

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministre de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA – Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

Mémoire de fin d'étude

En Vue De L'obtention Du Diplôme Master en Génie Civil

Option : Structure

Thème :

**Etude D'un Bâtiment (R+8) En Béton Armé a Usage Habitation
Contreventé Par Un Système Mixte
(voile-portique)**

Réaliser par :
AROUR HOUSSAM

TAHIR DJAHID

Members de jury:

M^{me} MEZIANI. M

M^{me} BOUNOUNI

Encadré par :
Mr N.CHELOUAH

Promotion 2020/2021

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force, le courage, la volonté, la patience et la santé pour terminer ce travail.

En second, Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nos vifs remerciements et reconnaissances s'adressent à notre promoteur Mr : Chelouah.N pour nous avoir orientés, conseillés et dirigés durant cette période sensible.

Nous tenons à remercier aussi tous nos enseignants, qui au long de ces années ont tant donné de leur savoir pour nous transmettre le meilleur et qui avant tout nous ont appris à aimer ce que l'on fait, à y être dévoués, nous espérons un jour leur en faire honneur.

Nos remerciements vont également aux membres du jury, qui nous font l'honneur d'examiner notre travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ce qui a participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicace

*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

A ceux que j'aime infiniment

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

Mes chers frères

Me chère sœur

Toute la famille TAHIR

A mon binôme Houssam

Tous mes amis sans exception

A toute la promotion 2020-2021

TAHIR DJAHID

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Mes très chers parents qui étaient toujours à mes côtés pour

Me soutenir durant tout mon parcours d'études

Mon cher frère : Imad

Me chère sœur

Toute la famille AROUR

A mon binôme Djahid

Tous mes amis sans exception

AROUR HOUSSAM

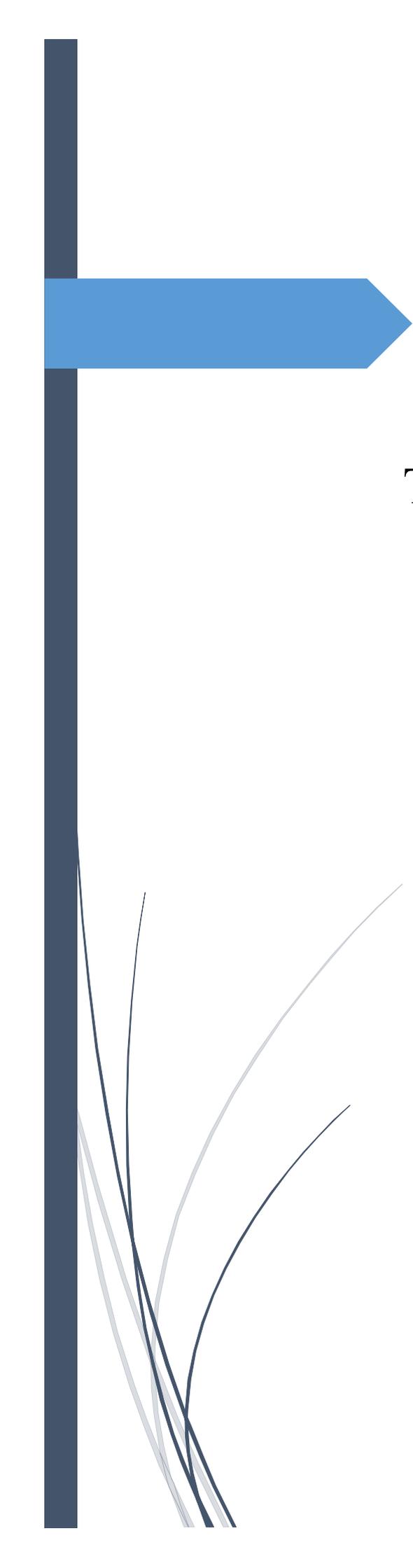


TABLE DES MATIERES

Liste des figures

Chapitre I Généralités

	Page
Figure I.1 Evolution de la résistance en compression du béton en fonction de son âge.....	3
Figure I.2 diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.....	4
Figure I.3 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.	5
Figure I.4 Diagramme contrainte déformation de l'acier	6

Chapitre II Pré dimensionnement et étude des éléments secondaires

Figure II.1 disposition des poutrelles planchées 1 ^{er} à 5 ^{ème} étage	8
Figure II.2 coupe transversale d'un plancher corps creux	9
Figure II.3 section d'une poutrelle	10
Figure II.4 schéma de dalles pleines.	12
Figure II.5 Schéma escalier principale.....	13
Figure II.6 Section d'une poutre.	14
Figure II.7 schéma représentatif de l'acrotère	16
Figure II.8 Coupe transversale d'un voile de contreventement	18
Figure II.9 coupe transversale d'un poteau à 8 étages	21
Figure II.10 surface afférente de poteau C2.....	22
Figure II.11 surface afférente du RDC- 7 ^{ème} étage de poteau C2 à 8 étages.....	23

Chapitre III étude des éléments secondaires

Figure III.1 schéma statique de la potrellel	31
Figure III.2 schéma ferrailage dalle de comprission.....	42
Figure III.3 détaille schéma de ferrailage des poutrelles terrasse	43
Figure III.4 détaille schéma de ferrailage des poutrelles étage courant	43
Figure III.5 Schéma de la dalle pleine DP1	44
Figure III.6 schéma du ferrailage du panneau D1	48
Figure III.7 schéma du ferrailage du panneauD2	Annexe6
Figure III.8 schéma du ferrailage du panneau D3	Annexe6
Figure III.9 schéma du ferrailage du panneau D4	Annexe6
Figure III.10 schéma du ferrailage du panneau D5.	Annexe6
Figure III.11 schéma du ferrailage du panneau D6.	Annexe6
Figure III.12 schéma du ferrailage du panneau D7.	Annexe6
Figure III.13 Schéma statique de l'escalier	49

Figure III.14 Schéma statique de la volée 2	52
Figure III.15 Detaille schéma de ferrailage de volée 2 d'escalier	53
Figure III.16 Schéma de ferrailage l'escalier des volée 1 et 3	54
Figure III.17 Schéma statique de la palière	54
Figure III.18 Section creuse équivalente	56
Figure III.19 Schéma de ferrailage de la poutre palière	58
Figure III.20 Schéma de ferrailage de la poutre brise en travée	63
Figure III.21 Schéma de ferrailage de la poutre brise en appuis	63
Figure III.22 schéma statique de poutre chinage type1	63
Figure III.23 schéma de ferrailage des poutres de chaînages type	67
Figure III.24 coupe transversale de l'acrotère	68
Figure III.25 schéma de ferrailage de l'acrotère type1	70
Figure III.26 Coupe transversale de l'acrotère type2	71
Figure III.27 schéma de ferrailage acrotère type 2	73
Figure III.28 ferrailage de la dalle cas charge repartie	78
Figure III.29 ferrailage de la dalle cas charge cocentre	83

Chapitre IV Etude dynamique

Figure IV .1 Réponse spectrale de la structure	86
Figur IV.2 Vue en plan de la disposition des voiles	86
Figure IV.3 Vue en plan de 1 ^{er} mode de translation selon y	87
Figure IV.4 Vue en plan de 2 ^{eme} mode de translation selon x	87
Figure IV.5 Vue en plan de 3 ^{eme} mode de torsion selon z	88
Figure IV.6 figure montrant l'excentricité accidentelle dans le model	91

Chapitre V Etude des éléments structure

FigurV.1 Schéma de ferrailage de poteau	109
FigureV .2 Armature transversale dans la zone nodale	111
Figure V.3 Moments résistants au niveau de la zone nodale	116
Figure V.4 Schéma de ferrailage de poutre principale et secondaire etage courante	119
Figur V.5 Schéma de ferrailage de poutre principale et secondaire terrasse	120
Figure V.6 Schéma de ferrailage voile Vx1 et Vy2	127
Figure V.7 Schéma de ferrailage voile Vx1 et Vy2	127

Chapitre VI : Etude l'infrastructure

Figur VI.1 schem d'une semelle isolie	129
Figure VI. 2 la semelle filante la plus sollicitée.....	130
Figure V I.3 charges agissant sur la poutre de rigidité	134
Figure V I.4 Schéma statique de la poutre de rigidité	135
Figure V I.5 diagramme des moments dans la poutre de rigidité	135
Figure V I.6 diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité	135
Figur VI.7 Schéma de ferrailage de la semelle filante	137
Figure VI.8 Schéma de ferrailage des longrines	139

Liste des tableaux

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 Tableau récapitulatif des dimensions dalles pleines	12
Tableau II.2 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible	18
Tableau II.3 Évaluation des charges revenant au plancher courant.....	19
Tableau II.4 Évaluation des charges revenant à la dalle planché terrasse accessible.....	19
Tableau II.5 Évaluation des charges revenant à la dalle pleine balcon	19
Tableau II.6 Évaluation des charges des murs double cloison	20
Tableau II.7 Évaluation des charges revenant au palier	20
Tableau II.8 Évaluation des charges revenant à la volée.....	20
Tableau II.9 Évaluation des charges revenant à la dalle ascenseur	21
Tableau II.10 dimension des poteaux	22
Tableau II.11 descente de charge du poteau C2	24
Tableau II.12 résumé de la vérification à la résistance des poteaux.....	26
Tableau II.13 résumé de la vérification à la résistance des poteaux circulaire.....	27
Tableau II.14 résumé de la vérification au flambement des poteaux	28
Tableau II.15 résumé de la vérification au flambement des poteaux circulaire	28
Tableau II.16 dimension des poteaux	29

Chapitre III Etude des éléments secondaire

Tableau III.1 Différents types de poutrelles dans les planchers	30
Tableau III.2 Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle	31
Tableau III.3 Sollicitations des différents types de poutrelles	32
Tableau III.4 Sollicitation maximale des poutrelles.....	33
Tableau III.5 ferrailage des poutrelles de plancher	35
Tableau III.6 Vérifications nécessaire à l'ELU	40
Tableau III.7 Vérifications des contraintes dans les différents niveaux.....	41
Tableau III.8 Vérification de la flèche dans les différents niveaux.....	41
Tableau III.9 Formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines.....	43
Tableau III.10 Sollicitations et ferrailage dans les dalles de l'étage courant et terrasse	45
Tableau III.11 Vérifications au cisaillement dans différents types de dalles	46
Tableau III.12 Récapitulatif des vérifications des contraintes	47
Tableau III.13 Récapitulatif des vérifications de la flèche	48

Tableau III.14 Ferrailage longitudinale de l'escalier	50
Tableau III.15 Vérifications des contraintes dans le béton :	51
Tableau III.16 Vérification des contraintes	53
Tableau III.17 Ferrailage longitudinale de la poutre palière	55
Tableau III.18 Ferrailage longitudinale de la poutre palière	56
Tableau III.19 Récapitulatifs de calcul a torsion.....	57
Tableau III.20 Vérification des contraintes dans le béton	58
Tableau III.21 Ferrailage longitudinale de la poutre palière	59
Tableau III.22 Différente calcule à ELS et ELU	61
Tableau III.23 Ferrailage longitudinale de la poutre brisée	61
Tableau III.24 Ferrailage en torsion	61
Tableau III.25 chois Ferrailage en torsion	62
Tableau III.26 Vérification nécessaire a ELS.....	62
Tableau III.27 Ferrailage longitudinale de la poutre de chainage Type 1.....	64
Tableau III.28 Récapitulatifs des vérifications des contraintes.....	65
Tableau III.29 Ferrailage longitudinale de chainage type 2	66
Tableau III.30 verification des contrentes	67
Tableau III.31 Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère 1	69
Tableau III.32 Sollicitations et ferrailage de l'acrotère.....	69
Tableau III.33 Vérification de contrente acrotère	70
Tableau III.34 Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère 2	72
Tableau III.35 Sollicitation et ferrailage de l' acrotare	72
Tableau III.36: ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'assesseur.....	76
Tableau III.37 choix de ferrailage de dalla d'assainisseur	77
Tableau III.38 Vérification des contraintes	78
Tableau III.39 Ferrailage de la dalle cas charge concentrée	80
Tableau III.40 Choix de ferrailage	81
Tableau III.41 Vérification des contraintes	82

