 0,617s \leq 3s$

$$D_x = 2.5 * \eta \left(\frac{0.5}{0.617} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.658$$

Selon Y : $T_y = 0,715s \Rightarrow T_2 \leq T_x = 0,715s \leq 3s$

$$D_y = 2.5 * \eta \left(\frac{0.5}{0.715} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.502$$

R : coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. On a un contreventement mixte (portique voile) ; donc $R = 5$.

Q : facteur de qualité, sa valeur est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q "est satisfait ou non".

Tableau III.2 : Valeurs des pénalités

Critère	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0.05	0
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0,05
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de qualité de matériaux	0	0
Contrôle de qualité de d'exécution	0	0
Total	1,2	1,15

W : poids propre de la structure, est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum w_i ; \text{avec} : W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.6 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a **W = 34292,7403KN (par etabs)**

Donc la force sismique en se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/2003 est résumée dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Vérification de la résultante sismique

	V _{st} (KN)	V _{dyn} (KN)	0,8*V _{st} (KN)	observation
sens xx	1961,579	1645,1938	1569,2632	Vérifier
sens yy	1777,0155	1796,5081	1421,6124	Vérifier

c) Justification de l'interaction voile portiques :

Notre structure est classée en système de contreventement mixte. D'après RPA99(Art4.a), les voile de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticale et des portiques au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Les résultats de l'interaction sous charge verticales et horizontale pour les différents niveaux sont représentés dans les tableaux suivants.

Tableau III.4: justification de l'interaction sous charge verticales.

Niveau	Charge reprises KN		Pourcentage repris	
	port (KN)	voile (KN)	p(%)	v(%)
8	3462,2503	847,5179	80,334954	19,665046
7	6218,079	1597,7453	79,5575586	20,4424414
6	9323,8168	2151,1775	81,2533458	18,7466542
5	12312,3553	2787,4003	81,5400966	18,4599034
4	15755,3829	3206,8319	83,0883052	16,9116948
3	18955,7323	3744,5171	83,5045112	16,4954888
2	22656,0943	3970,1024	85,0894875	14,9105125
1	26103,1672	4453,6281	85,4250812	14,5749188
S.PENTE	29715,6954	4545,6627	86,732392	13,267608
RDC	33393,8568	5021,8838	86,9275362	13,0724638

Justification de l'interaction sous charges horizontales :

Tableau III.5 : Interaction sous charges horizontales

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Charge reprises KN		Pourcentage repris		Charge reprises KN		Pourcentage repris	
	Portique	Voiles	Portique ≥25(%)	Voiles ≤75(%)	Portique	Voiles	Portique ≥25(%)	Voiles ≤75(%)
8	274,3807	72,8894	79,01	20,98	193,5975	65,9992	74,57	25,42
7	323,3625	239,1973	57,48	42,51	213,5691	209,0175	50,53	49,46
6	559,2524	202,8183	73,38	26,61	380,324	227,3324	62,58	37,41
5	586,2879	346,012	62,88	37,11	384,696	331,5418	53,71	46,28
4	832,6224	255,0959	76,54	23,45	576,9252	310,5567	65,00	34,99
3	819,6407	401,665	67,11	32,88	546,6754	416,816	56,73	43,26
2	1050,5605	292,9254	78,19	21,80	733,6057	385,8017	65,53	34,46
1	965,5869	472,9985	67,12	32,87	635,8275	544,6771	53,86	46,13
S. pente	1185,7418	326,8526	78,39	21,60	796,4224	621,9248	56,15	43,84
RDC	611,8318	1031,1722	37,23	62,76	343,456	1002,3634	25,52	74,47

Remarque : on n'a pas pu vérifier simultanément toutes les vérifications du RPA avec les multiples dispositions étudié, alors on a décidé d'adopter cette disposition d'autant plus que l'interaction verticale n'est pas vérifiée qu'au niveau de 7eme étage.

d) Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton et cela sous les sollicitations d'ensembles dues au séisme.

$$N_{rd} = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

tel que : N : l'effort normal maximal.
B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression.

Tableau III.6 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	La section adoptée			N(KN)	v
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)		
RDC	60	65	3900	2084,3071	0,252643
S.PENTE	55	60	3300	1708,5016	0,248509
1	50	55	2750	1414,8704	0,251533
	50	55	2750	1193,4961	0,212177
	45	50	2250	985,8836	0,219085
4	45	50	2250	806,4502	0,179211
5	40	45	1800	648,343	0,185241
6	40	45	1800	499,781	0,142795
	35	40	1400	362,4734	0,138085
8	35	40	1400	252,4441	0,096169

e) Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Formule (4-19).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

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

Formule (4-20).

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (**Article 5.10) RPA99/2003.**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau III.7 : Vérification des déplacements sens X-X

Niveau	hk(cm)	σ _{ek} (cm)	σ _k (cm)	σ _{k-1} (cm)	ΔK(cm)	ΔK/hk (%)
RDC	467	0,204	1,02	0	1,02	0,21841542
S .pente	306	0,413	2,065	1,02	1,045	0,34150327
1	306	0,636	3,18	2,065	1,115	0,36437908
2	306	0,85	4,25	3,18	1,07	0,3496732
3	306	1,064	5,32	4,25	1,07	0,3496732
4	306	1,264	6,32	5,32	1	0,32679739
5	306	1,455	7,275	6,32	0,955	0,3120915
6	306	1,623	8,115	7,275	0,84	0,2745098
7	306	1,769	8,845	8,115	0,73	0,23856209
8	306	1,882	9,41	8,845	0,565	0,18464052

Tableau III.8 : Vérifications des déplacements sens Y-Y

Niv	hk(cm)	σ _{ek} (cm)	σ _k (cm)	σ _{k-1} (cm)	ΔK(cm)	ΔK/hk (%)
RDC	467	0,133	0,665	0	0,665	0,14239829
S.pente	306	0,274	1,37	0,665	0,705	0,23039216
1	306	0,424	2,12	1,37	0,75	0,24509804
2	306	0,58	2,9	2,12	0,78	0,25490196
3	306	0,743	3,715	2,9	0,815	0,26633987
4	306	0,905	4,525	3,715	0,81	0,26470588
5	306	1,067	5,335	4,525	0,81	0,26470588
6	306	1,219	6,095	5,335	0,76	0,24836601
7	306	1,36	6,8	6,095	0,705	0,23039216
8	306	1,484	7,42	6,8	0,62	0,20261438

f) **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9).**

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

Formule (5.6).

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : 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).

Si $0.1 < \theta_K < 0.2$: les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\left(\frac{1}{1-\theta_K}\right)$

Si $\theta_K > 0.2$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau III.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Niv	h_k (cm)	P_k	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_k (cm)	V_k	Θ_k	Δ_k (cm)	V_k	Θ_k
RDC	467	34292,7403	1,02	1645,1938	0,0452694	0,665	1796,5081	0,02718177
S.pente	306	30904,5903	1,045	1601,0853	0,0659179	0,705	1752,8859	0,04061973
1	306	27992,7447	1,115	1535,4362	0,06643044	0,75	1685,4351	0,04070739
2	306	24437,9191	1,07	1428,467	0,05982137	0,78	1574,7382	0,03955752
3	306	20936,7809	1,07	1303,1417	0,05617986	0,815	1447,1271	0,03853358
4	306	17520,8465	1	1159,7328	0,04937143	0,81	1297,9053	0,03573351
5	306	14051,0497	0,955	997,9187	0,04394359	0,81	1122,8645	0,03312417
6	306	10709,9915	0,84	813,7543	0,03612881	0,76	925,0564	0,02875498
7	306	7368,9334	0,73	602,3017	0,02918717	0,705	693,373	0,0244853
8	306	4092,4239	0,565	355,8208	0,02123618	0,62	410,1046	0,02021884

Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions de la section du poteau RDC, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	RDC	S.pente	Etage 1et2	Etage 3et4	Etage 5et6	Etage 7et8	Terrasse
Poteaux (cm ²)	60*55	55*50	50*45	45*40	40*35	35*30	35*30
Voiles (cm ²)	e (etage courants)=15cm ; e(rdc)=25cm ; $L_{Vx1}=1.8m$; $L_{Vx2}=1.5m$; $L_{Vy1}=1.4m$; $L_{Vy2}=1.4m$; $L_{Vy3}=1.9m$; $L_{Vy4}=2.8m$						
P.P (cm ²)	35*40						
P.S (cm ²)	30*35						

Chapitre IV :
Calcul des elements
structuraux

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

IV.1. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q + E.....(3)
- ✓ G + Q – E.....(4)
- ✓ 0.8 G +E.....(5)
- ✓ 0.8 G – E.....(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$)
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)
3. Moment maximum et effort normal correspondant : ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)

IV.1.1. Recommandations du RPA99/2003:

A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (II_a).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

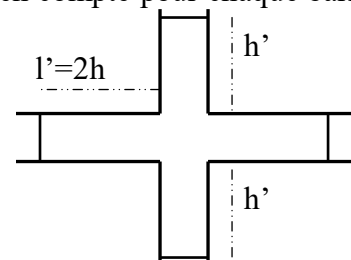


Figure IV.1 : Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99, le tableau suivant :

Tableau IV.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	60*55	26.4	132	198
SOUS PENTE	55*50	22	110	165
1	50*45	18	90	135
2	50*45	18	90	135
3	45*40	14.4	72	108
4	45*40	14.4	72	108
5	40*35	11.2	56	84
6	40*35	11.2	56	84
7	35*30	8.4	42	63
8	35*30	8.4	42	63
TERRASSE	35*30	8.4	42	63

B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{V_u * \rho_a}{h_1 * f_e}$

- ✓ V_u : L'effort tranchant de calcul.
- ✓ h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- ✓ f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✓ ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- ✓ S_t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :
 - **Dans la zone nodale** : $S_t \leq \text{Min}(10\phi_1, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
 - **Dans la zone courante** : $S_t \leq 15\phi_1$. En zone IIa.

Où : ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{b_1 * S_t}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elencement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right); \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction}$$

de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Tableau IV. 2 : Les sollicitations dans les poteaux :

Niveaux	Comb	Mmax→N _{cor}		comb	Nmax→M _{cor}		comb	N _{min} →M _{cor}	
		M(KN.m)	N (KN)		N (KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)
RDC	5	95,9874	444,1651	1	2197,4375	3,8274	5	639,5222	30,9833
S.PENTE	5	152,2514	1146,1458	1	1879,0981	11,6797	5	220,5757	16,8904
1 et 2	5	111,0184	926,2338	1	1592,8431	9,8978	5	61,9017	12,5569
3 et 4	5	91,6739	508,98	1	1173,8188	17,2668	5	27,6234	6,1526
5 et 6	5	72,6648	333,6273	1	801,4944	15,465	5	43,4939	5,6203
7 et 8	5	49,3308	116,071	1	462,0893	2,8514	5	7,3674	4,7599
terrasse	5	25,1278	59,5961	1	126,2197	4,2538	5	7,8361	4,2747

IV.1.3.Ferrailage :

A. Armatures longitudinales

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 3 : Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Nombre de barres	A _{adopté} (cm ²)
RDC	60*55	26.4	0	4HA20+8HA16	26.9
S.pente	55*50	22	3.74	4HA14 + 8HA16	22.24
1 et 2	50*45	18	1.49	8HA14+4HA16	20.36
3et 4	45*40	14.4	0	4HA14+8HA12	15.21
5et 6	40*35	11.2	1.15	4HA12+8HA12	13.57
7 et 8	35*30	8.4	2.6	8HA12	9.05
Terrasse	35*30	8.4	1.23	8HA12	9.05

B. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau IV. 4: Armatures transversales dans les poteaux

Niveaux	B (cm ²)	ϕ_1^{\min} (cm)	l_f (cm)	λ_g	V_u (KN)	l_r (cm)	S_t (zone nodale)(cm)	S_t (zone Courante)(cm)	A_t^{calcul} (cm ²)	A_t^{\min} (cm ²)	$A_t^{\text{adopté}}$ (cm ²)
RDC	60*55	1.6	298.9	4.98	35.59	64	10	15	0.909	2.47	6HA8=3.01
S.PENTE	55*50	1.4	186.2	3.38	133.04	56	10	15	3.74	2.25	6HA10=4.71
1 et 2	50*45	1.4	186.2	3.72	107.67	56	10	15	3.36	2.86	6HA10=4.71
3 et 4	45*40	1.2	186.2	4.13	89.47	48	10	15	3.14	1.8	6HA10=4.71
5 et 6	40*35	1.2	186.2	4.65	65.60	48	10	15	2.635	1.57	6HA8=3.01
7 et 8	35*30	1.2	186.2	5,32	38.72	48	10	15	1.21	1.35	6HA8=3.01
terrasse	35*30	1.2	147	4.2	16.22	48	10	15	0.76	1.35	6HA8=3.01

Conformément au RPA99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66mm$.

IV.1.4. Vérifications

A. Vérification au flambement (effort normal ultime) :

Selon le BAEL91 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre) .

• **Exemple de calcul**

$h = 4.67m$ et $N_{\max} = 2197.43KN$.

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

α : Coefficient fonction de l'élancement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots\dots\dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots\dots\dots Si \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

I_f : Longueur de flambement ($0.7 * l_0 = 2.989$ m), l_0 : hauteur libre d'étage = (h - h_{poutre})

i : Rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{b \times h^3}{12bh}\right)^{\frac{1}{2}} \Rightarrow i = 0.173m, \lambda = \frac{2.989}{0.173} = 17.27$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{17.27}{35}\right)^2} = 0.810. B_r = (a - 2)(b - 2) = (60 - 2)(55 - 2) = 3074 \text{ cm}^2$$

$$N_U = 0.810 \times \left[\frac{0.3074 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 26.9 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 5368.87 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 2197.43 \text{ KN} < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	i (m)	A	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)
RDC	60×55	4.27	2.989	0.173	13.40	0.810	26.9	3074	2197.43	5368.87
S.PENTE	55×50	2.66	1.862	0.158	8.70	0.831	22.24	2544	1879.09	4557.76
1et2	50×45	2.66	1.862	0.144	9.12	0.827	20.36	2064	1592.84	3746.63
3 et 4	45×40	2.66	1.862	0.129	9.64	0.822	15.21	1634	1173.81	2922.18
5 et 6	40×35	2.66	1.862	0.115	10.23	0.815	13.57	1254	801.49	2277.29
7 et 8	35×30	2.66	1.862	0.101	10.95	0.805	9.05	924	462.08	1630.84
Terrasse	35×30	2.1	1.47	0.101	8.64	0.821	9.05	924	126.21	1663.25

Commentaire : On voit bien que $N_{\max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

B. Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à

$$\text{chaque niveau.} \begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy}} \hat{v} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v \right)$$

$$I_{yy} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d)^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

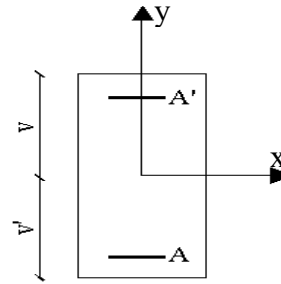


Figure IV.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: Vérification des contraintes dans le béton

Niveau x	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{yy} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	M _{serG} (KN.m)	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)
RDC	60*55	54	26.9	32.61	27.38	0.01196	1594.11	2.81	2.85	4.382	4.239
S.pente	55*50	49.5	22.24	29.88	25.11	0.00836	1365.65	8.62	8.652	4.737	4.16
1 et 2	50*45	45	20.36	27.39	22.60	0.00576	1160.18	7.21	7.23	4.77	4.196
3 et 4	45*40	40.5	15.21	24.52	20.47	0.00369	855.45	12.54	12.56	5.052	3.521
5 et 6	40*35	36	13.57	22.03	17.96	0.00232	579.02	4.44	4.46	3.871	3.505
7 et 8	35*30	31.5	9.05	19.1	15.89	0.000905	337.20	2.06	2.065	3.27	2.481
Terrasse	35*30	31.5	9.05	19.1	15.89	0.000905	92.90	1.81	1.84	1.17	0.46

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

C. Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon le RPA 99/2003 (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7: Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)
RDC	60*55	2.989	4.98	0.04	58	35.59	0.11	1
S.PENTE	55*50	1.862	3.38	0.04	53	133.04	0.5	1
1 et 2	50*45	1.862	3.72	0.04	48	107.67	0.49	1
3 et 4	45*40	1.862	4.13	0.04	43	89.47	0.52	1
5 et 6	40*35	1.862	4.65	0.04	38	65.60	0.493	1
7 et 8	35*30	1.862	5,32	0.075	33	38.72	0.391	1.875
Terrasse	35*30	1.47	4.2	0.04	33	16.22	0.163	1

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.1.5. Dispositions constructives

▪ **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

▪ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

On adopte : $L_r = 100 \text{ cm.}$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

On adopte : $L_r = 70 \text{ cm.}$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

On adopte : $L_r = 60 \text{ cm.}$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2$$

On adopte : $L_r = 48 \text{ cm.}$

IV.1.6. Schémas de ferrailage : voir l'annexe 4

IV.2. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M ,T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 /2003 suivantes :

$$\checkmark 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $G + Q - E$
- ✓ $0.8 \times G + E$
- ✓ $0.8 \times G - E$

RPA99/2003 (article 5.2)

IV.2.1. Recommandation du RPA99/2003 :**A. Coffrage :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/2003(article 7.5.1)}$$

B. Ferrailage :**❖ Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1):**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_l^{\min} = 0.5\% b * h$.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ En zone II_a.
avec: ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisée.
- ✓ 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, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

❖ Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.3\% * S_t * b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right)$, Zone nodale (Zone II).
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).

- ✓ La valeur du diamètre ϕ_l 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 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

IV.2.2.Ferraillage des poutres :

IV. 2.2 .1. Sollicitation de calculs :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.8: Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.

Planchers	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V(KN)
RDC et sous pente	105.9817	-110.7066	102.0456	45.7734	-49.7161	74.3493
Etages courant	93.3462	-105.5153	95.2439	39.5125	-642.2757	38.6302
Terrasse	16.0024	-31.7156	27.914	5.5391	-11.356	9.4662

IV.2.2.2.Les armatures longitudinales :

Le ferraillage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel ETABS. Nous avons retenu le ferraillage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 :Les armatures longitudinales dans les poutres.

Planchers	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
RDC et sous pente	Principale	40×35	Appui	7.77	7	3HA12+3HA 14 = 8.01
			Travée	7.42		3HA12+3HA 14 = 8.01
	Secondaire	35×30	Appui	3.93	5.25	6HA12=6.79
			Travée	3.61		6HA12=6.79
Etages courants	Principale	40×35	Appui	7.385	7	3HA12+3HA 14 = 8.01
			Travée	6.48		3HA12+3HA 14 = 8.01
	Secondaire	35×30	Appui	3.32	5.25	6HA12=6.79
			Travée	3.098		6HA12=6.79
Terrasse	Principale	40×30	Appui	2.12	7	3HA12+3HA 14 = 8.01
			Travée	1.06		3HA12+3HA 14 = 8.01
	Secondaire	35×30	Appui	0.86	5.25	6HA12=6.79
			Travée	0.421		6HA12=6.79

❖ **Longueur de recouvrement :**

- $L_r \geq 40\phi_l$ **RPA/2003 Art (7.5.2.1).**
- $\phi_l=16mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64cm$, on adopte: $L_r=65cm$.
- $\phi_l=14mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56cm$, on adopte: $L_r=60cm$.
- $\phi_l=12mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48cm$, on adopte: $L_r=50cm$.

❖ **Armatures longitudinales:**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux toute la longueur de la poutre est 0.5% en toute section

✓ **Poutre principale** $\Rightarrow 0.5\%(b \cdot h) = 0.5\%(35 \cdot 40) = 7cm^2$

✓ **Poutre secondaire** $\Rightarrow 0.5\%(b \cdot h) = 0.5\%(30 \cdot 35) = 5.25cm^2$

Le pourcentage total des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

✚ **Poutres principales :**

$A_{max} = 4\%b \cdot h = 0.04 \cdot 35 \cdot 40 = 56cm^2$ zone courante

$A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \cdot 35 \cdot 40 = 84cm^2$ zone de recouvrement

✚ **Poutres secondaires :**

$A_{max} = 4\%b \cdot h = 0.04 \cdot 30 \cdot 35 = 42cm^2$ zone courante

$A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \cdot 30 \cdot 35 = 63cm^2$ zone de recouvrement

IV.2.2.3. Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3).}$$

✓ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.14 \Rightarrow \phi = 8mm$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier).

✓ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1 \Rightarrow \phi = 8mm.$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier).

Calcul des espacements des armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.1)

• **Poutres principales :**

$S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm$, On adopte un espacement de 15cm en zone courante.

$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l^{min}\right) = 10cm$. On adopte $S_t=10cm$ en zone nodale.

• **Poutres secondaires :**

$S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm$, On adopte un espacement de 15cm en zone courante.

$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l^{min}\right) = 10cm$. On adopte $S_t=10cm$ en zone nodale.

IV.2.3. Vérifications à l'ELU :

IV.2.3.1. Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible: $\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3.33MPa$

Tableau IV.10 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄(MPa)	Observation
Principales	102.0456	0.767	3.33	Vérifiée
Secondaires	74.3493	0.751	3.33	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

IV.2.3.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

✓ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _u (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principale	8.01	102.0456	-110.7066	2.93	- 6.372	Vérifiée
Secondaires	6.79	74.3493	-49.7161	2.13	- 2.675	Vérifiée

Tableau IV.11: Vérification au cisaillement.

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

IV.2.4. Vérifications à l'ELS :

IV.2.4.1. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

⊕ $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 MPa$ (contrainte admissible du béton).

⊕ M_{ser} : moment max à l'ELS.

⊕ y : position de l'axe neutre.

⊕ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 Ay - 15 A d = 0, \text{ on aura } y.$$

Tableau IV.12: Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Poutres	Appuis	-37.16	100721.70	13.08	4.826	15

principales	Travées	23.50	100721.70	13.08	3.05	15
secondaires	Poutres	-24.88	62255.45	11.95	4.77	15
	Travées	26.73	62255.45	11.95	5.13	15

IV.2.4.2. Vérification de la flèche :

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$ (1)

✓ $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ (2)

✓ $l \leq 8m$ (3)

Poutres principales :

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

✓ $\frac{h}{l} = \frac{40}{590} = 0.067 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.066$ Condition vérifiée.

✓ $\frac{A}{bd} = 0.006 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$Condition vérifiée.

✓ $l = 5.9m \leq 8m$Condition vérifiée.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires :

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus grande.

✓ $\frac{h}{l} = \frac{40}{353} = 0.099 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.086$ Condition vérifiée.

✓ $\frac{A}{bd} = 0.0068 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$Condition vérifiée.

✓ $l = 3.53m \leq 8m$Condition vérifiée.

Commentaire : Les trois conditions de flèches étant satisfaites, le calcul des flèches s'avère inutile.

IV.2.5. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99addenda2003 (Art.7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

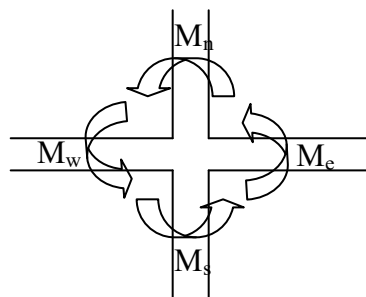


Figure IV. 3 : La zone nodale

A. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

- $Z=0.9 \cdot h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.13: Moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC	60*55	0.54	26.9	505.504
S.pente 1 et 2	55*50	0.495	22.24	383.106
	50*45	0.45	20.36	318.873
3 et 4	45*40	0.405	15.21	214.369
5 et 6	40*35	0.36	13.57	170.004
7 et 8	35*30	0.315	9.05	99.206
Terrasse	35*30	0.315	9.05	99.206

B. Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.14 : détermination des moments résistant dans les poutres

Niveau	local	h(m)	Z(m ²)	As(m ²)	σ_s (Mpa)	M _R (KN.m)
RDC+sous pente +etage courants	P.P	0.4	0.36	8.01	348	100.349
	P.S	0.35	0.315	6.79	348	74.431
Terrasse inaccessible	P.P	0.4	0.36	8.01	348	100.349
	P.S	0.35	0.315	6.79	348	74.431

Tableau IV.15 : Vérification des zones nodales (Poutre Secondaire)

Niveaux	Poutres Secondaires						observatio
	M_n	M_s	$M_s + M_n$	M_w	M_e	$1.25(M_w + M_e)$	

	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	n
RDC	505.504	505.504	1011.008	74.431	74.431	186.077	Verifiée
S .PENTE	383.106	383.106	767.746	74.431	74.431	186.077	Verifiée
1	318.873	318.873	637.746	74.431	74.431	186.077	Verifiée
2	318.873	318.873	637.746	74.431	74.431	186.077	Verifiée
3	214.369	214.369	428.738	74.431	74.431	186.077	Verifiée
4	214.369	214.369	428.738	74.431	74.431	186.077	Verifiée
5	170.004	170.004	340.008	74.431	74.431	186.077	Verifiée
6	170.004	170.004	340.008	74.431	74.431	186.077	Verifiée
7	99.206	99.206	198.412	74.431	74.431	186.077	Verifiée
8	99.206	99.206	198.412	74.431	74.431	186.077	Verifiée
Terrasse	99.206	99.206	198.412	74.431	74.431	186.077	Verifiée

Tableau IV.16 : Vérification des zones nodales (Poutre principales)

Niveaux	Poutres Principales						observatio n
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	$M_s + M_n$ (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	
RDC	505.504	505.504	1011.008	100.349	100.349	250.872	Verifiée
S .PENTE	383.106	383.106	767.746	100.349	100.349	250.872	Verifiée
1	318.873	318.873	637.746	100.349	100.349	250.872	Verifiée
2	318.873	318.873	637.746	100.349	100.349	250.872	Verifiée
3	214.369	214.369	428.738	100.349	100.349	250.872	Verifiée
4	214.369	214.369	428.738	100.349	100.349	250.872	Verifiée
5	170.004	170.004	340.008	100.349	100.349	250.872	Verifiée
6	170.004	170.004	340.008	100.349	100.349	250.872	Verifiée
7	99.206	99.206	198.412	100.349	100.349	250.872	Verifiée
8	99.206	99.206	198.412	100.349	100.349	250.872	Verifiée
Terrasse	99.206	99.206	198.412	100.349	100.349	250.872	Verifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.2.7. Schémas de ferrailage des poutres : voir l'annexe 5

IV.3. Etude des voiles :

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II_a (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$
- ✓ Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

IV.3.1. Recommandation du RPA :

A. Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $st < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

C. Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1 m^2 au moins.

D. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

E. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 $A_{min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.

- $A_{min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante
- ✓ L'espacement : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingle par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

IV.3.2. ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- ✓ $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- ✓ $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$
- ✓ $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

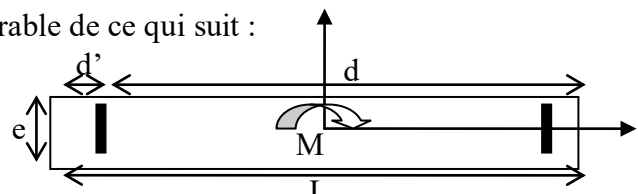


Figure IV. 4 : schéma d'un voile pleine

❖ **Armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion composé} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{array} \right. \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{compression}}{b \times h}; \text{ contrainte moyenne de compression.}$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

❖ **La longueur de recouvrement :**

$$L_r \left\{ \begin{array}{l} 40\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts} \\ \text{est possible.} \\ 20\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{array} \right.$$

❖ **Règles communes :**

$$A_{min} \left\{ \begin{array}{l} 0.15\% (L \times e), \text{ globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \times e), \text{ en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t \times e), \text{ en zone tendue.} \end{array} \right.$$

✓ **Diamètres des barres :**

$$\phi < \frac{1}{10} e$$

✓ **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- ✓ A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- ✓ A_{vmin}^{RPA} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

- ✓ A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.
- ✓ Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.
- ✓ S_t : Espacement.
- ✓ A_H^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.
- ✓ A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.
- ✓ $A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$
- ✓ A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

❖ Voile V_{x1} :

Tableau IV.17 : Sollicitation dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveaux	comb	Mmax→N _{corr}		comb	Nmax→M _{corr}		Comb	N _{min} →M _{corr}	
		M(KN.m)	N (KN)		N (KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)
RDC	ELA	1533,102	1059,6914	ELU	1873,4865	34,8719	ELA	604,5282	1518,7938
S.PENTE	ELA	354,4383	1106,2565	ELU	1672,4693	44,5608	ELA	691,5908	25,7384
1 et 2	ELA	386,2369	930,881	ELU	1607,6758	4,3027	ELA	603,8991	212,5215
3 et 4	ELA	293,8629	912,1138	ELU	1403,9326	14,0657	ELA	514,6349	174,4951
5 et 6	ELA	233,2674	717,7164	ELU	1098,6354	22,9714	ELA	357,6885	126,0593
7 et 8	ELA	149,138	410,6447	ELU	655,9178	58,6267	ELA	122,4008	96,1198
Terrasse	ELA	63,3694	69,4739	ELU	151,3413	58,3318	ELA	40,1852	61,0966

Tableau IV.18: Résultats du ferrailage du voile V_{x1}

Niveaux	RDC	S.pente	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	Terrasse
L (cm)	180	180	180	180	180	180	180
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	1533.102	25,7384	212,5215	174.49	126,0593	96.11	151.34
N (KN)	1059.6914	691,5908	603,8991	514.63	357,6885	122.40	58.33
d (m)	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75
V(KN)	524.57	202,81	241,41	201,94	170,95	128,80	19,13
τ_U (MPa)	2.797	1.081	1.287	1.077	0.911	0.686	0.102
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A cal (cm ²)	15.57	9.50	-4.24	-3.783	-2.633	-0.166	2.78

A min(cm ²)	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05
I(m ⁴)	0.0729	0.0729	0.0729	0.0729	0.0729	0.0729	0.0729
v(m)	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
σ_1 (MPa)	22.85	2.87	4.86	4.06	2.88	1.64	2.08
σ_2 (MPa)	-15.002	2.24	-0.38	-0.24	-0.23	-0.733	-1.65
L_T (m)	0.714	0.788	0.132	0.103	0.133	0.556	0.795
L_C (m)	0.372	0.224	1.53	1.592	1.53	0.687	0.208
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2.142	2.36	0.396	0.309	0.399	1.668	2.385
$A_{min}^{courant}$ (cm ²)	0.558	0.336	2.29	2.23	2.29	1.03	0.312
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20
$A_{v/face}^{adopté}$	8HA16	8HA14	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
S_t (cm)	10	10	10	10	10	10	10
$A_h^{calculé}$ (cm ²)	2.622	1	1.21	1.01	0.855	0.644	0.0957
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

❖ Voile V_{x2} :

Tableau IV.19 : Sollicitation dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveaux	comb	Mmax→N _{corr}		comb	Nmax→M _{corr}		comb	N _{min} →M _{corr}		Vmax
		M(KN.m)	N (KN)		N (KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)	
RDC	ELA	1647,843	2128,889	ELU	2128,889	1647,843	ELA	220,056	1625,954	525,0795
S.PENTE	ELA	254,5764	730,6122	ELU	1795,8995	2,4722	ELA	730,6122	254,5764	140,8076
1 et 2	ELA	350,7113	757,7417	ELU	1722,6039	4,8585	ELA	672,9356	194,1315	234,258
3 et 4	ELA	302,067	1131,049	ELU	1438,5364	8,6182	ELA	516,2179	152,4945	215,6703
5 et 6	ELA	266,4088	847,9048	ELU	1053,1179	38,9459	ELA	306,7052	84,9676	207,2676
7 et 8	ELA	180,9189	263,8363	ELU	577,5178	55,9812	ELA	72,3642	27,9288	162,833

Tableau IV.20: Résultats du ferrailage du voile V_{x2}

Niveaux	RDC	S.pente	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8
L (cm)	150	150	150	150	150	150
e (cm)	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	1625.955	254.576	350.7113	152.494	84.967	27.9288

N (KN)	220.056	730.612	757.741	516.217	306.705	72.364
d (m)	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95
V(KN)	525.079	140.80	234.258	215.670	207.267	162.833
τ_U (MPa)	2.513	0.673	1.121	1.032	0.992	0.779
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A cal (cm ²)	20.53	-5.5	-4.44	-4.395	-2.753	-0.563
A min(cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
I(m ⁴)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
v(m)	1	1	1	1	1	1
σ_1 (MPa)	16.99	4.98	6.032	3.245	1.872	0.52
σ_2 (MPa)	-15.52	-0.11	-0.981	0.195	0.172	-0.038
L_T (m)	0.954	0.043	0.279	0.113	0.168	0.136
L_C (m)	0.09	1.913	1.44	1.772	1.662	1.727
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2.862	0.129	0.837	0.339	0.504	0.408
$A_{min}^{courant}$ (cm ²)	0.135	2.869	2.16	2.658	2.493	2.59
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_{v/face}^{adopté}$	4HA20+6HA14	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S _t (cm)	10	10	10	10	10	10
$A_h^{calculé}$ (cm ²)	2.36	0.632	1	0.968	0.93	0.731
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

❖ Voile Vy₁ :

Tableau IV.21: Sollicitation dans le voile Vy₁ dans tous les niveaux

Niveaux	Comb	M _{max} →N _{corr}		comb	N _{max} →M _{corr}		Comb	N _{min} →M _{corr}		V _{max}
		M(KN.m)	N (KN)		N (KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)	
RDC	ELA	606,4572	750,017	ELU	1318,1081	4,8742	ELA	415,6351	605,4324	228,6326
S.PENTE	ELA	233,9781	563,6953	ELU	1202,4326	8,4623	ELA	263,4036	231,0558	147,415
1 et 2	ELA	356,6748	582,6565	ELU	1166,909	12,4294	ELA	286,8873	320,778	228,4069
3 et 4	ELA	334,0782	530,241	ELU	995,6575	26,7826	ELA	262,8016	287,9133	220,1929
5 et 6	ELA	287,0976	432,1248	ELU	755,7215	47,3002	ELA	200,0269	218,6252	194,5157

7 et 8	ELA	191,1087	117,0623	ELU	438,7312	37,3033	ELA	65,2263	168,789	144,8321
--------	-----	----------	----------	-----	----------	---------	-----	---------	---------	----------

Tableau IV.22: Résultats du ferrailage du voile V_{y1}

Niveaux	RDC	S.pente	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8
L (cm)	140	140	140	140	140	140
e (cm)	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	605.4324	231.0558	320.778	287.9133	218.6252	168.789
N (KN)	415.6351	263.4036	286.8873	262.8016	200.0269	65.2263
d (m)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
V(KN)	228.6326	147.415	228.4069	220.1929	194.5157	144.8321
τ_U (MPa)	1.58	1.019	1.579	0.747	1.344	1.001
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A cal (cm ²)	7.54	1.18	2.74	2.35	1.695	2.36
A _{min} (cm ²)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
I(m ⁴)	0.034	0.034	0.034	0.034	0.034	0.034
v(m)	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
σ_1 (MPa)	14.33	5.969	7.912	7.127	5.414	3.755
σ_2 (MPa)	-10.376	-3.46	-5.18	-4.62	-3.509	-3.13
L _T (m)	0.587	0.513	0.553	0.552	0.55	0.636
L _C (m)	0.224	0.372	0.292	0.295	0.298	0.126
A _{min} ^{tendu} (cm ²)	1.761	1.539	1.659	1.656	1.26	1.908
A _{min} ^{courant} (cm ²)	0.336	0.558	0.438	0.442	0.447	0.189
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20
A _{v/face} ^{adopté}	10HA10	10HA6	10HA6	10HA6	10HA6	10HA6
S _t (cm)	10	10	10	10	10	10
A _h ^{calculé} (cm ²)	1.48	0.955	1.659	1.43	1.26	0.939
A _h ^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A _h ^{adopté} (cm ²)	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

❖ **Voile V_{y2} :**

Tableau IV. 23 : Sollicitation dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveaux	Comb	Mmax→N _{corr}		comb	Nmax→M _{corr}		comb	N _{min} →M _{corr}		Vmax
		M(KN.m)	N (KN)		N (KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)	
RDC	ELA	632,8094	810,8509	ELU	970,4891	1,067	ELA	384,6265	631,6102	229,2216
S.PENTE	ELA	155,618	907,7755	ELU	907,7755	155,618	ELA	173,5266	132,1282	100,3523
1 et 2	ELA	283,2824	840,5459	ELU	859,9898	18,6713	ELA	222,4734	236,4171	175,4805
3 et 4	ELA	270,8135	676,6011	ELU	726,3941	6,3707	ELA	195,8851	209,7689	168,9582
5 et 6	ELA	215,9364	374,8114	ELU	543,9201	3,416	ELA	132,8082	154,5924	142,867
7 et 8	ELA	131,4249	167,2467	ELU	308,3353	5,4218	ELA	34,8738	90,1619	95,1946

Tableau IV. 24: Résultats du ferrailage du voile Vy₂

Niveaux	RDC	S.pente	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8
L (cm)	140	140	140	140	140	140
e (cm)	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	631,6102	132,1282	236,4171	209,7689	154,5924	90,1619
N (KN)	384,6265	173,5266	222,4734	195,8851	132,8082	34,8738
d (m)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
V(KN)	229,2216	100,3523	175,4805	168,9582	142,867	95,1946
τ_U (MPa)	1.584	0.693	1.213	1.168	0.674	0.658
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A cal (cm ²)	8.45	0.313	1.782	1.568	1.25	1.241
A _{min} (cm ²)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
I(m ⁴)	0.274	0.274	0.274	0.274	0.274	0.274
v(m)	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
σ_1 (MPa)	14.72	3.522	5.88	5.213	3.787	2.006
σ_2 (MPa)	-11.058	-1.870	-3.76	-3.34	-2.52	-1.673
L _T (m)	0.60	0.485	0.546	0.547	0.559	0.636
L _C (m)	0,198	0.429	0.307	0.305	0.28	0.126
A _{min} ^{tendu} (cm ²)	1.8	1.455	1.638	1.641	1.677	1.908
A _{min} ^{courant} (cm ²)	1.49	0.643	0.460	0.457	0.42	0.189
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20

$A_{v/face}^{adopté}$	10HA12	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8
S_i (cm)	10	10	10	10	10	10
$A_h^{calculé}$ (cm ²)	1.49	0.65	1.14	1.1	0.926	0.617
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

❖ Voile V_{y3} :

Tableau IV.25 : Sollicitation dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux

Niveaux	Comb	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		Comb	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		comb	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		Vmax
		M(KN.m)	N (KN)		N (KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)	V(KN)
RDC	ELA	1177,9527	937,8736	ELU	1197,3502	1177,5289	ELA	183,2629	1174,9411	410,9417
S.PENTE	ELA	404,6798	277,4315	ELU	1200,9096	388,9907	ELA	48,424	400,9221	245,8477
1 et 2	ELA	368,8367	359,5605	ELU	1107,042	354,5465	ELA	140,2606	365,1904	217,6545
3 et 4	ELA	267,169	860,3987	ELU	860,3987	267,169	ELA	176,7702	169,143	158,3955
5 et 6	ELA	205,965	604,8622	ELU	629,6244	20,0265	ELA	146,4929	106,2457	131,6113
7 et 8	ELA	117,9642	324,6504	ELU	356,001	23,7176	ELA	61,4518	51,0711	90,8488

Tableau IV.26: Résultats du ferrailage du voile V_{y3}

Niveaux	RDC	S.pente	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8
L (cm)	190	190	190	190	190	190
e (cm)	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	1174.941	400.922	365.1904	169.143	106.245	51,0711
N (KN)	183.2629	48.424	140.2606	176.7702	146.4929	61,4518
d (m)	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
V(KN)	410.9417	245.847	217.6545	158.395	131.611	90.8488
τ_U (MPa)	1.966	1.176	1.098	0.799	0.663	0.458
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A cal (cm ²)	15.023	4.94	3.15	0.095	0	0
A min(cm ²)	4.275	4.275	4.275	4.275	4.275	4.275
I (m ⁴)	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085
v(m)	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
σ_1 (MPa)	13.774	4.65	4.573	2.51	1.701	0.786

σ_2 (MPa)	-12.488	-4.31	-3.589	-1.27	-0.673	-0.355
L_T (m)	0.903	0.913	0.835	0.638	0.538	0.591
L_C (m)	0.093	0.036	0.229	0.623	0.822	0.717
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2.709	2.739	2.505	1.914	1.614	1.773
$A_{min}^{courant}$ (cm ²)	0.139	0.054	0.343	0.934	1.233	1.075
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_{v/face}^{adopté}$	8HA16	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
S_t (cm)	10	10	10	10	10	10
$A_h^{calculé}$ (cm ²)	1.84	1.1	1	0.749	0.622	0.43
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

❖ Voile V_{y4} :

Tableau IV.27: Sollicitation dans le voile V_{y4} dans tous les niveaux

Niveaux	Comb	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		comb	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		Comb	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		Vmax V(KN)
		M(KN.m)	N (KN)		N (KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)	
RDC	ELA	2011,6988	2039,0479	ELU	2039,0479	2011,6988	ELA	308,6499	1904,192	593,4172
S.PENTE	ELA	861,829	1821,4319	ELU	1821,4319	861,829	ELA	313,3254	833,738	401,1719
1 et 2	ELA	695,0784	1803,6189	ELU	1803,6189	695,0784	ELA	331,2661	437,161	314,6705
3 et 4	ELA	491,738	1424,5097	ELU	1457,6897	57,9391	ELA	321,133	286,1542	257,5491
5 et 6	ELA	367,5965	973,1727	ELU	1043,272	103,2252	ELA	250,1648	144,4333	198,6204
7 et 8	ELA	195,675	518,5411	ELU	602,1356	81,1922	ELA	130,9736	55,025	127,9814

Tableau IV.28: Résultats du ferrailage du voile V_{y4}

Niveaux	RDC	S.pente	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8
L (cm)	280	280	280	280	280	280
e (cm)	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	183.262	400.922	365.1904	169.143	106.245	51,0711
N (KN)	1174.94	48.424	140.2606	176.7702	146.4929	61,4518
d (m)	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75
V(KN)	593,4172	401,1719	314,6705	257,5491	198,6204	127,9814

τ_U (MPa)	1.394	0.834	0.738	0.738	0.663	0.458
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A cal (cm ²)	8.820	3.076	1.603	0.095	0	0
A _{min} (cm ²)	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3
I(m ⁴)	0.274	0.274	0.274	0.085	0.085	0.085
v(m)	1.4	1.4	1.4	0.95	0.95	0.95
σ_1 (MPa)	3.733	2.163	2.199	2.51	1.701	0.786
σ_2 (MPa)	1.861	-1.933	-1.531	-1.27	-0.673	-0.355
L _T (m)	0.931	1.321	1.149	0.638	0.538	0.591
L _C (m)	0.937	0.157	0.501	0.623	0.822	0.717
A _{min} ^{tendu} (cm ²)	2.793	3.969	3.447	1.914	1.614	1.773
A _{min} ^{courant} (cm ²)	1.405	0.235	0.751	0.934	1.233	1.075
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20
A _{v/face} ^{adopté}	8HA12	8HA12	8HA12	8HA10	8HA10	8HA10
S _t (cm)	10	10	10	10	10	10
A _h ^{calculé} (cm ²)	1.3	0.728	0.693	0.749	0.622	0.43
A _h ^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A _h ^{adopté} (cm ²)	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

IV.3.3. Exemples de schémas de ferrailage : voir l'annexe 5

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (ETABS) ainsi que le ferrailage minimum édicté par le RPA 99/ 2003.

Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

Chapitre V :

Etude de l'infrastructure

V.Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres fondation (exemple pieux).

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.

V.1. Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (radier) à 3.50 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1 \text{ bars}$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

- $G + Q \pm E$ - ELU
 - $0.8G \pm E$ - ELS
- RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)**

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} , \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La contrainte admissible du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

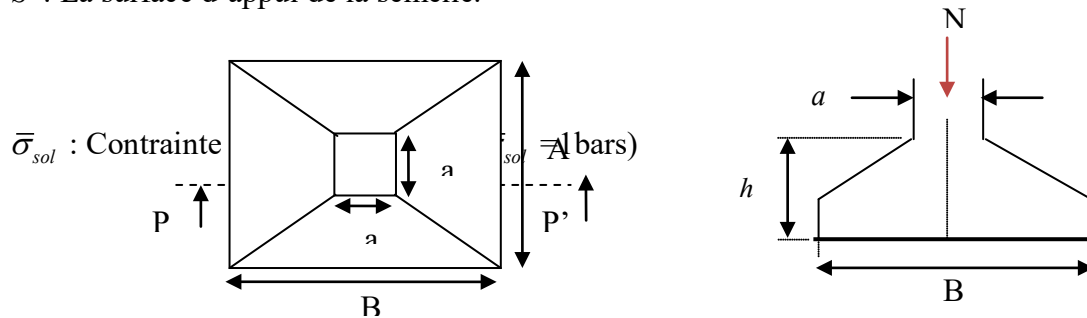
V.1.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaire à la base ($a*b$) d'où les semelles sont rectangulaire ($A*B$) . La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle calculée ; obtenu par ETABS, ($N = 1594.1195\text{KN}$)

S : La surface d'appui de la semelle.



FigureV. 1 : Vue en plan de la semelle et vue en plan

Choisissant un poteau de section (60*55) dans la structure où la distance entre eux est de 2.8 m dans le sens (y-y)

$$A \geq \sqrt{\frac{b \cdot N}{a \cdot \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 1 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.55 \cdot 1594.1195}{0.6 \cdot 100}} = 4.17 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entraxe minimal des poteaux est 2.8m, donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

V.1.2. Vérification des semelles filantes :

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons, en utilisant le logiciel ETABS V16, pour tirer les efforts normaux situés sous les fils des portiques.

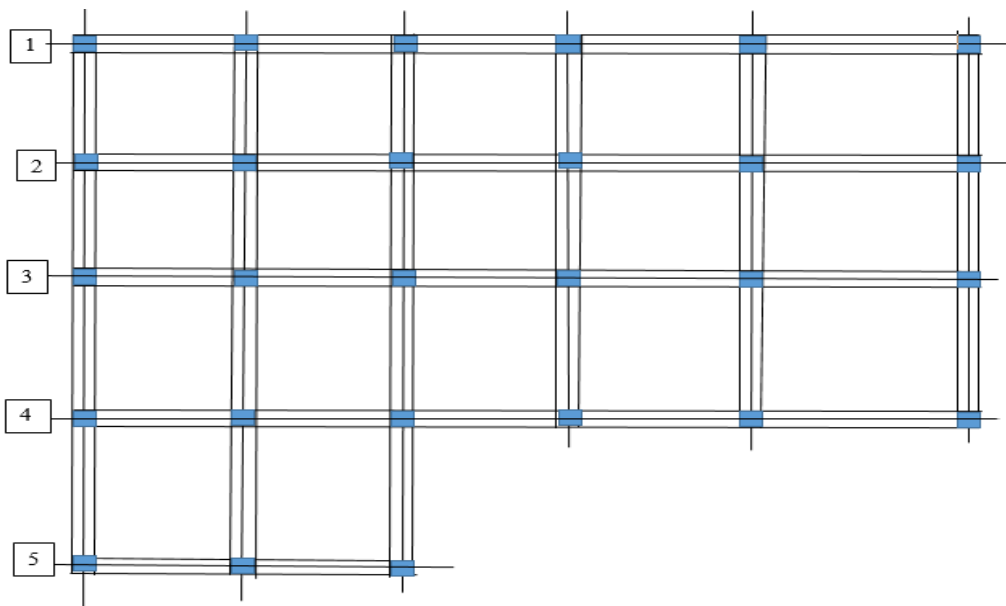


Figure V. 2 : Les différentes files des semelles filantes

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes

Les files	1	2	3	4	5
La somme (KN)	6414.352	7396.96	6848.095	7404.3678	3886.940

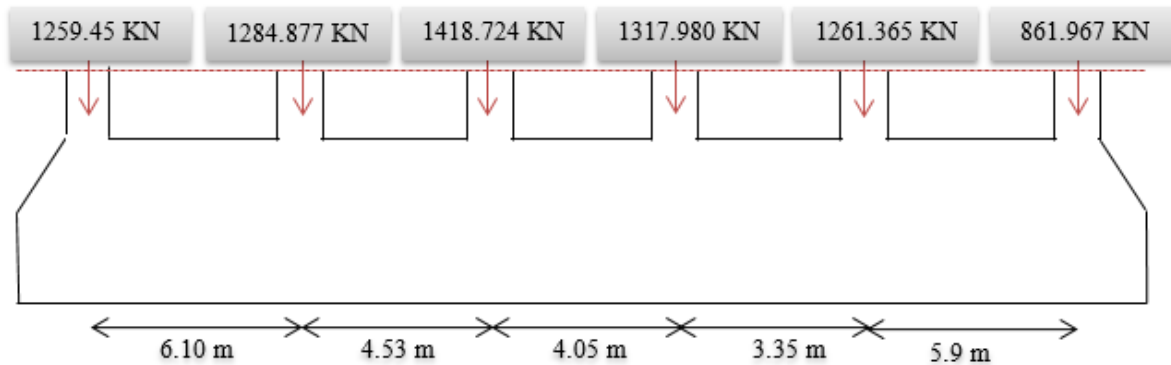


Figure V.3 : Semelle filante

D'après les résultats de tableau précédent, on constate que la file numéro 4 est la plus sollicitée.

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données : $L=23.93$ m, $N=7404.3678$ KN, $\bar{\sigma}_{sol} = 100$ KPa

Calcul de la largeur B :

On a :

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{7404.3678}{100 * 23.93} = 3.09 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre

les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Donc on doit passer à un radier général.

V.2. ETUDE de radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide)

V.2.1. Pré dimensionnement :

Condition de coffrage

✓ **Nervure:** $h_t \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{610}{10} = 61\text{cm} \Rightarrow h_t = 65\text{cm} \dots\dots(a)$

✓ **Dalle:** $h_r \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{610}{20} = 30.5\text{cm} \Rightarrow h_r = 35\text{cm}.$

✓ $L_{max} = 6.10$ m: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

✓ h_t : hauteur de la nervure.

✓ h_r : hauteur du radier.

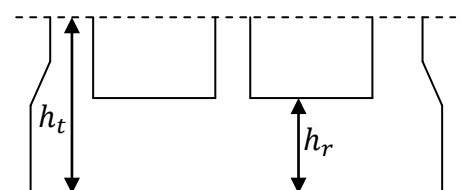


Figure V.4 : Dimension du radier

A. La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

- L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.
- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a : $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.9467 \text{ m} \dots\dots\dots(b)$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure $h_t = 95 \text{ cm}$.
- ✓ La hauteur du radier $h_r = 35 \text{ cm}$.

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times 0.95^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.89$$

$$L_{\max} = 6.10 \leq \frac{\pi}{2} \times 3.89 = 6.12 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

B. Calcul de la surface du radier :

- N_{ser} : l'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 40080.1802 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 400.8018 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment $S_{bat} = 286 \text{ m}^2$

$S_{radier} > S_{bat}$ d'où la nécessité d'utilisation d'un radier général avec débord.