Chapitre IV Etude dynamique

Tableau IV.1 péroide et taux de participation de lastructure	88
Tableau IV.2 Valeurs des pénalités	90
Tableau IV.3 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	91
Tableau IV.4 Vérification de l'interaction verticale	91

Tableau IV.5 Vérification de l'interaction horizontale.....	92
Tableau IV.6 Vérification de l'effort normal réduit pour chaque etage	93
Tableau IV.7 Vérification de l'effort normal réduit pour poteau circulaire chaque étage....	93
Tableau IV.8 Vérification des déplacements entres étages sens xx.....	94
Tableau IV.9 Vérification des déplacements entres étages sens yy.....	94
Tableau IV.10 Vérification des effets du second ordre sens xx.....	95
Tableau IV.11 Vérification des effets du second ordre sens yy.....	95

Chapitre V : Etude éléments structure

Tableau V1 Armatures longitudinale minimale dans les poteaux	98
Tableau V.2 Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux	98
Tableau V.3 Sollicitation sous différentes combinaisons dans les poteaux	102
Tableau V.4 Ferrailage transversale des poteaux.....	104
Tableau V.5 Vérification des armatures transversales pour chaque étage.....	104
Tableau V.6 Vérification des poteaux au flambement à chaque étage	105
Tableau V.7 Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux.....	106
Tableau V.8 Vérification au cisaillement des poteaux.....	108
Tableau V.9 Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres principales de chaque étage	112
Tableau V.10: Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres secondaires de chaque étage	113
Tableau V .11 Armatures longitudinale minimale dans les poteaux.....	114
Tableau V.12 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	115
Tableau V.13 Les moments résistants dans les poteaux	116
Tableau V.14 Les moments résistants dans les poutres secondaires	117
Tableau V.15 Les moments résistants dans les poutres principales.....	117
Tableau V.16 Vérification de la zone nodale dans le sens principale.....	117
Tableau V.17 Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire.....	118
Tableau V.18 Schémas de ferrailages de la poutre principale et secondaire.	118
Tableau IV.19 Sollicitations sous différentes combinaisons dans le voile V_{x1} // à y.y.....	123
Tableau IV.20 Sollicitations sous différentes combinaisons dans le voile V_{y1} // à y.y	123
Tableau IV.21 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	125
Tableau IV.22 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	126

Chapitre VI : Etude l'infrastructure

Tableau VI.1	sollicitation agissante sur la poutre de rigidité	135
Tableau VI.2	Ferraillage de poutre de rigidité	136

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I Généralités

	page
I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. Description architecturale	1
I.4. Données de site	1
I.5. Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites	2
I.5.1. Etat limite ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).....	2
I.5.2. Etat limite de service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).....	2
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	2
I.6.1. Le béton.....	2
I.6.1.1 La résistance caractéristique à la compression	3
I.6.1.2 La résistance caractéristique à la traction.....	3
I.6.1.3 Contrainte limite	4
I.6.1.4 Déformation longitudinale du béton	5
I.6.2. L'acier	6
I.6.2.1 Contrainte limite.....	6
I.7. Règlements et normes utilisés	7
I.8. Conclusion	7
Chapitre II Pré dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction	8
II.2. Etude des éléments secondaire	8
II.2.1. Les Planchers	8
II.2.1.1 Planchers à corps creux	9
II.2.1.2 Les des dalles pleines	11
II.2.2 Les escalier.....	12
II.2.3. Etude de la poutre palière.....	14
II.2.4. Etude la poutre brisé	14
II.2.5. Etude la poutre de chainage	15
II.2.6 Pré dimensionnement de l'acrotère	16
II.3. Etude des éléments principaux	17
II.3.1. Les poutres	17
II.3.1.1 Les poutres principales	17

II.3.1.2 Les poutres secondaires.....	17
II.3.2. Les voiles	18
II.4. Evaluation des chargements.....	19
II.4.1. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible.....	19
II.4.2. Evaluation des charges revenant au plancher courant.....	19
II.4.3. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible	19
II.4.4. Evaluation des charges revenant a la dalle plein balcon	19
II.4.5. Evaluation des charges dues au murs double cloison	20
II.4.6. Evaluation des charges revenant au escalier	20
II.4.7. Evaluation des charges revenant a la dalle plein asenceur.....	21
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	21
II.6. Descente de charge.....	21
II.6.1. Descente de charge poteau C-2	22
II.6.2. Vérification nécessaire du poteau C-2	29
III.7. Conclusion	29

Chapitre III Etude des éléments non structuraux

III.1. Introduction	30
III.2. Planchers à corps creux	30
III.3. Planchers à dalles pleines	43
III.4. Étude des escaliers	49
III.5. Etude de la poutre palière	54
III.6. Etude de la poutre brisé	58
III.7. Etude la poutre de chainage	63
III.8. Etude de l'acrotère.....	65
III.9. Etude de l'ascenseur	74
III.10. Conclusion	83

Chapitre IV Etude dynamique

IV .1. Introduction	84
IV .2. choix de conventrement	84
IV 3. Méthodes de calcul	84
IV.3.1. Méthode statique équivalente	84
IV.3.2. Méthodes modale spectrale	85
IV.4. Résultats obtenus après modalisation	86
IV.5. Vérification exigées par le RPA 99/2003	88
IV.5.1 la période de vibration et participation massique	88
IV.5.2. Vérification de l'effort tranchant a la base	89
IV.5.3 Justification de l'interaction voile-portique	91

IV.5.3.1.Sous charges verticales	91
IV.5.3.2.Sous charges horizontales	92
IV.5.4.Vérification de l'effort normale réduit	93
IV.5.5.Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.....	93
IV.5.6.Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9).....	94
IV.6.Conclusion	96

Chapitre V Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction	97
V.2. Étude des poteaux :.....	97
V.2.1.Recommandations du RPA99/2003	97
V.2.2.Les sollicitations dans les poteaux	98
V.2.3.Calcul de ferrailage	99
V.2.4.Armatures transversales.....	102
V.2.5.Vérifications nécessaire.....	104
V.2.6.Schéma de ferrailage	109
V.3. Etude des poutres.....	111
V.3.1.Recommandations	111
V.3.2.Sollicitation et ferrailage des poutres	112
V.3.3.Vérification nécessaire	114
V.3.4.Vérification des zones nodales	116
V.3.3.Schéma de ferrailage	119
V.4.Etude des voiles	121
V.4.1.Introduction	121
V.4.2.Recommandation du RPA 99/2003	121
IV.4.3.Calcul des sollicitations revenant aux voile.....	123
IV.4.4.Ferrailage	125
V.4.5.Schéma de ferrailage	127
IV.5Conclusion	127

Chapitre VI Etude de L'infrastructure

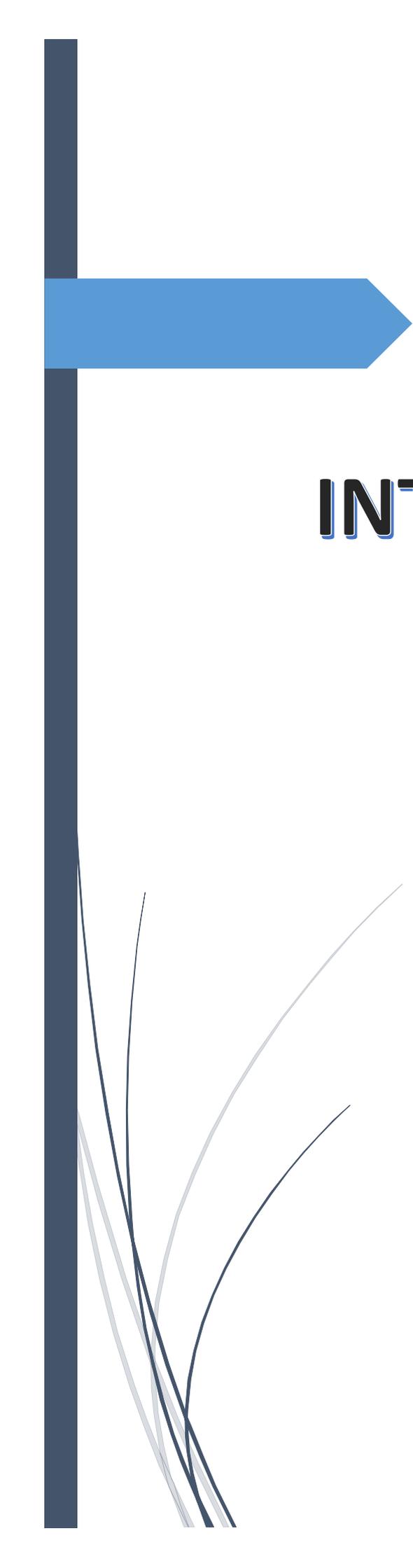
VI.1.Introduction.....	128
VI.2.Etude des fondation	128
VI.2.1. Les différent type de fondation.....	128
VI.2.2. Choix du type de fondation	128
VI.2.3. Véréfication vis-à-vis les fondation superficielles	129
VI.2.3.1.Semelles isolées	129
VI.2.3.2.Semelles filantes	130

VI.3. Etude des Semelles filantes sous poteaux.....	130
VI.3.1. Dimensionnement de la semelle fillante.....	130
VI.3.2. Charges agissantes sur la semelle	131
VI.3.3. Les Vérifications nécessaires.....	132
VI.3.4. Ferraillage	133
VI.4. Etude de la poutre de rigidité	134
VI.4.1. Dimensionnement	134
V.4.2. Sollicitations	134
V.4.3. Ferraillage.....	135
VI.5. Les longrines	137
VI.5.1. Dimensionnement	137
V.5.2. Ferraillage.....	137
V.7. Conclusion	139

Symboles et notation

BAEL	Béton armé aux états limites
RPA	Règlement parasismique algérien
CBA	Code du béton armé
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanente
Q ; P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours
f_{tj}	Résistance caractéristique du béton à la traction
ε_{bc}	Déformation du béton
γ_b	Coefficient de sécurité du béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
σ_{bc}	Contrainte du béton
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E_{vj}	Module de déformation longitudinale différé
f_e	Limite d'élasticité
σ_s	Contrainte de l'acier
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible de l'acier
q_u	Chargement ultime
q_s	Chargement de service
M_0	Moment isostatique
M_t	Moment de flexion en travée
M_a	Moment de flexion en appui
N	Effort normal
T	Effort tranchant

H	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments
h_0	Hauteur de la table de compression
h_e	Hauteur libre des étages
h_t	Hauteur totale du plancher
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul
$\bar{\tau}_u$	Contrainte tangentielle limite
L_x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L_y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I_0	Moment d'inertie de la section homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
Δf	Flèche totale
f	Flèche due à une charge considérée
l'	Longueur fictive
$l'_g; l'_d$	Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement
$P_g; P_d$	Charges uniformes à gauche et à droite respectivement
A_t	Section d'armature transversale
A_l	Section d'armatures longitudinales
A_r	Section d'armatures de répartition
S_t	Espacement des armatures
R	Coefficient de comportement global
$T_1; T_2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
C_T	Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage
D	Facteur d'amplification dynamique moyen
Q	Facteur de qualité
A	Coefficient d'accélération de la zone
W	Poids total de la structure
W_i	Poids sismique au niveau « i »
β	Coefficient de pondération
V	Force sismique totale



INTRODUCTION

GENERALE

Introduction Générale

Introduction général

L'instabilité des plaques tectoniques soumis l'Algérie a une forte activité sismique, qui d'une manière violente et imprévisible, entraîne des dégâts significatives touchant les vies humaines, les biens matériels et aussi l'environnement.