P : le poids propre du radier

$$P = 25 \times 0.35 \times 400.8018 \Rightarrow P = 3507.015 \text{ KN}$$

$$S_{radier} = S_{bat} + D \times P$$

P : le périmètre de la structure, On prend $P = 91.154 \text{ m}$

$$D : \text{débord} \Rightarrow D = \frac{S_{debord}}{P} = \frac{S_{rad} - S_{bat}}{P} \Rightarrow D = 1,1 \text{ m}$$

V.2.2. Les Vérifications nécessaires :

✚ Vérification au poinçonnement :

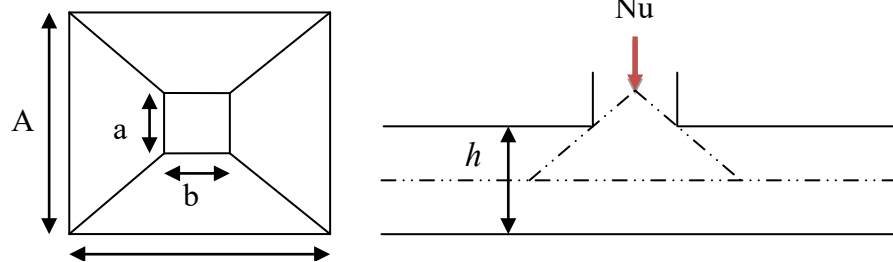


Figure V.5 : Présentation de la zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

BAEL91 (Art A.5.2 ,42)

- N_U : L'effort normal sur le poteau.

- U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = (a+b+2h_t) \cdot 2 \Rightarrow U_c = 6.1 \text{ m}$$

$$N_u = 2197.437 < 0.045 \times 6.1 \times 0.95 \times \frac{25}{1.5} = 4346.25 \text{ KN} \quad (\text{La condition est vérifiée}).$$

⇒ Pas risque au poinçonnement.

✚ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1)}.$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 \cdot h_t = 0.85 \text{ m}$.

$$V_U = \frac{N_U \cdot L_{\max}}{2 \cdot S} = \frac{2197.437 \cdot 6.1}{2 \cdot 286} = 23.43 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{23.43 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.85} = 0.027 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque de rupture par cisaillement.

✚ Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$ Avec $\sigma_{(\max,\min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tiré du logiciel ETABS, avec la combinaison G+Q+E.

A partir du programme SOCOTEC (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 11.06 \text{ m} ; I_{xx} = 3879.8 \text{ m}^4 \\ Y_G = 7.87 \text{ m} ; I_{yy} = 13644.7 \text{ m}^4 \\ S = 400.8018 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$N = 40080.1802 + 25 \cdot 0.35 \cdot 400.8018 = 43587.195 \text{ KN}$$

√ **Dans le sens x-x :** $N = 43587.195 \text{ KN} ; M_Y = 36631.326 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_Y} \cdot X_G = 0.111 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_Y} \cdot X_G = 0.045 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.1 \text{ MPa}$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

√ **Dans le sens y-y :** $N = 43587.195 \text{ KN} ; M_X = 40628.676 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} * X_G = 0.120MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} * X_G = 0.009MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \langle \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.092MPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 0.1MPa$$

⇒ la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

✚ Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ Dans le sens x-x :

$$e = \frac{40628.676}{43587.195} = 0.932m \langle \frac{23.93}{4} = 5.982m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Dans le sens y-y :

$$e = \frac{36631.3263}{43587.195} = 0.84m \langle \frac{13.98}{4} = 3.495m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

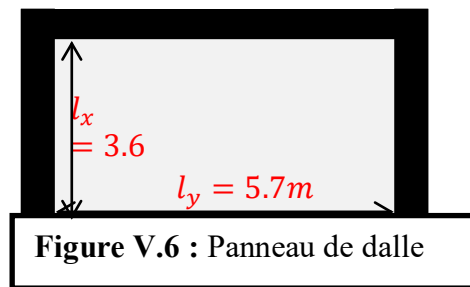
⇒ Pas risque au renversement dans les deux sens.

V.2.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75KN / m^2.$$



V.2.4. Calcul des sollicitations :

- $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \cdot 0 \Rightarrow q_u = \frac{55193.3882}{400.8018} + 1.35 * 8.75 = 149.52 KN/m^2$

- $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + 0 \Rightarrow q_s = \frac{40080.18}{400.8018} + 8.75 = 111.81 KN/m^2$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,63 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$

✚ L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y ? \quad \begin{cases} \rho = 0.63 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0779. \\ \mu_y = 0.3338 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0779 * 149.52 * 3.6^2 = 150.95 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 50.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 128.30 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 42.82 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -75.47 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 2 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.

		M (KN.m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	S _t (cm)
En travée	Sens x-x	128.307	11.67	8HA14=12.32	12
	Sens y-y	42.82	3.78	5HA10=3.93	20
En appuis		-75.47	6.74	4HA16=8.04	25

Remarque : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

✚ Vérification de condition de non fragilité

✓ En travée : $\begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 0.63 \end{cases} ; \begin{cases} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{cases}$

▪ Sens xx: $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * h_r = 3.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_t^x = 11.67 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Vérifiée

▪ Sens yy: $A_{min} = \rho_0 * b * h_r = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_t^y = 3.78 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Vérifiée

✓ En appuis :

$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$\Rightarrow A_a = 6.74 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Vérifiée

✚ Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 232.19 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 58.496 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 232.19 \text{ KN}$$

$\tau_u = \frac{232.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.33} \Rightarrow \tau_u = 0.703 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ c'est vérifiée}$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ **L'ELS :**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$\mu_x, \mu_y ? \quad \begin{cases} \rho = 0.63 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0831. \\ \mu_y = 0.5004 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0831 * 111.81 * 3.6^2 = 120.416 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 60.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 102.353 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 51.21 \text{ KN.m} \end{cases}$
- En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -60.208 \text{ KN.m}$

🔧 **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

- ✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).
- ✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)
- ✓ $F.N: \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} fe, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA
- ✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.
- ✓ y : position de l'axe neutre.
- ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Tableau V.3 : Vérification des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation _N
x-x	$M_t^x = 102.353$	12.32	9.34	130609.5	7.31	Vérifié	278.119	on vérifié
y-y	$M_t^y = 51.21$	3.93	5.67	50107.57	5.799		418.89	
Appuis	$M_a = -60.208$	8.04	7.79	92404.25	5.075		246.391	

👉 **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

Tableau V. 4 : Recalcule des sections d'armatures à l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	β	α	A_{calc} (cm ² /ml)	$A_{choisie}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
x-x	$M_t^x = 102.353$	$4.661 * 10^{-3}$	0.311	17.16	9HA16=18.10	15
y-y	$M_t^y = 51.21$	$2.332 * 10^{-3}$	0.220	8.305	9HA12=10.18	10
Appui	$M_a = -60.208$	$2.742 * 10^{-3}$	0.238	9.828	7HA14=10.78	14

Tableau V.5 : Vérifications des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /m l)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 102.35$	18.10	10.94	175768.35	6.37	Vérifié	192.68	Vérifié
y-y	$M_t^y = 51.21$	10.18	8.62	112112.62	3.93		167.041	
Appuis	$M_a = -60.208$	10.78	8.84	427718.52	1.244		51.0134	

👉 Toutes les contraintes sont vérifiées.

Espacement des armatures :

- ✓ Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$
- ✓ Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

V.2.5. Schéma de ferrailage de radier :

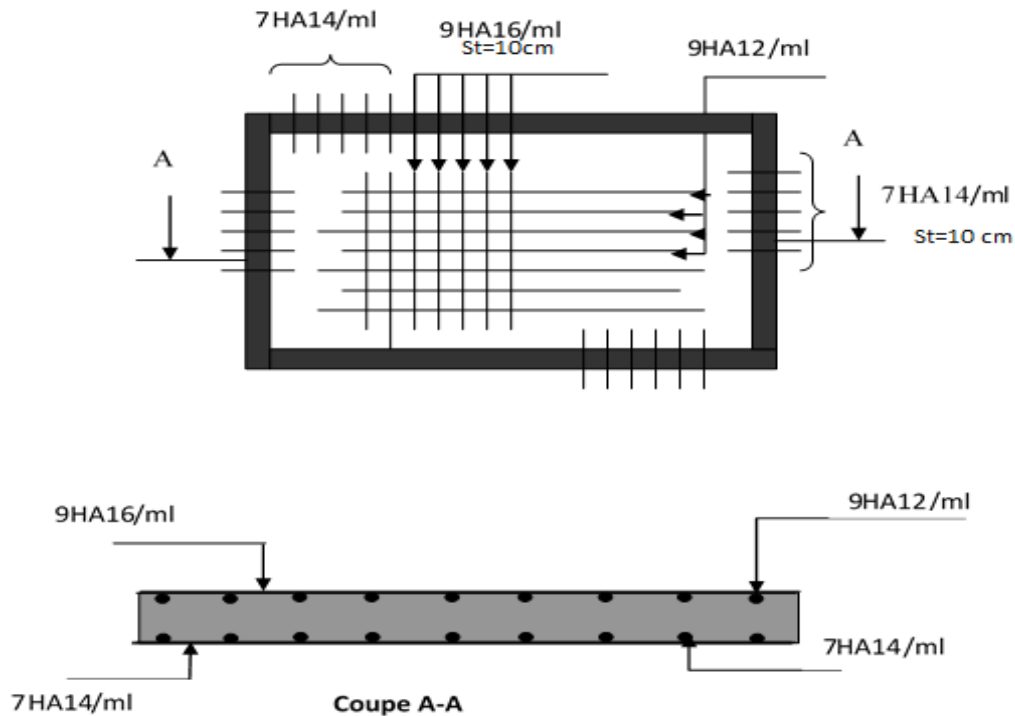


Figure V. 7 : schéma de ferrailage du radier

V.2.6 : Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console de 1m de largeur soumise à la flexion simple.

1) Calcul des sollicitations :

$q_u=149.52\text{KN}, q_s=111.81\text{KN}, D=L=1.1\text{m}$

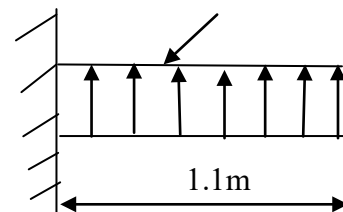
$M_u = q_u * \frac{l^2}{2} = 90.45\text{KN.m}$

$q_u=149.52\text{KN/m}^2$

2) Calcul du ferrailage :

➤ **Armatures principales :**

$A_t = \frac{M_x}{Z * \sigma_{st}}$



En tenant compte la continuité des panneaux, les moments seront réduits, ainsi :

↳ En travée : $M_t = 0.85M_u = 76.88\text{KN.m}$

➤ **Armatures de répartition :**

$A_{sec} = \frac{A}{4} = \frac{14.07}{4} = 3.517\text{cm}^2$ on prend 5HA10=3.93cm²

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{min} = 0.23 * 1.1 * 0.33 * \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 5.21\text{cm}^2$

➤ **Espacements(S_t) :**

$S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 15\text{cm}$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{MPa})$$

Sachant que : $V_u = q_u \cdot l = 149.52 \cdot 1.1 \Rightarrow V_u = 146.47 \text{KN}$

$\tau_u = 0.453 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \Rightarrow$ Pas d'armatures transversales.

Le calcul de ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Tableau de ferrailage du Radier

	M_u (KN.m)	$A_{\text{calculé}}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	76.88	6.85	5.21	5HA14=7.70	4.65	243.312	15	201.63

On remarque que $\sigma_s > \bar{\sigma}_s$, on doit recalculer à l'ELS :

Tableau V. 7 : Calcul des Armatures a L'ELS

Localisation	M(KN.m)	$\beta \cdot 10^{-3}$	α	$A_{\text{calculé}}$	Nombre de barre	St (cm)
Travée	57.24	2.36	0.221	9.2867	7HA14=10.78	14

Vérification :

Tableau V.8 : Vérification des contraintes a l'ELS

Localisation	M(KN.m)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	57.24	10.78	8.48	119578.2 9	4.059	176.0 5	15	201.63

V.2.7 : Schéma de ferrailage de débord :

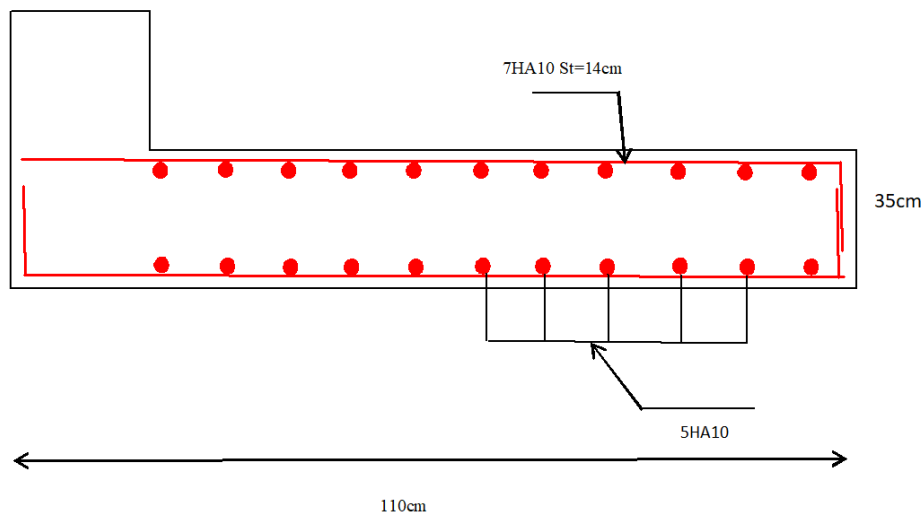


Figure V. 8 : Schéma de ferrailage de débord

V.3. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

V.3.1. Dimensionnement de la nervure :

$h_t = 0.95\text{m}, h_r = 0.35\text{m}, b_0 = 0.55\text{m}, d = 0.53\text{m}$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{4.53}{10}; \frac{4}{2})$

$b_1 \leq \min(45.3; 200)$

Soit : $b_1 = 40\text{cm}$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 175\text{cm}$

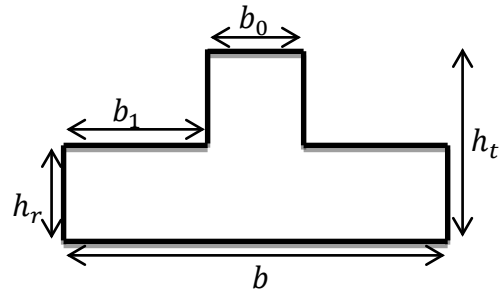


Figure V.9 : Section de la nervure à ferrailer

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- ✓ P_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- ✓ P_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté</p>

Avec :

✓ $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$

V.3.2. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

❖ Moments en travée :

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens X-X :

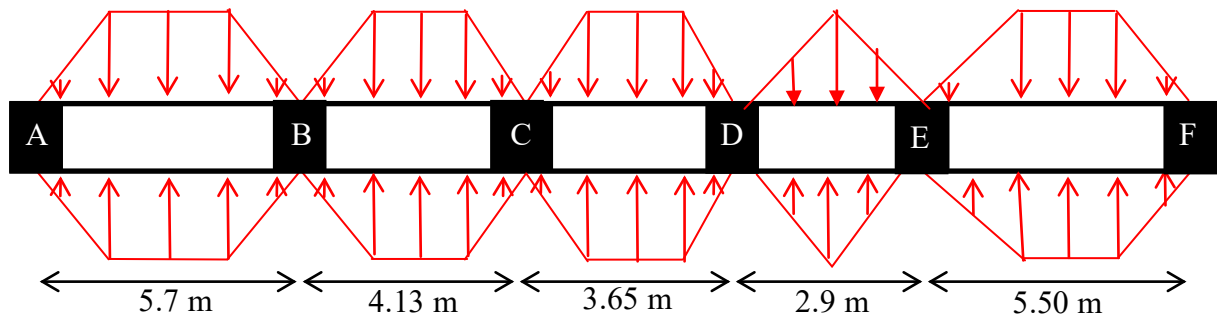


Figure V. 10 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X

On a : $q_u = 149.52 \text{ KN/m}^2$

Calcul des sollicitations :

$$P_{ner}^u = 1.35 * b_{a.pot} * h_t * \gamma_b = 1.35 * 0.55 * 0.95 * 25 = 17.63 \text{ KN/m}$$

$$P_{ner}^s = b_{a.pot} * h_t * \gamma_b = 13.062 \text{ KN/m}$$

Tableau V.9 : Sollicitation de la nervure principale sens X-X

Travée	l (m)	q_m (KN/m)	q_v (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d			
A-B	6.1	443.905	353.98	0	-1443.828	2.517	2201.658	1405.902
B-C	4.53	390.378	297.357	-1443.828	-527.526	2.783	1544.70	68.091
C-D	4.05	358.63	270.182	-527.526	-354.889	2.144	732.764	296.629
D-E	3.35	294.056	220.542	-354.889	-1255.253	0.761	289.678	269.741
E-F	5.9	418.18	345.769	-1255.253	0	3.459	1765.43	1246.1

Tableau V.10 : Sollicitations maximales sens X-X

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1405.902	-1443.828
Effort tranchant (KN)	1590.603	

Sens Y-Y :

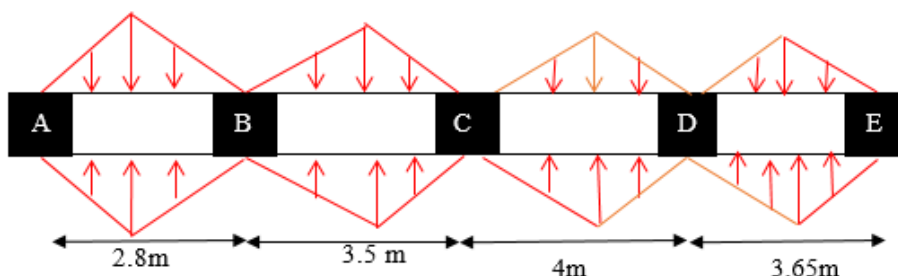


Figure V.11 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y

On a : $q_u = 111.81 \text{ KN/m}^2$

Tableau V.11 : Sollicitations de la nervure principales sens Y-Y

Travée	L (m)	q_m (KN/m)	q_v (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d			
A-B	2.8	239.23	179.424	0	-256.844	1.017	216.899	123.61
B-C	3.53	311.998	233.99	-256.844	-366.867	1.665	484.399	175.673
C-D	4	358.84	268.344	-366.867	-464.18	1.932	716.85	-223.495
D-E	3.65	313.99	234.80	-464.18	0	2.23	497.14	1032.796

Tableau V 12 : Sollicitations maximales sens Y-Y

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1032.796	-464.18
Effort tranchant (KN)	742.008	

VI.3.3. Ferrailage des nervures :

$h = 0.95\text{m} ; h_0 = 0.35 ; b_0 = 0.35 ; d = 0.9\text{m}$

✓ sens X-X :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10} \right) \dots\dots\dots \text{(CBA ART4.1.3)}$$

$$\frac{b-0.6}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{5.5}{2} ; \frac{2.75}{10} \right) \Rightarrow \frac{b-0.6}{2} \leq \text{Min} (2.75 ; 0.275) = 0.275\text{m} \Rightarrow b = 1.15\text{m}$$

✓ sens Y-Y :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10} \right) \dots\dots\dots \text{(CBA ART4.1.3)}$$

$$\frac{b-0.55}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{3.65}{2} ; \frac{2.35}{10} \right) \Rightarrow \frac{b-0.6}{2} \leq \text{Min} (1.825 ; 0.235) = 0.235\text{m} \Rightarrow b = 1.02\text{m}$$

Tableau V.13 : Ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	1405.92	47.56	12.49	10HA25 =49.09
	Appui	-1443.82	48.93	12.49	10HA25 =49.09
Sens Y-Y	Travée	316.555	29.39	11.08	10HA20 =31.42
	Appui	464.18	15.12	11.08	8HA14 =15.39

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \text{min}[0.1f_{c28}, 4\text{MPa}]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sensX - X: } \frac{1590.603 * 10^{-3}}{1.15 * 0.95} = 1.45\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \\ \text{sensY - Y: } \frac{742.008 * 10^{-3}}{1.02 * 0.95} = 0.76\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \end{array} \right.$$

❖ Vérification de la Jonction table - nervure :

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Sens X-X $\Rightarrow \tau_u = \frac{1590.603 \left(\frac{1.15-0.6}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 1.15 \times 0.35 \times 0.9} = 1.34 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots \dots \dots$ vérifiée

Sens Y-Y $\Rightarrow \tau_u = \frac{742.008 \left(\frac{1.02-0.55}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 1.02 \times 0.35 \times 0.9} = 0.603 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots \dots \dots$ vérifiée

❖ Vérification des contraintes :

On a : $q_s = 111.81 \text{ KN/m}^2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa, FN} \end{array} \right.$$

Tableau V.14 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (Mpa)	N
x-x	M _t ^x = 1124.411	49.09	28.14	3671939.74	8.61	Vérifié	284.138	Non vérifié
	M _a ^x = -1143.315	49.09	28.14	3671939.74	8.76		288.91	
y-y	M _a ^y = -347.115	15.93	18.04	1395009.93	4.48		268.58	
	M _t ^x = 236.717	31.42	24.58	2521980.79	2.30	92.09	Vérifiée	

La contrainte n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS :

Tableau V. 15 : Calcul des armatures a l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	β * 10 ⁻³	α	A _{calc} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)
x-x	M _t ^x = 1124.411	5.98	0.352	70.19	15HA25=73.63
	M _a ^x = 1143.315	6.087	0.355	71.46	15HA25=73.63
y-y	M _a ^y = 51.21	2.083	0.657	24.49	5HA25=24.54

Tableau V.16 : Vérification des contrainte a l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (Mpa)	Observation
x-x	M _t ^x = 1124.411	73,63	34.17	5616956.07	6.84	Vérifié	182.65	Vérifié
	M _a ^x = -1143.315	73.63	34.17	5616956.07	6.95		185.73	

y-y	$M_a^y = -347.115$	24.54	22.8 2	2321824.8 5	3.40		161.81	
-----	--------------------	-------	-----------	----------------	------	--	--------	--

❖ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t^{max} \right] = 28.5 \text{ mm}, \text{ Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm}.$$

❖ **Espacements des aciers transversaux :**

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 3 \text{ Cadres } \phi_{10} = 6 \phi_{10} = 4.71 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$S_{t3} \leq 36.07 \text{ cm}$$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 81.81 \text{ cm}$$

$$S_{t1} = 15 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 60.3 \text{ cm}$$

❖ **Armatures de peau**

$$A_p = 0.2\% (b_0 \times h) = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

CBA93 (Art A.7.3)

❖ **Schémas de ferrillages : VOIR ANNEXE 6**

Conclusion:

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrillage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion

Conclusion générale

L'étude de cette structure nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. D'une autre part, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ❖ Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et ou de qualité d'exécution dérisoire.
- ❖ Avant de commencer les calculs il faudra d'abord pré-dimensionner toutes les sections de la structure, à noter que ces dernières ne sont pas définitives.
- ❖ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure (éléments secondaires ou structuraux), ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ❖ La forme irrégulière et l'aspect architectural du bâtiment sont des facteurs négatifs qui ont augmenté la complexité du comportement de la structure.
- ❖ Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont été testés, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes d'efforts et de déplacements.
- ❖ Le choix de type de fondation dépend essentiellement de la capacité portante du sol et la forme de la structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Nous sommes conscients qu'il nous reste beaucoup à apprendre surtout du côté de la pratique dans nos futures postes de travail, cependant, l'expérience et la recherche de la solution optimale nous fera toujours aboutir.

*Listes
bibliographique*

Bibliographie

- Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, RPA 99 / version 2003.
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Octobre 1988.
- DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».
- Mémoires de fin d'étude.

Annexes

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

		u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.046
1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	0.035
1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	0.032	

Annexe 3

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 4

Tableau : Schémas de ferrailage des poteaux	
RDC	S.PENTE
<p>e=2 cm</p> <p>2HA20+2HA16/face</p> <p>3 Cadre ϕ_8</p> <p>60 cm</p> <p>55</p>	<p>e=2 cm</p> <p>2HA14+2HA16/face</p> <p>3 Cadre ϕ_{10}</p> <p>55 cm</p> <p>50</p>
Etages 1et2	Etages 3 et 4
<p>e=2 cm</p> <p>2HA16+2HA14/face</p> <p>3 Cadre ϕ_{10}</p> <p>50 cm</p> <p>45</p>	<p>e=2 cm</p> <p>2HA14+2HA12/face</p> <p>3 Cadre ϕ_{10}</p> <p>45 cm</p> <p>40</p>
Etages 5et6	Etage7, 8et terrasse
<p>e=2 cm</p> <p>2HA12+2HA12/face</p> <p>3 Cadre ϕ_8</p> <p>40 cm</p> <p>35</p>	<p>e=2 cm</p> <p>3HA14/fa</p> <p>2Cadre ϕ_8</p> <p>35 cm</p> <p>30</p>

Annexe 5

Schéma de ferrailage du voile V_{x1} :