Etant un risque majeur, les séismes ont pour cible les structures fragiles surtout celles bâties en maçonnerie. Cela a donné naissance à une réglementation qui a pour objectif de prévenir tout événement indésirable en se focalisant sur l'étude de stabilité du sol et sur la fortification des structures.

Alors, aujourd'hui, il est obligatoire de mener une étude de structure avant toute réalisation.

Une étude qui doit répondre aux exigences et recommandations réglementaires en vigueur (**RPA99/2003, BAEL et CBA93**).

Notre mission à travers cet ouvrage consiste à réaliser l'étude d'un bâtiment **R+8** en béton armé, avec terrasse accessible à usage d'habitation. Ce dernier sera construit à **Taghzouth** à Bejaia (zone à sismicité moyenne).

L'étude que l'on a menée est répartie sur 6 chapitres :

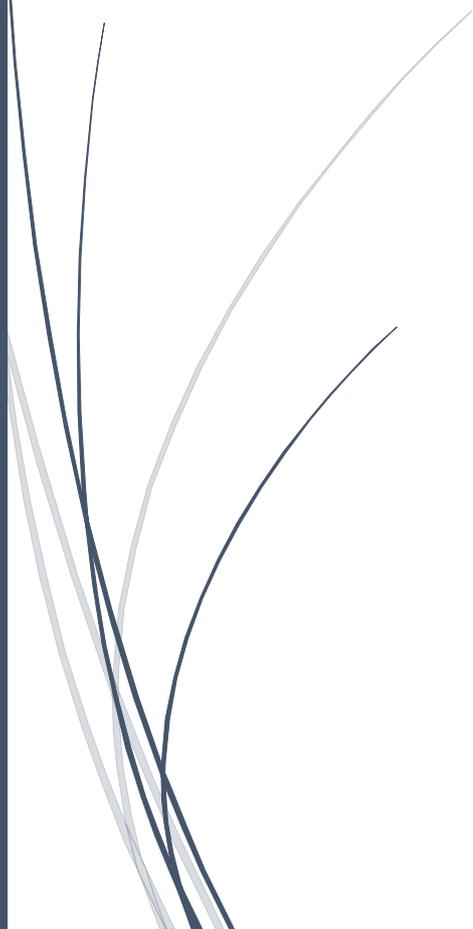
Dans le premier chapitre nous avons travaillé sur la définition des caractéristiques de la structure et des matériaux utilisés (béton et acier). Aussi un pré dimensionnement des éléments structuraux a été fait dans le chapitre deux. Au long du troisième chapitre nous avons fait les calculs nécessaires concernant les éléments secondaires de notre structure (poutrelle, escalier, balcons, l'acrotère. En suite dans le quatrième chapitre une étude dynamique de la structure qui a été réalisée. Quant au cinquième nous l'avons consacré au dimensionnement des éléments principaux de notre structure.

Au final, en se basant sur ce qui a été réalisé jusque-là, nous avons procédé au choix des fondations adéquates avec le poids de la structure et les caractéristiques du site.

A son tour, la conclusion générale confirmera l'importance des études des structures ainsi que l'importance de répondre aux exigences **RPA** qui visent à améliorer la durée de vie des structures et à éviter toutes les nuisances.

CHAPITRE I

GENERALITE



I.1. Introduction

La réalisation d'une structure quelconque nécessite la connaissance des caractéristiques géométries et géotechnique de la structure, et les caractéristiques mécaniques des matériaux de réalisation (acier béton.....) et d'après ces reconnaissances et à l'aide de ces données l'ingénieur génie civil peut réaliser son étude.

Le premier chapitre porte sur la description du projet.

I.2. Présentation du projet

L'ouvrage qui fait l'objet de cette étude est un bâtiment en béton armé constitué de R+8 à usage habitation avec terrasse accessible. La structure est implantée à Taghzouth dans la Wilaya de Bejaia. Cette région est classée en zone moyenne sismicité **II a** et il est classé en groupes d'usage 2(ouvrage moyenne importance) selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99/version 2003**).

I.3. Description architecturale

Le bâtiment qui sera réalisé à Bejaia « Taghzouth » à la ville de Bejaïa est un R+8 à trois façades et plusieurs types d'escalier un ascenseur et deux type de dalle (plancher corps creux, plancher dalle pleine). En basant sur les plans de coups verticaux et horizontaux on obtient les caractéristiques géométriques suivant :

- Hauteur totale du batiment : 30,06m
- Hauteur de l'étage courant :3.06m
- Largeur totale du batiment :15m
- Longueur totale du batiment :26.05

I.4.Données de site

L'étude géotechnique effectuée sur le sol qui consiste en essais in-situ réalisé par laboratoire de génie civil et travaux public consiste à déterminer les caractéristiques du sol d'assise qui est constitué d'une couche superficielle de remblais, schiste argileux graveleux, schiste friable grisâtre d'après ces essais, on a pu déterminer la résistance du sol ainsi que la capacité portante suivante :

Une contrainte admissible du sol: $\sigma_{adm} = 2 \text{ bars}$.

Un ancrage de 2m de profondeur par apport à la coté de terrain actuel pour le bloc C.

I.5. Les Hypothèse de calcul

I.5.1. Etat limite ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.5.2. Etat limite de service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (I.6.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques

$$(\sigma = E\varepsilon).$$

- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ;

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

I.6. Caractéristique des matériaux

I.6.1. Le béton

Le béton est un matériau composite, c'est un mélange de matériaux « granulats », avec un liant hydraulique qui est le ciment et de l'eau de gâchage et dans certains cas lequel on ajoute des additions et des adjuvants.

I.6.1.1. La résistance caractéristique à la compression

Dans les constructions courantes le béton est définie de point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours noté (f_{c28}), cette résistance (f_{cj}) en MPa est obtenue par des nombreux essais de compression jusqu'à rupture sur des éprouvettes normalisés de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur.

Le béton durci progressivement en fonction de son âge et par convention on a retenue pour le calcul

❖ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ j}$$

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

❖ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ j}$$

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

j : nombre de jour.

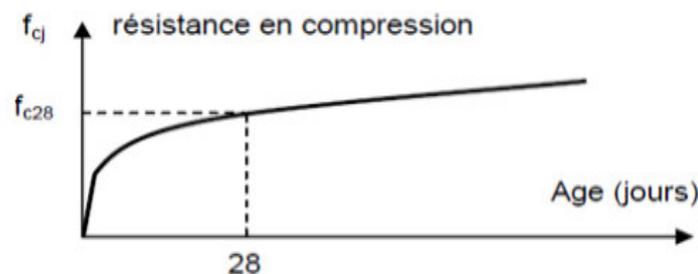


Figure I.1 : Evaluation de la résistance en compression f_{cj} du béton en fonction de son âge

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350 kg de ciment (CPA 325) la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

I.6.1.2. La résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à jour à j jour noté f_{tj} est conventionnellement défini par les relations

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{t28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{t28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour j=28 jours $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

I.6.1.3. Contrainte limite

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

Contrainte limite de compression

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole rectangle suivant

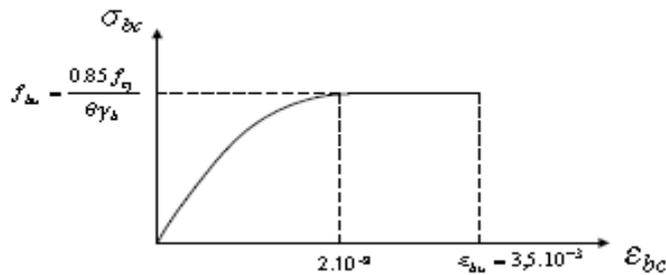


Figure I.2 : diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.

➤ f_{bu} contrainte ultime du béton en compression.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

➤ γ_b coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.50 & \text{coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.} \\ 1.15 & \text{coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

➤ Θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges.

$$\Theta = \begin{cases} 0,8 & \text{si la durée est inférieure à 1h.} \\ 1 & \text{si la durée est supérieure à 24h.} \\ 0,9 & \text{si la durée est comprise entre 1h et 24h.} \end{cases}$$

On prend : $\Theta = 1.$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14,2 \text{ MPa} & \text{situations durables ou transitoires.} \\ 18,48 \text{ MPa} & \text{situations accidentelles.} \end{cases}$$

➤ **Contraintes admissibles de cisaillement du béton**

✓ Pour la fissuration peut nuisible (FPN) : $\tau_{adm} = \min (0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa})$

$$\tau_{adm} = \begin{cases} \tau = 3,33 \text{ MPa} & \text{cas durable.} \\ \tau = 4,35 \text{ MPa} & \text{cas accidentel.} \end{cases}$$

✓ Pour la fissuration nuisible (FN) : $\tau_{adm} = \min (0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa})$

$$\tau_{adm} = \begin{cases} \tau = 2,5 \text{ MPa} & \text{cas durable.} \\ \tau = 4,26 \text{ MPa} & \text{cas accidentel.} \end{cases}$$

➤ **état limite de service CBA93 (Art A.4.5.2).**

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

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

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

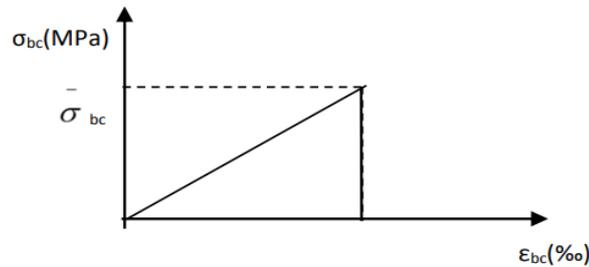


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

I.6.1.4. Déformation longitudinal du béton

➤ **Le module de déformation longitudinal instantané**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

➤ **Le module de déformation longitudinal différé**

Pour des charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$$

➤ **Le module de déformation transversal**

Il est donné par la formule suivante :

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

Coefficient de poisson « v » :

C'est rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales.

$$v = \begin{cases} 0 & \text{a l'ELU} \\ 0,2 & \text{a l'ELS} \end{cases}$$

$$G = \begin{cases} 16082,1 & \text{a l'ELU} \\ 13401,67 & \text{a l'ELS} \end{cases}$$

I.6.2. L'acier

L'acier est caractérisé par sa limite élastique et son module d'élasticité, il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression.

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$.

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

I.6.2.1. Contrainte limite

➤ **Etat limite ultime**

Pour le calcul on adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

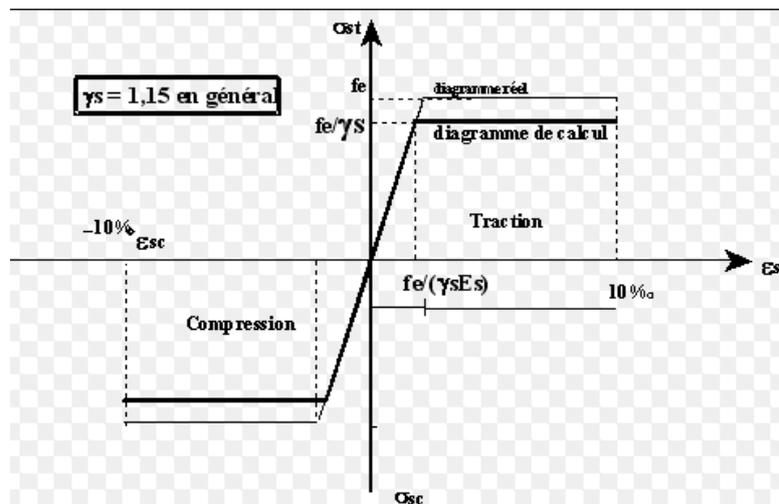


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s = \begin{cases} 1 \\ 1,15 \end{cases}$

situation accidentelle
situation courante

$\sigma_s = \begin{cases} 400 \\ 348 \end{cases}$

situation accidentelle
situation courante

➤ **Etat limite de service :**

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire

Fissuration nuisible : $\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right) = 201,63 \text{ MPa}$.

Fissuration très nuisible : $\sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \right) = 164,97 \text{ MPa}$.

Combinaisons d'action donnée par le RPA

Situation durable : $\begin{cases} \text{ELU} & 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} & G + Q \end{cases}$

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} G + Q \pm Ex \\ G + Q \pm Ey \\ 0,8G + Ex \\ 0,8 G + Ey. \end{cases}$$

I.7. Les règlements et les normes utilisées

- BAEL 91
- CBA 93
- RPA 99 version 2003
- Les différents DTR

I.8. Conclusion

Dans ce chapitre on a pu conclure que la résistance de la structure dépend des matériaux utilisées soit béton ou l’acier.

Tableau I.1 Caractéristiques des matériaux

béton		acier	
La résistance a la compression	$F_{c28}=25 \text{ MPa}$	Limite élastique	$F_e=400 \text{ MPa}$
La résistance a la traction	$F_{t28}=2.1 \text{ MPa}$	Module d'élasticité	$E=2 \times 10^5 \text{ MPa}$
Situation durable	$F_{bu}=14.2 \text{ MPa}$	Situation courante	$\sigma_s=348 \text{ MPa}$
Situation accidentelle	$F_{bu}=18.48 \text{ MPa}$	Situation accidentelle	$\sigma_s=400 \text{ MPa}$
Contrainte limite a l'ELS	$\sigma_{bs}=15 \text{ MPa}$	Contrainte a l'ELS FPN	$\bar{\sigma} = 201.63 \text{ MPa}$
$E_{ij}= 32164.2 \text{ MPa}$			
$E_{vj}=10819 \text{ MPa}$			

Tableau I.2 : caractéristiques du sol

Ancrage D (m)	2
Poids volumique du sol (KN/m3)	20,1
Angle de frottement φ°	21
Cohésion C (bars)	0.5
Contrainte admissible (bars)	2



CHAPITRE II

PREDIMONSONNEMENT DES ELEMENTS



II .1. Introduction

La construction d'une telle structure nécessite la connaissance de certains données qui peuvent nous aider à réaliser cet ouvrage.

Alors nous sommes intéressés dans ce chapitre à (pré dimensionner) les différents éléments, le pré dimensionnement est une étape très importante dans le processus d'étude d'un bâtiment en génie civil, il a pour but de déterminer les sections préliminaires des différents éléments, en respectant les règlements BAEL 91/99, CBA 93, RPA99 version 2003 et le DTR cela pour satisfaire quelque condition soit en côté économie ou bien côté résistance.

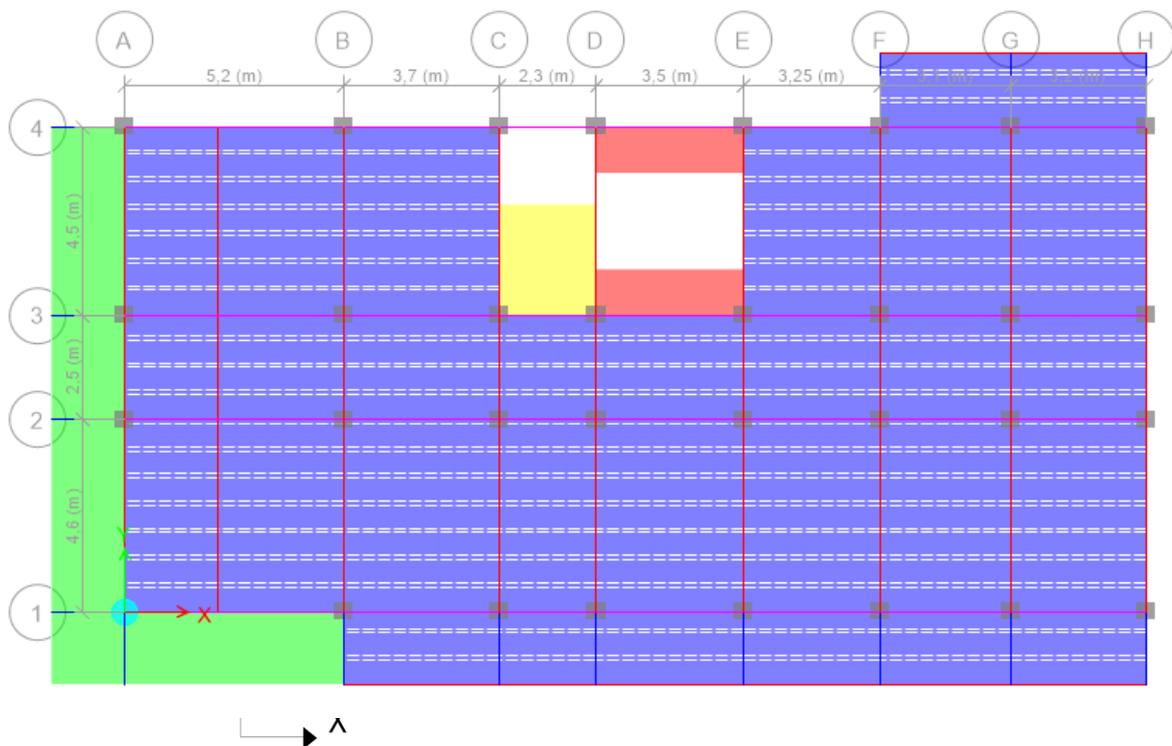


Figure II .1 : disposition des poutres planchées 1^{er} à 5^{ème} étage

II .2. Etude des éléments secondaire

II . 2.1 Les planchers

Ce sont des espaces qui supportent le chargement d'exploitation limité par des poutres, ils sont utilisés pour la construction structurale dans notre projet. On a utilisé les deux types de plancher :

- Plancher corps creux

- Plancher dalle plein

II .2.1.1.Plancher corps creux

Ce type de plancher est utilisés dans la construction, les bâtiments à usage courant, ce plancher et plus économique par rapport ou autre type de plancher qu’il est facile à réaliser et il donne une bonne isolation thermique et phonique.il se constitue de corps creux, poutrelles et une dalle de compression

➤ La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation suivant

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{CBA 93 art B.6.8.4.2.4})$$

Avec

L_{max} : Travée maximal entre nu d’appui de deux poutres dans le sens de disposition des poutrelles

h_t : Hauteur total du plancher

$$L_{max} = 370 - b_{poutre} = 370 - 30 = 340 \text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{340}{22.5} = 15.11 \text{cm}, \text{ donc on adoptera plancher de } (h_t = 16 + 4) = 20 \text{cm pour tous les niveaux}$$

{ 16cm: hauteur du corps creux
 { 4cm: hauteur de la dalle de compression

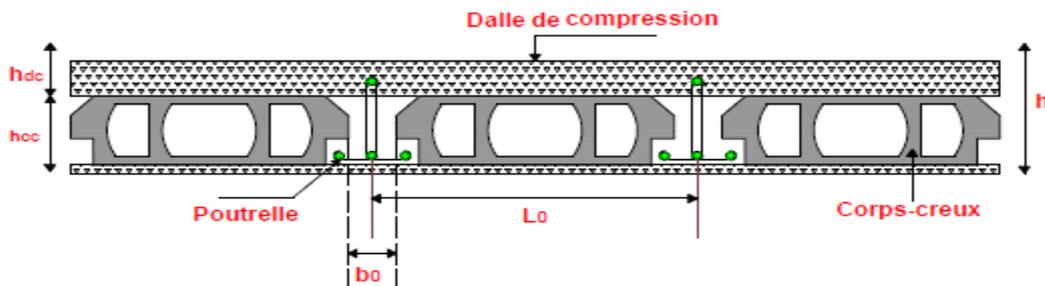


Figure II .2 : coupe transversale d’un plancher corps creux

h_{ddc} : Hauteur de la dalle de compression

h_{cc} : Hauteur du corps creux

b_0 : la largeur de la poutrelle

l_0 : entre axe des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher

➤ **Poutrelle**

La disposition des poutrelles se fait en respectant deux critères essentiels suivants :

- Critère de la petite portée (pour réduire la flèche)
- Critère de la continuité (plusieurs travées et maximum d'appuis)

La disposition choisie dans notre projet est en fonction de critère de la continuité comme indique dans la **figure II.1.**

b : largeur efficace de la dalle de compression

b_0 : largeur de la poutrelle

h_0 : hauteur de la dalle de compression

h_t : Hauteur total du plancher

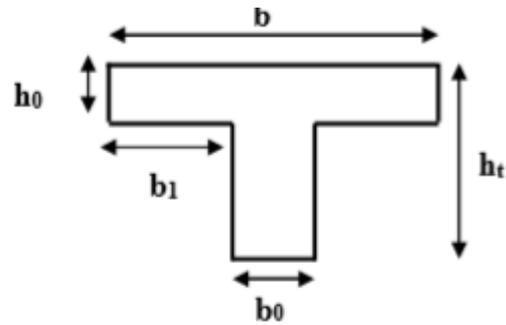


Figure II.3 : section d'une poutrelle

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.6h_t$$

$$6.4 \text{ cm} \leq b_0 \leq 9.6 \text{ cm}$$

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

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right)$$

Avec l_x : distance entre nus d'appuis de deux poutrelles

l_y : Travée minimal des poutrelles dans le sens de leurs dispositions

$$l_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{190}{10}\right)$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27.5, 19)$$

$$b \leq 19 * 2 + 10$$

$$b \leq 48 \text{ cm}$$

Soit $b = 48 \text{ cm}$.