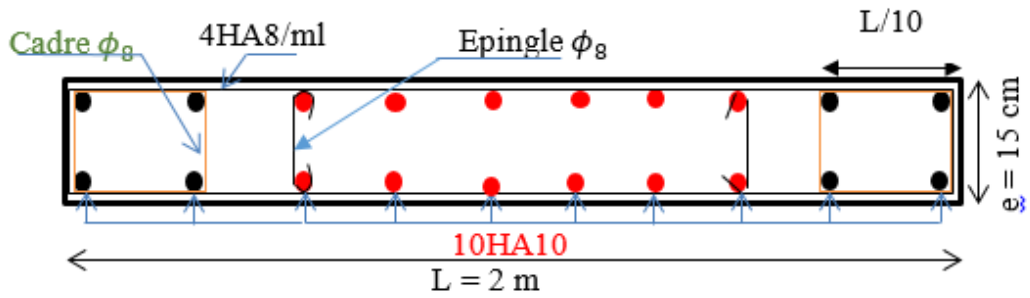
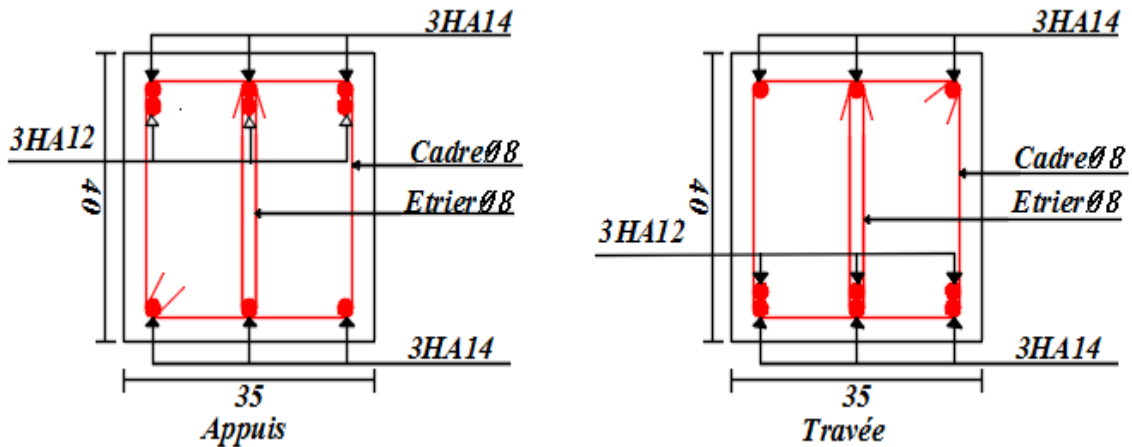
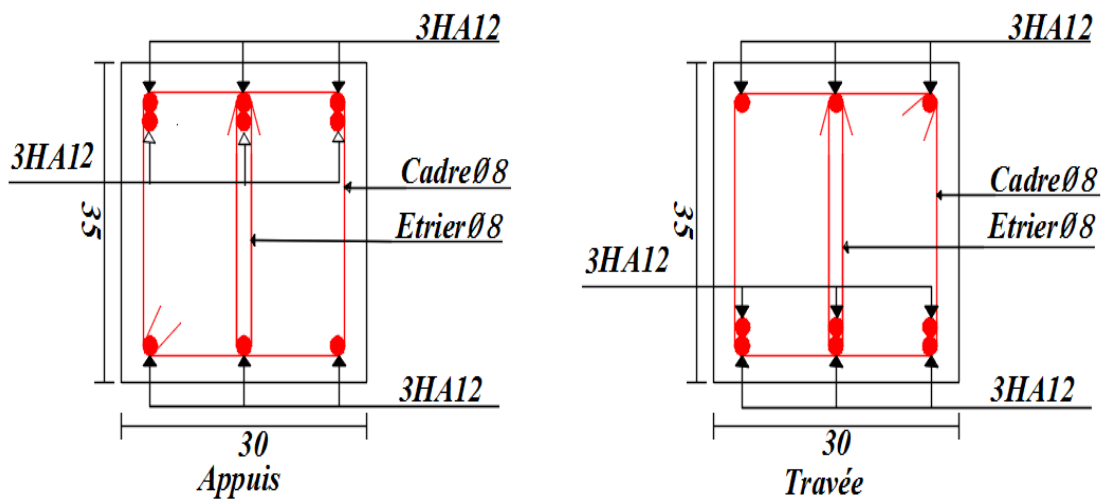


Schéma de ferrailage des poutres :

❖ Poutres principales :

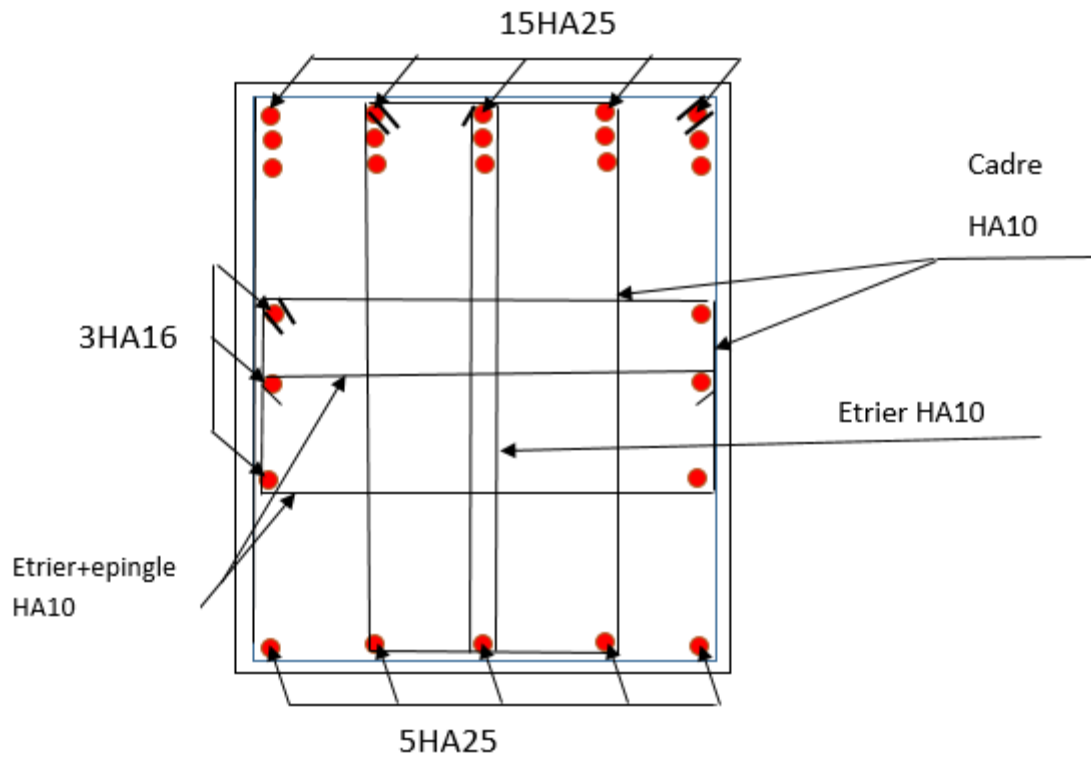


❖ Poutres Secondaires :

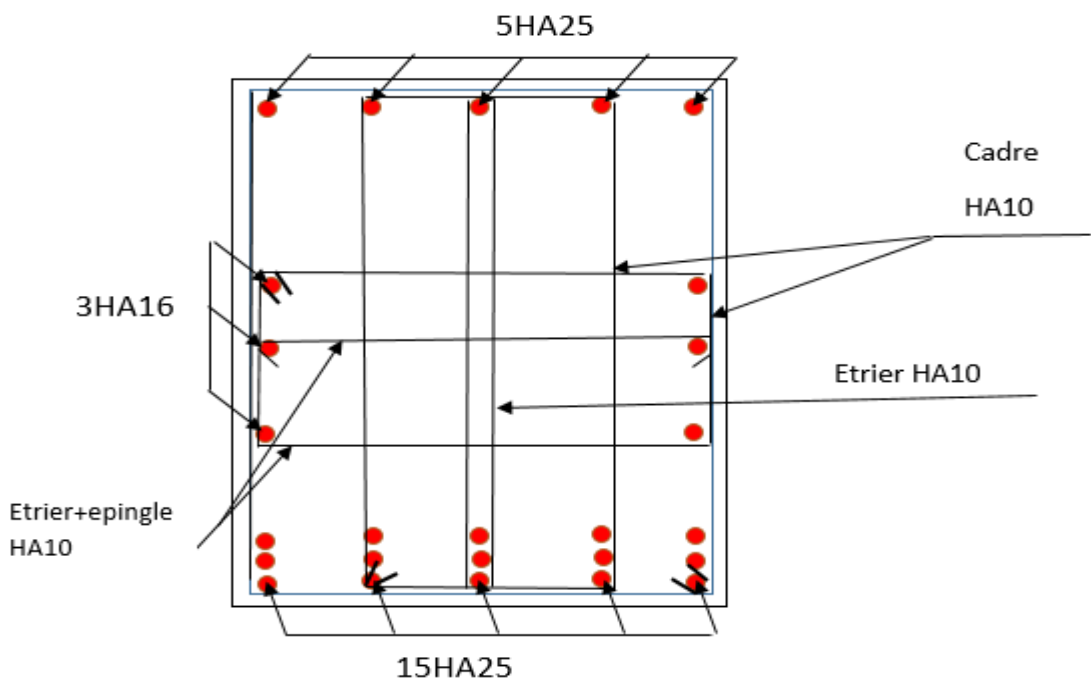


Annexe 6

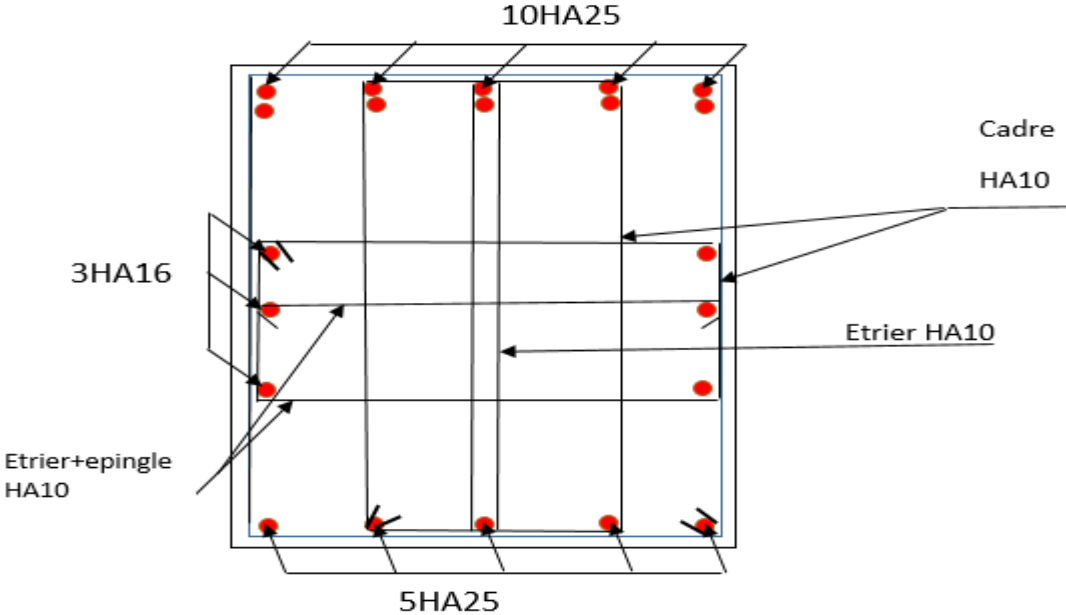
❖ Schéma de ferrailage des nervures : Ferrailage en travée sens X-X