II .2.1.2. Plancher dalles pleines

Le dimensionnement d'une dalle pleine se base sur les critères si dessous :

➤ Pour la Résistance au feu on doit vérifier si :

$h \geq 7 \text{ cm}$ → pour une heure de coupe feu

$h \geq 11 \text{ cm}$ → pour deux heures de coupe feu

$h \geq 14 \text{ cm}$ → pour trois heures de coupe feu

Dans notre cas on optera pour une épaisseur de 12cm

➤ la résistance à la flexion

$e \geq \frac{l_x}{20}$ →Dalle sur un appui

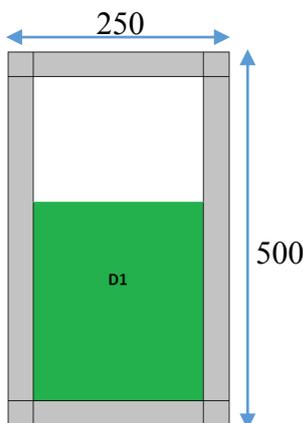
$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ → dalle sur 3 ou 4 appuis avec $\rho \leq 0,4$

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ → dalle sur 3 ou 4 appuis avec $\rho \geq 0,4$

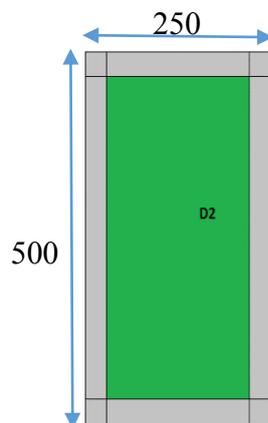
$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ → dalle sur 2 appuis perpendiculaire

Avec l_x : La petite dimension de la dalle

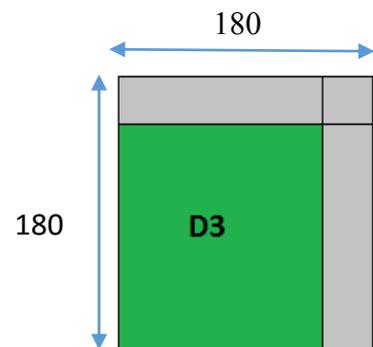
l_y : La plus grande dimension de la dalle



Type1 sur trois appuis



Type02 sur quatre appuis



Type3 sur deux appuis

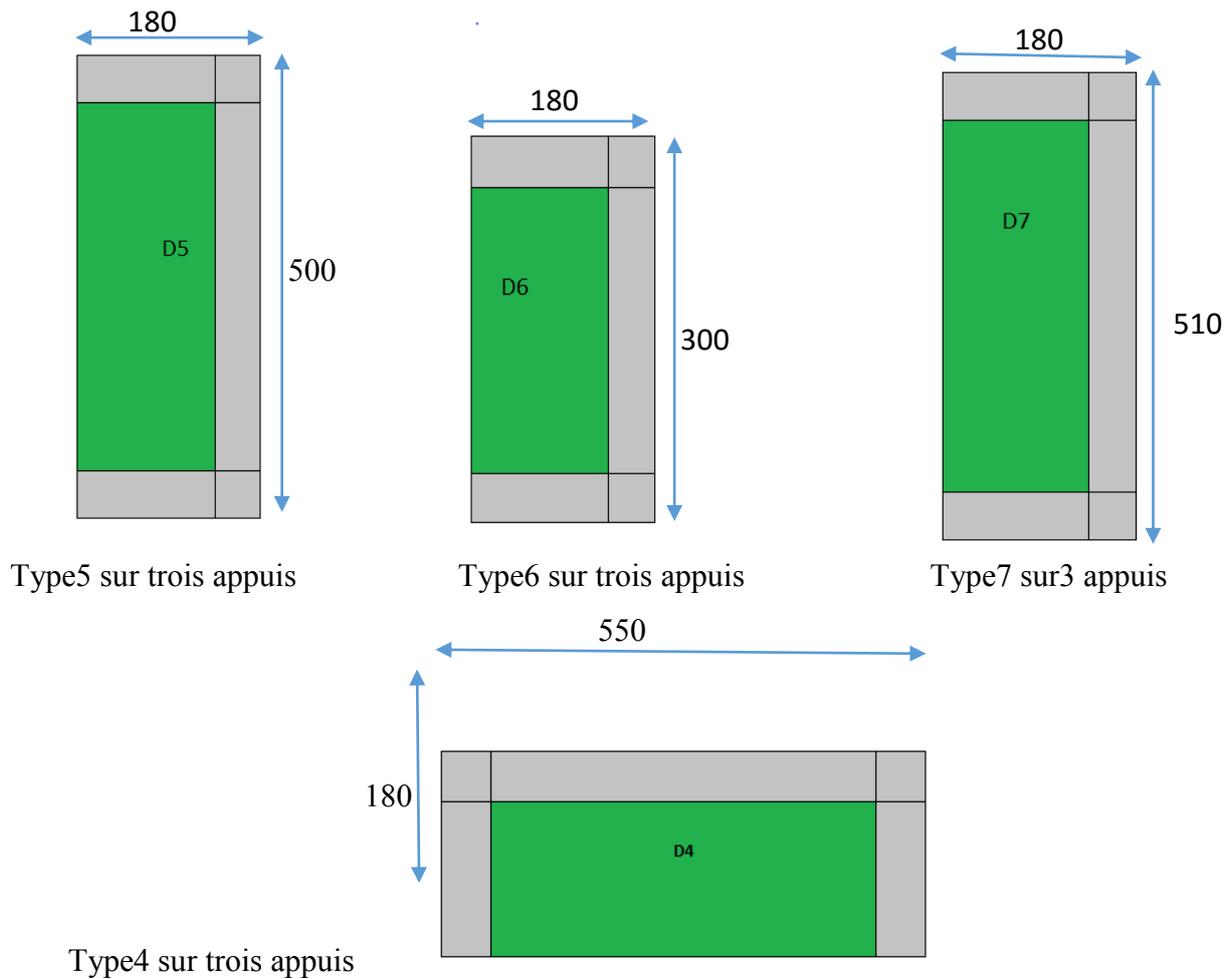


Figure II.4 : schéma de dalles pleines

Tableau II.1: Tableau récapitulatif des dimensions dalles pleines

Panneaux	Appuis	$l_x(m)$	$l_y(m)$	l_x/l_y	E	e_{choisi}
DP1	3 appuis	2.00	2.30	0.87	$4.44 \leq e \leq 5.75$	15
DP2	4 appuis	2.00	4.00	0,5	$4.44 \leq e \leq 10$	15
DP3	2 appuis	1,5	1,5	1	$4,28 \leq e \leq 5$	12
DP4	3 appuis	1.5	4.9	0,31	$5 \leq e \leq 17.33$	12
DP5	3 appuis	1.5	4,00	0,37	$4.71 \leq e \leq 15$	12
DP6	3 appuis	1.5	2,00	0,75	$3.67 \leq e \leq 6.25$	12
DP7	3 appuis	1,5	4,10	0,36	$4,71 \leq e \leq 5.5$	12

II.2.2. Les escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulier de marches, permettant de monter et de descendre aisément et sans danger.il existe plusieurs types d'escaliers les plus couramment utiliser sont les escaliers a deux ou à trois volées.

II.2.2.1 Dimensionnement

Escalier étage courante

Hauteur et largeur des marches

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

Les dimensions g et h doivent satisfaire la relation de blondel suivante:

$$60 \text{ cm} \leq 2 * h + g \leq 64 \text{ cm}$$

Si H est la hauteur séparant deux paliers successifs et n le nombre de contre marche alors

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

On fixant le h=17 cm

$$H = 153 \text{ cm} \quad , \quad n = H/h = 153/17 = 9 \text{ contre Marche}$$

Le giron a 30cm sur 180cm (6 marche) et 70 cm a la ligne de foulée pour les deux marche balancées

Contre marche n=9

$$\text{Marche} = n-1 = 9-1 = 8$$

$$60 \text{ cm} \leq 2 * 17 + 30 \leq 64$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm}$$

Donc la relation de blondel est satisfaite

L0 : la longueur projetée de la volée

$$L_0 = 3.2 \text{ m}$$

II.2.3.2 Épaisseur de la pailasse volée 1 et 3

L'inclinaison de la pailasse

$$\text{On a } \alpha = \tan^{-1} \frac{153}{320} = 25.55^\circ$$

$$L = L_p + L_v$$

$$\text{Avec: } L_v^2 = 3.2^2 + 1.53^2$$

$$L_v = 3.55 \text{ m}$$

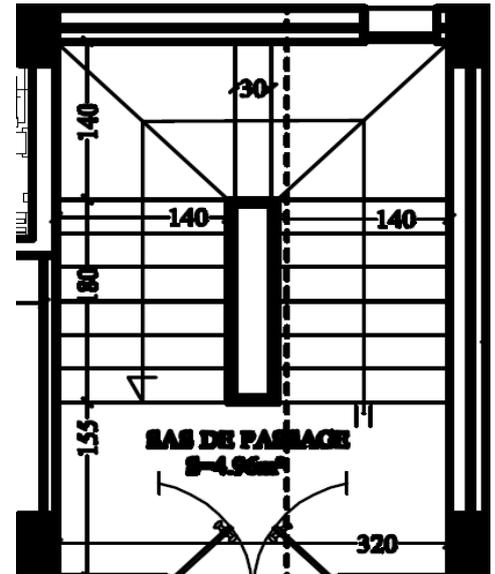


Figure II .5 : Schéma escalier principale

$$L=3.55+1.3$$

$$L=4.85 \text{ m}$$

avec L: longueur réel de l'escalier

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \frac{485}{30} \leq e \leq \frac{485}{20} \quad 16.17\text{cm} \leq e \leq 24.25\text{cm}$$

Donc on opte pour une épaisseur e=18cm

II.2.3. La poutre palière

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

Avec L_{\max} : longueur maximal en nu d'appui des poutres

$$L_{\max}= 350-30 = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10}$$

$$21.33\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm}$$

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

b= 30 cm est pris de manière forfaitaire

Vérification des conditions du RPA 93

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérifié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art. 7.5.1})$$

Les conditions du RPA vérifié donc les dimensions de la poutre palière sont :

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

II.2.4. La poutre brisée

$$L=1,45+1,45+0,69=3,59 \text{ m}$$

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

Avec L_{\max} : longueur maximal en nu d'appui des poutres

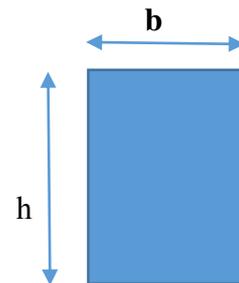


Figure II.6 : Section d'une poutre

$$L_{\max} = 3,59$$

$$\frac{359}{15} \leq h \leq \frac{359}{10}$$

$$23,93\text{cm} \leq h \leq 35,9\text{cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

b = 30 cm est pris de manière forfaitaire

Vérification des conditions du RPA 99/version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérifié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art. 7. 5. 1})$$

Les conditions du RPA vérifiées donc les dimensions de la poutre palière sont :

$$h = 35 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

II.2.5. Les poutres de chaînage

Type 1

Dans notre cas sert d'appui des poutrelles du plancher à corps creux

$$h \geq (2/3 * 20 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

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

Avec L_{\max} : longueur maximale en nu d'appui des poutres

$$L_{\max} = 460 - 50 = 410 \text{ cm}$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10}$$

$$27,33\text{cm} \leq h \leq 41\text{cm}$$

Vérification des conditions du RPA93

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ h > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ \frac{h}{b} < 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérifié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art. 7. 5. 1})$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$b = 30 \text{ cm}$ est pris par CBA $\rightarrow 0,3h \leq b \leq 0,7h$

Remarque

De la même manière qu'on a calculé le type 1 on refait les calculs pour tous les types aboutis aux dimensions suivantes

(30*35 cm)

II.2.6. Pré dimensionnement de l'acrotère :

Type 1 :

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert pour L'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

Les charges revenant à l'acrotère :

$H = 60 \text{ cm}$

$S = 0,6 * 0,1 + 0,07 * 0,1 + ((0,03 * 0,1) / 2)$

$S = 0,0685 \text{ m}$

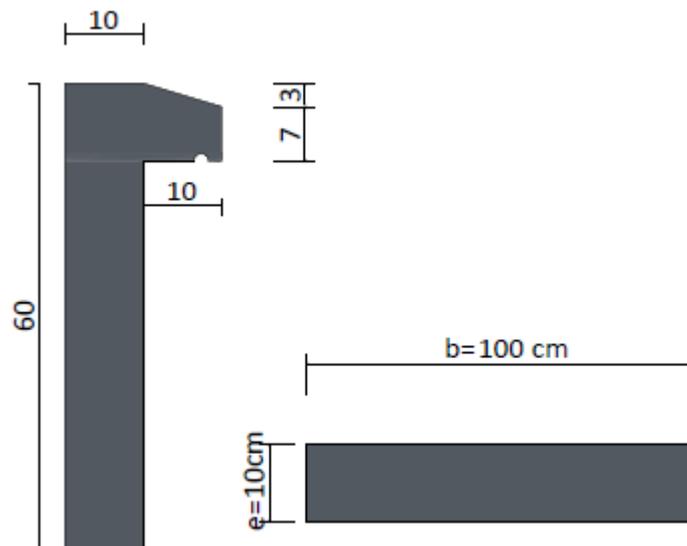


Figure II .7 : Schéma représentatif de l'acrotère

$Q = 1 \text{ kN/ml}$

Le calcul se fera pour une bande de 1ml

$G1 = 25 * 0,0685 * 1 = 1,712 \text{ kN}$

Poids d'enduit en ciment

- à l'extérieur : e = 1,5cm

$$G2=20*0,015*0,1*1=0,18kN$$

- à l'intérieur : e = 2cm

$$G3=20*0,02*0,6*1=0,24kN$$

$$G_{tot}=G1+G2+G3=2,252kN$$

II .3.Etude des éléments principaux

II .3.1. Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé qui ont un rôle porteur dans la structure en transmettant les chargements verticaux au poteaux.il assure aussi un rôle de stabilité via les actions accidentelles

II .3.1.1. Les poutres principales

Ce sont les poutres perpendiculaire aux poutrelles qui portant le max de la charge du plancher, Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions de flèche donnée par le BAEL 91 et les conditions de RPA 99

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

Avec L_{max} : longueur maximal en nu d'appui des poutres

$$L_{max}= 460-30 = 430 \text{ cm}$$

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10}$$

$$28.67 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

$$h= 40 \text{ cm}$$

$$b= 30\text{cm est pris par CBA} \rightarrow 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Vérification des conditions du RPA 99

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfifié} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfifié} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérfifié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art. 7.5.1})$$

II .3.1.2.Les poutres secondaires

Ses dimensions doivent satisfaire les conditions de flèche donnée par le BAEL 91

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

Avec L_{max} : longueur maximal entre nu d'appui des poutres

$$L_{max}= 520-30 = 490 \text{ cm}$$

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10}$$

$$32.67\text{cm} \leq h \leq 49\text{cm}$$

$h = 40 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$ est pris par CBA $\rightarrow 0,3h \leq b \leq 0,7h$

Vérification des conditions du RPA99/version 2003

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérfié} \end{cases}$$

(RPA 99 Art. 7. 5. 1)

II .3.2 Les voiles

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé qui assuré le rôle de reprendre les charges sismiques essentiellement

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm}\right) \text{ avec}$$

h_e ; la hauteur libre d'étge

e : épaisseur du voile

➤ **Voile étagé courante**

$h_e =$ hauteur d'étge – la hauteur de la poutre

$$e \geq \max\left(\frac{266}{20}, 15 \text{ cm}\right)$$

$$e \geq \max(13.5, 15 \text{ cm})$$

$$e = 15 \text{ cm} \qquad L = 4 * e = 80 \text{ cm}$$

Dans notre structure la hauteur d'étge et la même donc l'épaisseur du voile ne change pas

$e = 15 \text{ cm}$

II . 4. L'évaluation des chargements :

II.4.1 Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible

Tableau II.2: Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	20	0,04	0.8
Étanchéité	6	0,02	0.12
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Forme de pente	22	0,1	2,2
Corps creux (16+4)	/	0.2	2.85
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
charge permanent G			6.33
charge d'exploitation Q			1

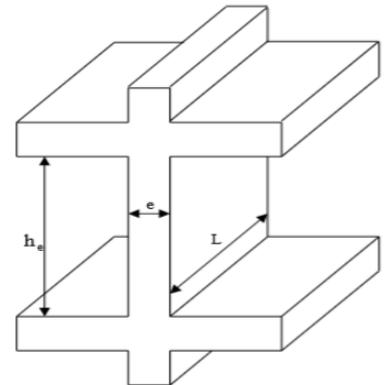


Figure II .8 : Coupe transversale d'un voile de contreventement

II.4.2.Évaluation des charges revenant au plancher courant

Tableau II.3: Évaluation des charges revenant au plancher courant

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Lit de sable	18	0,02	0,4
Corps creux (16+4)	/	0,2	2.85
Cloisons	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
charge permanent G			5.11
charge d'exploitation Q			1.5

II.4.3.Evaluation des charges revenant à la dalle planchée terrasse accessible

Tableau II.4: Évaluation des charges revenant à la dalle planché terrasse accessible

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	6	0,020	0.12
Lite de sable	/	0,040	0,16
Pente (1%)	22	0,1	2,20
Plancher corps creux (16+4)	25	0.20	2.85
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
charge permanent G			6.41
charge d'exploitation Q			1.5

II.4.4.Evaluation des charges revenant à la dalle pleine balcon

Tableau II.5: Évaluation des charges revenant à la dalle pleine balcon

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	/	0,04	0,4
Lit de sable	18	0,02	0.36
Dalle pleine	25	0.12	3
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2

Cloisons	9	0.1	0.9
charge permanent G			5.26
charge d'exploitation Q			3.5

II.4.5. Evaluation des charges dues au mur double cloison

Tableau II.6: Évaluation des charges des murs double cloison

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse 10cm	/	0.10	0.9
Brique creuse 15cm	/	0.15	1.3
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
charge permanent G			2.76

II.4.6. Les escaliers

- Evaluation des charges revenant à l'escalier (palier)

TABLEAU II.7: évaluation des charges revenant au palier

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Paillasse	25	0.17	4.5
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
charge permanent G			5.86
charge d'exploitation Q			2.5

- Evaluation des charges revenant à l'escalier (volée)

Tableau II.9 : Évaluation des charges revenant à la volée

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Paillasse	25	0.18/cos (α)	4.99
Carrelage	Horizontal	0.02	0.4
	Vertical	0.02h/g	0.23
Mortier de pose	Horizontal	0,02	0.4
	Vertical	0.02h/g	0.23
Enduit en ciment	10	0.02/ cos (α)	0.22
Poids des marches	22	h/2	1.87
Charge permanent G			8.34
Charge d'exploitation Q			2.5

II.4.7. Evaluation de la charge revenant à la dalle ascenseur

Tableau II.8 : Évaluation des charges revenant à la dalle ascenseur

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	/	0,04	0,4
Lit de sable	18	0,02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3,75
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Cloisons	9	0.1	0.9
charge permanent G			6,01
charge d'exploitation Q			3.5

II .5. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux principaux dans la structure à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations tout en vérifiant les conditions suivantes

- 1). Stabilité de forme (flambement).
- 2). Résistance à la compression
- 3). Conditions RPA99 Art.7.4.

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

b₁ : petite dimension du poteau
 h₁: Grande dimension du poteau
 h_e : Hauteur libre des poteaux

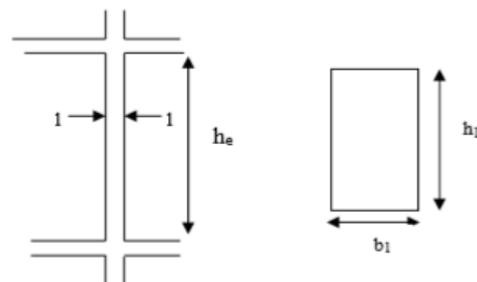


Figure. II 9 : coupe transversale d'un poteau

II.6. Dégression des charges

Dans un bâtiment à usage d'habitation qui est multi-étage avec un nombre important d'étage qui sont indépendants les uns des autres il convient d'appliquer la loi de dégression de charge de charge dite également de base.

Soit Q la charge d’exploitation sur le plancher terrasse Q1, Q2, Q3, Q4, Q5, Qn les charge d’exploitation sur les niveaux 1, 2, 3, 4, 5, N et cela tous numéroté du sommet à la base

- Sous toit terrasseQo
- Sous toit du dernier étage (étage 1)Qo+Q1
- Sous toit étage immédiatement inférieure (étage 2)..... Qo+0.95 (Q1+Q2)
- (étage 3)..... Qo+0.9 (Q1+Q2+Q3)
- (étage 4)Qo+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)
- (étage n)..... $Qo + \frac{3+n}{2*n} * (Q1 + Q2 + \dots + Qn)$

Lorsque la charge d’exploitation est le même pour tous les niveaux de la bâtisse il y’a lieu de simplifier la loi de dégression en en réduisant la charge de chaque niveau de 10% jusqu’à arriver à 0.5 Qo et cette valeur sera conserver pour tous les niveaux inférieure. (DTR BC.2.2. Art 6.1)

Tableau II.10 : dimension des poteaux

Etage	Dimension des poteaux	Poteaux circulaire
RDC+ 1ere Etage	45*40	D=60 cm
2 Etage + 3 Etage	40*40	D=60 cm
4 Etage + 5 Etage	40*35	D= 60cm
6 Etage + 7 Etage	35*35	
8 Etage + 9 Etage	35*30	

Les dimensions adoptées pour les poteaux on était choisit on commençant par le sommet avec un poteau 30x35 cm² et on augmentant pour chaque niveau 5 cm dans un seul côté.

II.6.1.Descente de charge poteau C2

- La surface afférente
- La surface afférente (8 étage)

S1=1.1*2.45=2.3

S2=1.1*1.7=1.87 m²

S3=1.9*2.45=4.66 m²

S4=1.9*1.7=3.23 m²

S_g^{aff}= 2.7+1.87+4.66+3.23=12.46 m²

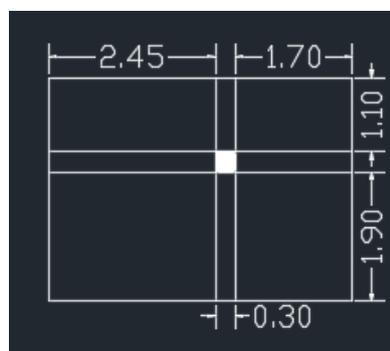


Figure. II 10 : surface afférente d’un poteau C2 à 8^{ème} étages

$$S_q^{aff} = S_g^{aff} + S_{poutre}$$

$$S_q^{aff} = 12.46 + (b_{pp} * L_{pp}) + (b_{ps} * L_{ps})$$

$$S_q^{aff} = 12.46 + (0.3 * (4.15 + 3.3)) = 14.7 m^2$$

b_{pp} : Largeur de la poutre principale

b_{ps} : Largeur de la poutre secondaire

➤ **Poids du plancher**

$$\text{poids plancher terrasse accessible} \begin{cases} G_p = G + S_g^{aff} = (5.26 * 7.89) + (6.41 * 4.57) = 70.80 \text{ KN} \\ Q_p = Q * S_q^{aff} = (1.5 * 6.81) + (3.5 * 7.89) = 37.83 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **la surface afférente 7etage (étage courante)**

$$S1 = 1.1 * 2.45 = 2.7 m^2$$

$$S2 = 1.1 * 1.7 = 1.87 m^2$$

$$S3 = 2.12 * 2.45 = 5.19 m^2$$

$$S4 = 2.12 * 1.7 = 3.6 m^2$$

$$S_g^{aff} = 2.7 + 1.87 + 5.19 + 3.6 = 13.36 m^2$$

$$S_q^{aff} = S_g^{aff} + S_{poutre}$$

$$S_q^{aff} = 13.36 + (b_{pp} * L_{pp}) + (b_{ps} * L_{ps})$$

$$S_q^{aff} = 13.36 + (0.3 * (4.125 + 3.18)) = 15.55 m^2$$

$$\text{poids plancher etage courant} \begin{cases} G_p = G * S_g^{aff} = 5.11 * 13.36 = 68.27 \text{ KN} \\ Q_p = Q * S_q^{aff} = 1.5 * 15.55 = 23.32 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Poids propre du poteau**