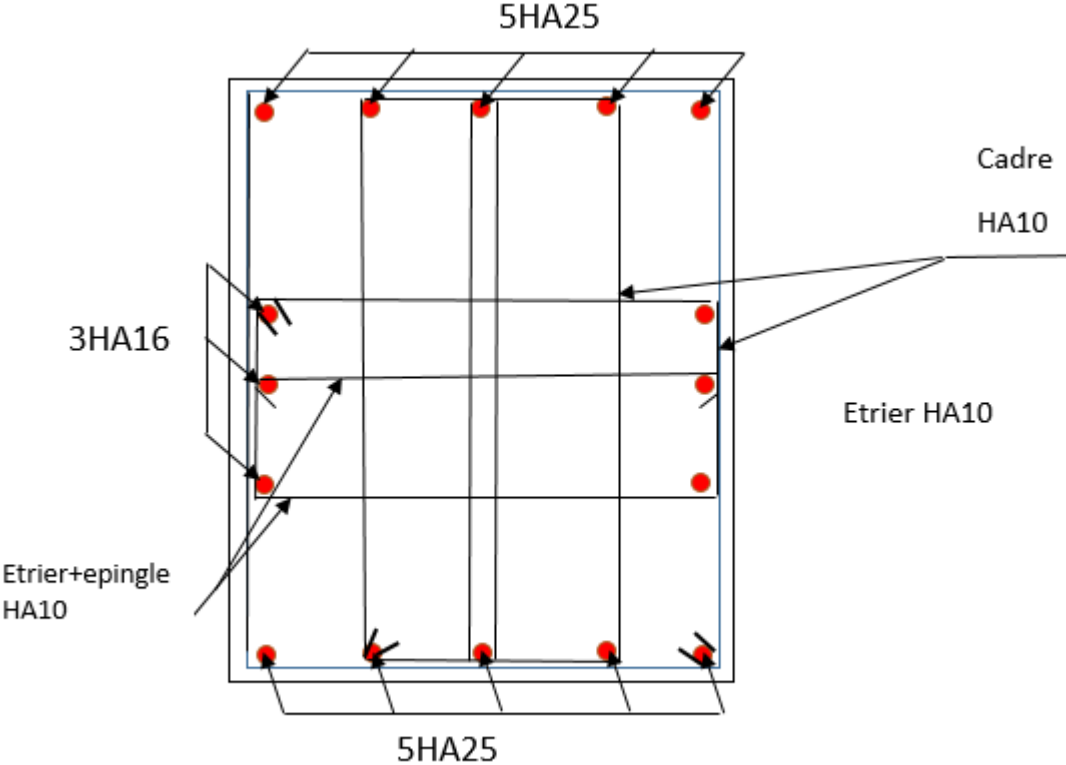
Ferrailage en appui sens X-X



Ferraillage en travée sens Y-Y



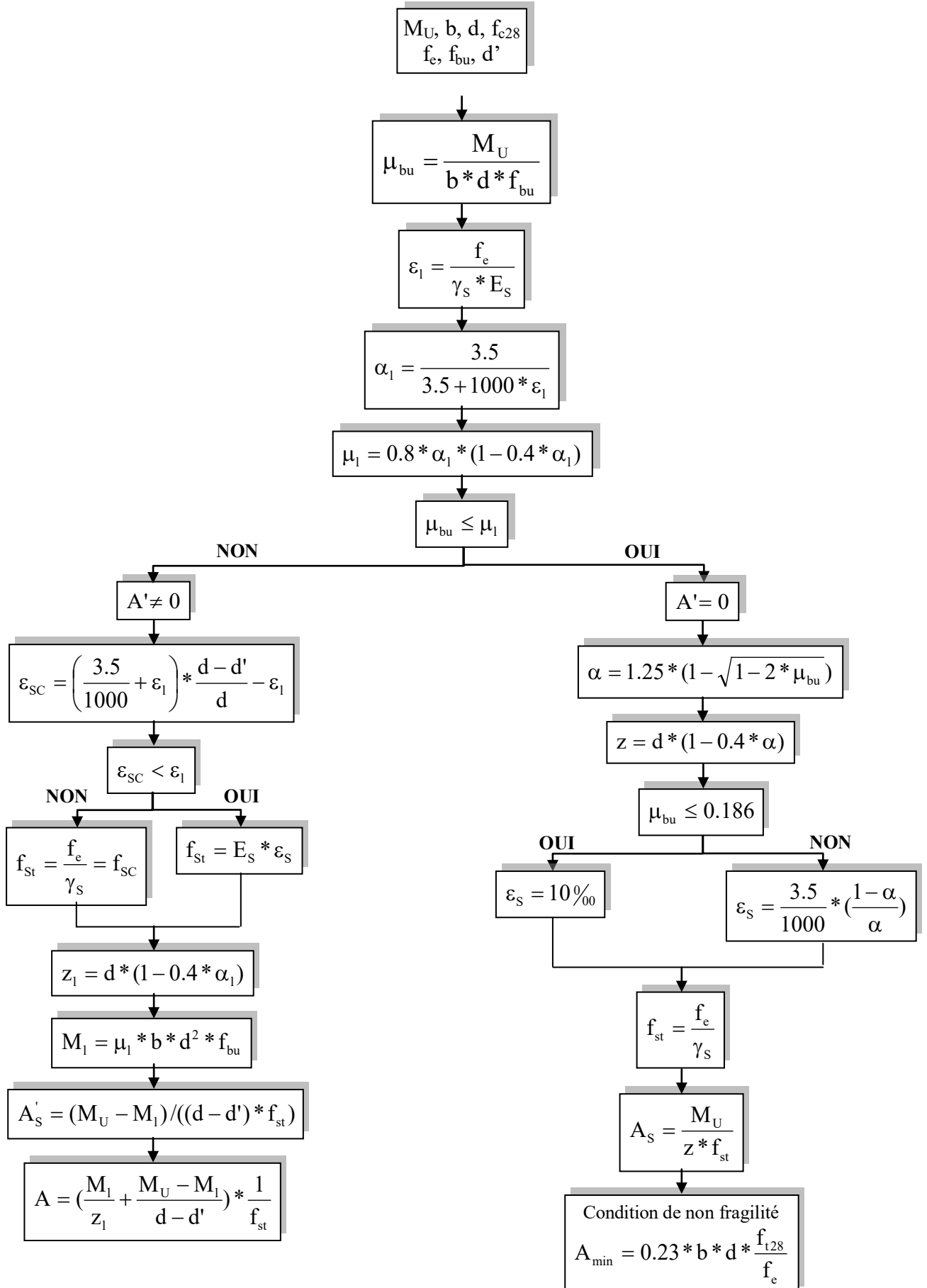
Ferraillage en appui sens Y-Y



Annexe 7

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



Annexe 8

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux max	Course max en m	Dimensions de cabine	Passeage libre de portq	Dimensions de gare	Profondeur de cuvette (2) HSG	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS		
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
	1,60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220	
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220	
	4,00	Dy S	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320	
1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160	
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160	
	1,60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320	
1600 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160	
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160	
	1,60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	
5,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Les profondeurs de cuvette et hauteurs de gare sont données suivant le norme EN 81-1/2. (2) Les hauteurs de cuvette et hauteurs de gare sont données suivant le norme EN 81-1/2. (3) La puissance est calculée suivant la norme C15-100 et C15-105.

(1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dérivation à traction continue de vitesse, ACVF = dérivation continue de fréquence, TD 2 = traction à deux vitesses.

Dy S = Dérivation à traction continue de vitesse, ACVF = dérivation continue de fréquence, TD 2 = traction à deux vitesses.

TD 2 = Traction à deux vitesses de traction sans gear.

Caractéristiques générales

Installation

en simplex
pour les dispositions
en batterie.

Alimentation

collective (absence
sélective, à analyse
permanente de trafic
à ouverture centrale
trafic intense)

Nombre de faces de service

simple accès

Portes automatiques

Distance min entre niveaux

255 cm

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée Cl en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	360	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	360	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	390	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
520	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	12500	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100	59	148	34	85	41	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	440	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	440	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	440	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590	440	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000



Symbolisé autorisé par le Comité National de Label pour la Réhabilitation des Handicapés
Autorisation d'emploi n° 0011. Les appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et
sont destinés aux handicapés directs en hauteur (voir NF P 81-201 et NF P 81-202).

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général.
S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre
contact avec votre correspondant Schneider submergé.

Annexe 9
Rapport de sol

2. GEOLOGIE DE LA ZONE D'ETUDE

Le site se trouve dans le tell septentrional Kabyle (zone interne). La géologie régionale matérialise cette plaine dans les bassins synclinaux post nappe du tell. La dépression située entre les djebels Gouraya au nord et Sidi Boudraham au sud-ouest a été comblée par les alluvions fines des oueds Seghir et Soummam interpénétrées dans les dépôts marins transgressifs. Du point de vue stratigraphique, l'ensemble des dépôts est d'âges quaternaire, on trouve par conséquent les formations suivantes :

-Alluvions anciennes : Elles sont représentées par des marnes graveleuses, de galets et de niveaux de sable de plage emballés dans une matrice limoneuse de teinte grise. Ces alluvions provenant du démantèlement de formations anciennes qui s'observent à l'embouchure de l'oued Soummam sur la rive droite. Ces terrasses s'étendent sur plusieurs centaines de mètres.

-Alluvions marécageuses : Elles sont constituées par des éléments fins limoneux et vaseux avec intercalation de sables fins. A cet effet, on retrouve à tous les niveaux des traînées, des filets finement sableux et des petits coquillages blancs. Il s'agit toujours de sols plus ou moins organiques brun- noirs d'aspect vasard.

-Alluvions récentes : Ce sont des dépôts légèrement limoneux et caillouteux provenant des oueds Soummam et Seghir et qui couvrent la majeure partie de la plaine de Bejaia.

-Remblais : Ces remblais sont peu compacts, sauf dans le premier mètre, ils sont constitués de sols hétérogènes du type argilo caillouteux avec mélange de quelques blocs.

3. RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE

Le programme de reconnaissance géologique et géotechnique établi par le bureau d'étude Meridja, dans le cadre de l'étude de la promotion immobilière comporte:

- Un (01) sondage carotté de 10m de profondeur.
- Deux (02) essais aux pénétromètres dynamiques lourds du type Borro.

A. Sondages carottés :

Le sondage carotté a été implanté au niveau de l'assise de la construction.

Ces sondages montre que le sous-sol du site est constitué de :

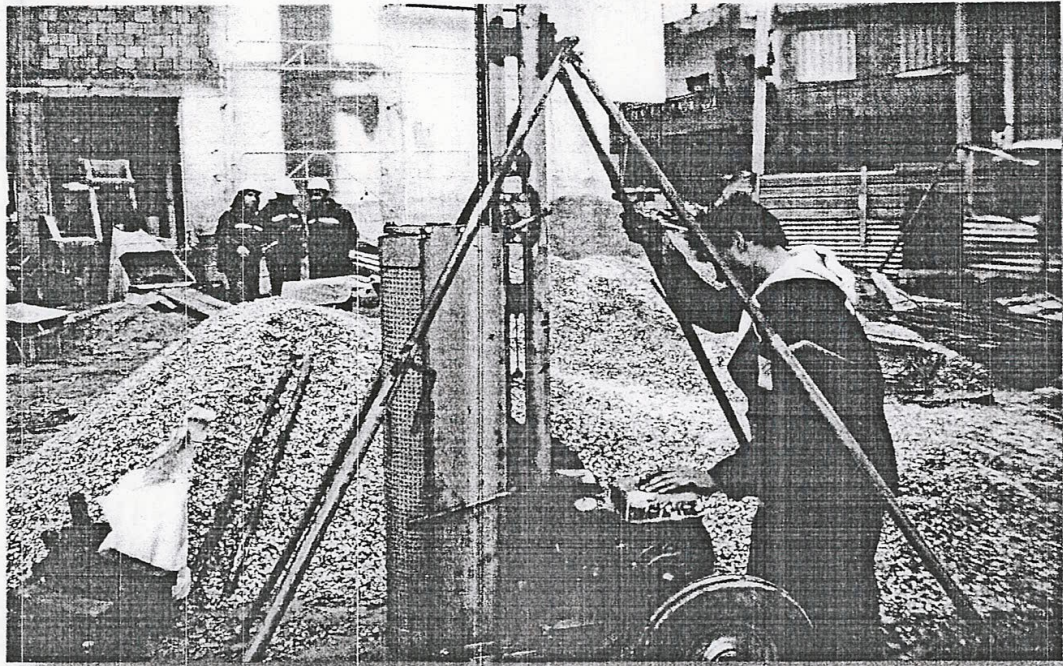
Sondage N°01 :

- 0.00 – 0.90 m : Remblais hétérogènes.
- 0.90 – 1.50 m : Sables limoneux à caillouteux.
- 1.50 – 2.10 m : Argiles limoneuses légèrement vaseuses de couleur marron.
- 2.10 – 3.50 m : Sables limoneux argileux.
- 3.50 – 4.00 m : Argiles limoneuses légèrement vaseuses.
- 4.00 – 6.00 m : Sables limoneux argileux.
- 6.00 – 10.00m : Argiles marneuses moyennement compactes.

C- Sondages pénétrométriques

L'essai pénétromètre dynamique consiste à enfoncer par battage un train de tiges dans le sol à chaque 20 cm à l'aide d'un marteau normalisé.

Ces essais pénétrométriques ont été implantés sur la surface du site d'étude.



Implantation d'un point de sondage pénétrométrique.

Interprétation

Les essais pénétrométriques P1 et P2 ont été poussés jusqu'à 7.80 et 8.80m sans obtenir les refus.

- L'analyse des pénétrographes P1 et P2 a donné des résistances de pointe faibles sur les quatre premiers mètres, qui correspondent à la couche d'argiles limono-sableuse (couche de faible résistance mécanique), puis elles augmentent progressivement jusqu'à atteindre des résistances moyennement importantes ($R_{p_{moy}} > 40$ bars).

Les résultats des essais pénétrométriques sont insérés dans le tableau suivant :

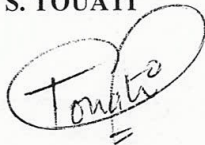
Essai	Profondeurs	Résistance à la pointe moyenne (Rp) en bars.	Refus (m)
P1	0 – 1,00m	30 à 180	Sans refus
	1,00 – 4,00m	00 à 30	
	>4.00m	$R_{p_{moy}} > 30$	
P2	0-1.00m	20 à 50	Sans refus
	1- 4.00m	25 à 35	
	>4.00m	$R_{p_{moy}} > 40$	

Compte-tenu de la nature des formations rencontrées, ainsi que les résultats des essais pénétrométriques, nous vous recommandons des **fondations superficielles** de type radier, qu'il y a lieu d'ancrer à 3.5 m de profondeur, et de prendre une contrainte admissible $Q_{adm} = 1$ bars.

Le rapport détaillé vous sera transmis ultérieurement.

L'ingénieur Chargé d'étude

S. TOUATI



Le Directeur



Annexe 10
Plans