$$g_{pot} = 25 * b * h * H$$

$$g_{pot} = 25 * 0.3 * 0.35 * 3.06 = 8.03 \text{ KN}$$

Le poids des Poteaux des autres niveaux est résumé dans le tableau ci-dessous

➤ **Poids des poutres étage courant**

$$L_{pp} = 1.07 + 2.02 = 3.17$$

$$L_{ps} = 2.425 + 1.675 = 4.10$$

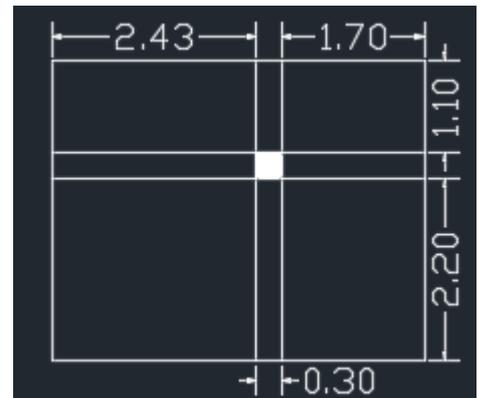


Figure. II 11 : surface afférente du RDC- 7etage de poteau C2

$$\text{poids des poutres} \begin{cases} g_{pp} = 25 * h * b * (3.52 - h) \\ g_{ps} = 25 * h * b * (4.45 - b) \end{cases}$$

$$\text{poids des poutres} \begin{cases} g_{pp} = 25 * 0.4 * 0.3 * (3.52 - 0.3) = 9.51 \text{ KN} \\ g_{ps} = 25 * 0.4 * 0.3 * (4.45 - 0.35) = 12.3 \text{ KN} \end{cases}$$

$$g_{pp} + g_{ps} = 9.51 + 12.3 = 21.81 \text{ KN}$$

Le poids des poutres des autres niveaux est résumé dans le tableau ci-dessous

Tableau II.11 : descente de charge du poteau C2

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N9	Plancher terrasse	70.80	
	Poutres	21.3	
	Poteau	8.03	
	Somme	100.13	37.8
N8	Venant de N ₁	100.13	
	Plancher étage courant	68.27	
	Poutres	21.81	
	Poteaux	9.37	
	Somme	199.58	61.12
N7	Venant de N ₂	199.58	
	Plancher étage courant	68.27	
	Poutres	21.81	
	Poteaux	9.37	
	Somme	299.03	82.11
N6	Venant de N ₃	299.03	
	Plancher étage courant	68.27	
	Poutres	21.81	
	Poteaux	10.71	
	Somme	399.82	100.76
N5	Venant de N ₄	399.82	
	Plancher étage courant	68.27	
	Poutres	21.81	
	Poteaux	10.71	
	Somme	500.61	117.09

N4	Venant de N ₅	500.61	
	Plancher étage courant	68.27	
	Poutres	21.81	
	Poteaux	12.24	
	Somme	602.93	131.08
N3	Venant de N ₄	602.93	
	Plancher étage courant	68.27	
	Poutres	21.81	
	Poteaux	12.24	
	Somme	705.25	142.74
N2	Venant de N ₃	705.25	
	Plancher étage courant	68.27	
	Poutres	21.81	
	Poteaux	13.77	
	Somme	809.1	154.4
1	Venant de N ₂	809.1	
	Plancher étage courant	68.27	
	Poutres	21.81	
	Poteaux	13.77	
	Somme	912.95	166.06

$$N_u = 1.35 \cdot 912,95 + 1.5 \cdot 166,06 = 1481,57 \text{ KN}$$

Remarque

Le **CBA (art.8.1.1)** nous exige de majorer l'effort N_u comme suite :

Le poteau C2 est un poteau voisin de rive ce qui implique de majorer l'effort qui lui est transmis par la structure et puisqu'il appartient à un bâtiment à plus de trois travées on va le majorer seulement de **10%**

$$N_u^* = 1.1 \cdot N_u = 1.1 \cdot 1481,57 = 1629,73 \text{ KN}$$

II .6.2.Vérification nécessaire dans le poteau le plus sollicité

II.6.2.1.Vérification a la compression simple

➤ Vérification à la résistance

$$\sigma = \frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85 * fc28}{\gamma b}$$

$$\frac{0.85 * fc28}{\gamma b} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$B \geq \frac{Nu^*}{14.2}$$

$$13.82 \text{ MPA} \leq 14.2 \text{ MPA} \quad \rightarrow \text{condition vérifié .}$$

Les résultats de calcul des autres niveaux sont résumés dans le tableau suivant

Tableau II .12 : résumé de la vérification à la résistance des poteaux

Niveau	Nu (MN)	Nu* (MN)	B calculé (m²)	B Adopté (m²)	observation
N9	191,88	211,06	0,015	0,092	Vérifié
N8	360,93	397,023	0,028	0,1089	Vérifié
N7	526,86	579,546	0,041	0,1089	Vérifié
N6	690,9	759,99	0,054	0,1254	Vérifié
N5	851,46	936,606	0,066	0,1254	Vérifié
N4	1010,58	1111,638	0,078	0,1444	Vérifié
N3	1166,2	1282,82	0,090	0,1444	Vérifié
N2	1323,89	1456,279	0,103	0,1634	Vérifié
N1	1481,57	1629,727	0,114	0,1634	Vérifié

II.6.2.1.2. Poteaux circulaire :

➤ Vérification a la compression :

D=60 cm

$$\sigma = \frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85 * fc28}{\gamma b}$$

$$\text{Donc } \frac{Nu^*}{B} \leq 13,4 \text{ Mpa on a } Br = 3,14 \frac{(50-2)^2}{4}$$

Tableau II.13 : résumé de la vérification à la résistance des poteaux circulaire

NIVEAU	Nu	Nu*	B calculé (m ²)	B adopté (m ²)	observation
N1	1481.57	1629.727	0,1216	0,2642	Vérifié
N2	1323.89	1456.279	0,1086	0,2642	Vérifié
N3	1166.2	1282.82	0,0957	0,2642	Vérifié
N4	1010.58	1111.638	0,0829	0,2642	Vérifié
N5	851.46	936.606	0,0698	0,2642	Vérifié
N6	690.9	759.99	0,0567	0,2642	Vérifié

II.6.2.2.Vérification au flambement

➤ Les conditions à vérifier :

$$Nu * \leq \alpha \left(\frac{Br * fc28}{0.9 * \gamma b} + \frac{As * fe}{\gamma s} \right)$$

$$As : 1\% * Br$$

α = en fonction de (λ)

$$\text{avec : } l_0 = 3,06 - 0,4 = 2,66 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad l_f = 0.7l_0 = 1.862 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.40 * 0.45^3}{12 * 0.4 * 0.45}} = 0.129903 \text{ m}$$

$$\lambda = 16.48$$

$$0 \leq \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.333772}{35} \right)^2} = 0.822$$

$$Br \geq \frac{Nu *}{\alpha \left(\frac{fc28}{0.9 * \gamma b} + \frac{fe}{As * \gamma s} \right)} = \frac{4.562}{0.822 \left(\frac{25}{1.35} + \frac{400}{100 * 1.15} \right)}$$

$$0.1634m^2 \geq 0.0901 m^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Tableau II.14 : résumé de la vérification au flambement des poteaux

niveau	Nu*(KN)	i m	λ	α	Br ^{calculé} m ²	Br ^{opté} m ²	Observation
N1	1629.73	0.130	14.33	0.82	0.0901	0.1634	Vérifié
N2	1456.28	0.130	14.33	0.82	0.0805	0.1634	vérifié
N3	1282.82	0.115	0	0.82	0.0715	0.1444	Vérifié
N4	1111.64	0.115	0	0.82	0.0619	0.1444	vérifié
N5	936.61	0.115	16.12	0.82	0.0522	0.1254	Vérifié
N6	759.99	0.115	16.12	0.82	0.0423	0.1254	Vérifié
N7	579.55	0.101	18.43	0.81	0.0327	0.1089	Vérifié
N8	397.02	0.101	18.43	0.81	0.0224	0.1089	Vérifié
N9	211.06	0.101	18.43	0.81	0.0119	0.1089	Vérifié

Tableau II.15 : résumé de la vérification au flambement des poteaux circulaire

niveau	Nu*(KN)	i m	λ	α	Br ^{calculé} m ²	Br ^{opté} m ²	Observation
N1	1629.73	0.130	12,413	0.83	0,0893	0,2642	Vérifié
N2	1456.28	0.130	12,413	0.83	0,0798	0,2642	vérifié
N3	1282.82	0.115	12,413	0.83	0,0703	0,2642	Vérifié
N4	1111.64	0.115	12,413	0.83	0,0609	0,2642	vérifié
N5	936.61	0.115	12,413	0.83	0,0513	0,2642	Vérifié
N6	759.99	0.115	12,413	0.83	0,0416	0,2642	Vérifié

II.7. Conclusion :

Dans ce chapitre et d'après étude de tous les éléments structuraux le pré dimensionnement donnée en respectant toutes les exigences réglementaire on adopte les dimensions suivantes :

Plancher corps creux : $ht = (16+4)=20$

Poutre principale : 30*40

Poutre secondaire : 30*40

Epaisseur des voiles : 15 cm

Dalle plaie balcon : 12cm

Dalle plane d'ascenseur : 15cm

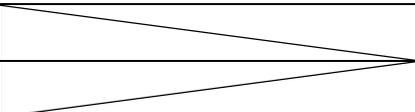
Volée : 18cm

Palie : 18cm

Voile : 15cm

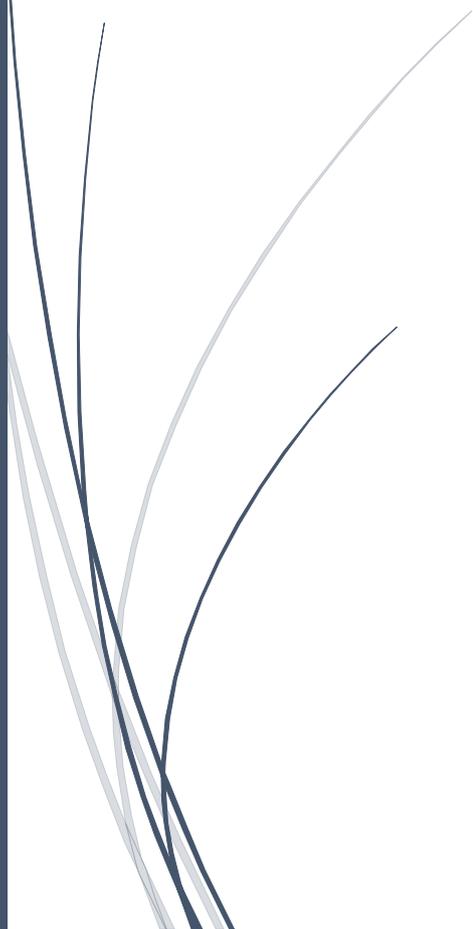
Pour les poteaux les dimensions sont :

Tableau II .16 : dimension des poteaux

Etage	Dimension des poteaux	Poteaux circulaire
RDC+ 1ere Etage	45*40	D=60 cm
2 Etage + 3 Etage	40*40	D=60 cm
4 Etage + 5 Etage	40*35	D=60 cm
6 Etage + 7 Etage	35*35	
8 Etage + 9 Etage	35*30	

CHAPITRE III

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES



III.1.Introduction

Dans le domaine des bâtiments lorsque on parle de la structure est ses différents éléments on distingue deux types d'éléments qui constituent la structure les quels (éléments principale, éléments secondaire), et on doit traiter dans ce chapitre le deuxième type les éléments secondaire (plancher, poutrelles, poutre chaînage, dalle pleine...)

III.2.plancher corps creux

III.2.1.Calcul des poutrelles

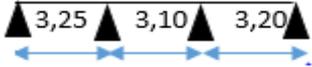
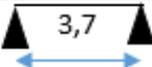
➤ Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple qui servent à transmettre les charges réparties et concentrées aux poutres principales, il existe plusieurs méthodes de calcul,

- ✓ La méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de Caquot
- ✓ Méthode de Caquot minoré et la méthode RDM.

III.2.2.Les types de poutrelles

Tableau III.1 : Différents types de poutrelles dans les planchers

Types	Localisation	Schémas statiques des poutrelles	Méthode de calcul
Type 1	Toute les niveaux		Forfaitaire
Type 2	Toute les niveaux		Caquot minoré
Type 3	Tous les niveaux		Forfaitaire
Type 4	Tous les niveaux		Caquot minoré
Type 5	Tous les niveaux		Caquot minoré
Type 6	RDC+8ème étage		RDM
Type 7	RDC		RDM

III.2.3.Calcul des sollicitations

III.2.3.1.Exemple de calcul

➤ Plancher étage courant

- Type 1



Figure III.1 : Schéma statique de la poutrelle Type 1

Les conditions d’applications de la méthode forfaitaire

1. $1.5 \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2*5.11) \rightarrow 1.5 < \min (5 \text{ KN/m}^2 ; 10.22 \text{ KN/m}^2) \dots\dots$ vérifié
2. $0.8 < \frac{3.1}{3.2} < 1.25 \dots\dots\dots$ vérifié
3. Fissuration peut nuisible vérifié
4. inertie (I) constante..... vérifié

Puisque toute les conditions vérifiées ce qui implique que la méthode forfaitaire est applicable

Les combinaisons d’actions et les charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont résumées dans le tableau (III.2)

Tableau III.2 : Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle

Désignation	G (KN/ m ²)	Q (KN/m ²)	L ₀	Charges sur le plancher (KN/m ²)		Charge sur poutrelle (KN/ m)
				Elu	Els	
Etage courant	5.11	1,5	0,65	Elu	9.15	5,947
				Els	6.61	3,744
Terrasse	6.41	1.5	0,65	Elu	9,17	5,959
				Els	6,68	4,342

Moments isostatiques

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

$$ELU \begin{cases} M_{0AB} = 7.14 \text{ KN.m} \\ M_{0BC} = 7.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_{0AB} = 5.16 \text{ KN.m} \\ M_{0BC} = 5.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments aux appuis

- Appuis intermédiaire

$$M_B = -0,6 M_0 \dots\dots\dots \begin{cases} \text{Elu} & M_B = -4.566 \text{ KN.m} \\ \text{Els} & M_B = -3.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Appuis de rive

$$M_A = M_C = -0,15M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu} & M_A = M_C = -1.14 \text{ KN.m} \\ \text{Els} & M_A = M_C = -0.825 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moments en travées AB

$$M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0; (1+0.3 \alpha) M_0)$$

$$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) M_0/2$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,227 \begin{cases} (1 + 0.3 \alpha) = 1.068 \\ \frac{(1.2+0.3 \alpha)}{2} = 0.634 \end{cases} \dots \dots \dots \begin{cases} M_t \geq 1,068M_0 - 0,6 \frac{M_{0BC}}{2} \dots \dots \dots 1 \\ M_t \geq 0,634M_0 \dots \dots \dots 2 \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} 1,068M_0 - 0,6 \frac{M_{0BC}}{2} \dots \dots 1 \\ 0,634 M_{0AB} \dots \dots 2 \end{cases} \quad \text{D'ou } M_t = \begin{cases} \text{Elu} & M_t = 5.347 \text{ KN.m} \\ \text{Els} & M_t = 3.887 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moments en travées BC

$$M_t = \begin{cases} 0,768 M_{0BC} \dots \dots 1 \\ 0,634 M_{0BC} \dots \dots 2 \end{cases} \quad \text{D'ou } M_t = 0,768 M_{0BC} \begin{cases} \text{Elu} & M_t = 5.847 \text{ KN.m} \\ \text{Els} & M_t = 4.225 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Evaluation des efforts tranchants

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = V_0 = P^U * \frac{L_{AB}}{2} = 9.218 \text{ KN} \\ V_B = -1,15 * P^U * \frac{L_{AB}}{2} = -10.942 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} V_B = V_0 = +1,15 P^U * \frac{L_{BC}}{2} = 10.942 \text{ KN} \\ V_C = - P^U * (\frac{L_{BC}}{2}) = -9.515 \text{ KN} \end{cases}$$

III.2.3.2. Calcul des sollicitations pour chaque type de poutrelles

Tableau III.3 : Sollicitations des différents types de poutrelles

Types Plancher		M _t (KN. m)		M _a ^{inter} (KN. m)		M _a ^{rive} (KN. m)		V ^{max} (KN)
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Type 1	Terrasse	9.104	6.62	-6.481	-4.667	-1.819	-1.319	14.863
	Etage courant	7.597	5.504	-5.536	-3.966	-1.526	-1.103	12.49
Type 2	Terrasse	6.749	3.748	-5.184	-3.733	-1.36	-0.987	12.99
	Etage courant	6.48	4.705	-3.885	-2.783	-1.14	-0.825	11.103
Type 3	Terrasse	7.551	5.478	-4.679	-3.395	-1.404	-1.018	12.668
	Etage courant	6.424	4.641	-3.926	-2.837	-1.177	-0.851	10.63
Type 4	Terrasse	6.867	4.983	-5.443	-3.949	-1.361	-0.987	13.04
	Etage courant	5.347	4.225	-4.567	-3.3	-1.14	-0.825	10.942
Type 5	Terrasse	9.184	6.679	6.296	-4.533	-1.819	-1.319	14.813

	Etage courant	7.665	5.53	-5.37	-3.852	-1.526	-1.103	12.455
Type 6	Terrasse	12.128	8.798	/	/	-1.819	-1.120	13.111
	Etage courant	10.177	7.352	/	/	-1.526	-1.103	11.002
Type 7	Terrasse	9.071	6.582	/	/	-1.361	-0.987	11.339
	Etage courant	7.612	5.5	/	/	-1.142	-0.825	9.515

III.2.3.3. Les sollicitations les plus défavorables

Tableau III.4 : Sollicitation maximale des poutrelles

Types Plancher	M _t (KN. m)		M _a ^{inter} (KN. m)		M _a ^{rive} (KN. m)		V ^{max} (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Terrasse	12.128	8.798	-6.481	-4.667	-1.819	-1.319	14.813
Etage courant	10.177	7.353	-5.536	-3.966	-1.526	-1.103	12.498

III.2.4. Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles

➤ Ferrailage longitudinale

Le calcul des armatures longitudinales se fait pour une section en T à la flexion simple, un exemple de calcul est donné ci-après

➤ Exemple de calcul



Les sollicitations maximales

Plancher étage courant

$$Elu \begin{cases} M_t = 10.177 \text{ KN. m} \\ M_a^{inter} = -5.536 \text{ KN. m} \\ M_a^{rive} = -1.526 \text{ KN. m} \\ V^{max} = 12.498 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Els \begin{cases} M_t = -1.103 \text{ KN. m} \\ M_a^{inter} = -3.966 \text{ KN. m} \\ M_a^{rive} = -2.65 \text{ KN. m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_{eff} = 48 \text{ cm} \\ b_0 = 10 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ d = 18 \text{ cm} \\ d' = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression (M_{tu})

$$M_{tu} = f_{bu} \times b_{eff} \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,48 \times 0,04 \times \left(0,23 - \frac{0,04}{2} \right)$$

M_{tu} = 43.6 KN. m > M_u ➔ calcul d'une section rectangulaire (b*h)

$$\mu_{bu} = \frac{10.177 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,48 \times 0,18^2} = 0,046 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \rightarrow f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{400}{1,15 * 200000} \rightarrow \varepsilon_1 = 1,74 * 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 * \varepsilon_1} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} \rightarrow \alpha_1 = 0,667$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) \rightarrow \mu_1 = 0,391$$

$$\mu_{bu} = 0,068 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,059$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,176 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_t}{(z * f_{st})} = \frac{0,010177}{(0,176 * 348)} = 1.662 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

(BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_t^{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,48 * 0,18 * \frac{2,1}{400} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1.662 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.04 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_s = 1.662 \text{ cm}^2$

Choix ferrailage : 3HA10 = 2.36 cm² **Annexe2**

➤ **Ferrailage en appuis**

✓ **Appuis intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{5.536 * 10^{-3}}{14,2 * 0,10 * 0,18^2} = 0,120 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$\text{On a: } f_e = 400 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} \mu_1 = 0,391 \\ \alpha_1 = 0,668 \\ \varepsilon_1 = 1,74 * 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) \rightarrow \mu_1 = 0,391 > \mu_{bu} = 0,120 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,160 \rightarrow \alpha = 0,160$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,168 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{0,05536}{(0,168 * 348)} = 0.946 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 0,946 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } A_a^{inter} = 0,946 \text{ cm}^2$$

Choix 2HA10 = 1.57 cm²

➤ Appuis de rive

$$\mu_{bu} = 0.040$$

$$\alpha = 0.042$$

$$z = 0.176 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{rive} = 0,25 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 0,23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,10 * 0,18 * \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Choix 1HA10 = 0,79 cm²

➤ Choix de ferrailage

En travée3HA10 = 2,36 cm²

En appuis intermédiaire.... 2HA10= 1,57 cm² annexe 1

En appuis de rive1HA10 = 0,79 cm²

• Ferrailage transversal

$$\phi_t \leq (\phi_t^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min(10 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ donc $A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

Tableau III.5.résumé de ferrailage longitudinal et transversal des différents niveaux

Plancher		Ferrailage longitudinale			Ferrailage transversale	
		A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _t (cm ²)	S _t (cm)
Terrasse	Travée	1,99	1,04	3HA10=2,36	0.57	15
	Appuis inter	1.12	0,22	1HA10+1HA12= 1.92		
	Appuis de rive	0.29	0,22	1HA10=0,79		
Etagé courant	Travée	1,662	1.04	3HA10=2,36		
	Appuis inter	0,946	0.22	2HA10=1.57		
	Appuis de rive	0.25	0.22	1HA10= 0.79		

III.2.5. Les vérifications nécessaires étage courante

A) A l'ELU

1. Vérifications des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{(12,498 \times 10^{-3})}{(0,10 \times 0,18)} = 0,694 \text{ MPa}$$

La fissuration est peut nuisible, et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Alors :}$$

$\tau_u = 0,694 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ Alors la condition est vérifiée

2. Espacement (St) est le min entre les trois valeurs de St :

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \quad \Rightarrow \quad St \leq 57 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq 94,51 \text{ cm}$$

D'où, $St = 15 \text{ cm}$

3. Vérification des armatures longitudinales A_s vis-à-vis de l'effort tranchant V^{\max}

- En appuis de rive

$$A_s^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V^{\max} \quad \Rightarrow \quad A_s^{\min} \geq \frac{1,15}{400} \times 21,09 \times 10^{-3} = 0,425 \text{ cm}^2$$

On a : $A_l = 2,36 + 0,79 = 3,15 \text{ cm}^2 > 0,425 \text{ cm}^2$ alors la condition est vérifié

- En appuis intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V^{\max} + \frac{M_a^{\text{inter}}}{0,9 d} \right) \quad \Rightarrow \quad A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(12,498 \times 10^{-3} + \frac{-5,536 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

On a : $A_l = 2,36 + 1,57 = 3,93 \text{ cm}^2 > -1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow$ pas de vérification à faire pour l'appui inter

4. Vérification de la bielle

$$V^{\max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec } a = 0,9 * d = 16,2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V^{\max} = 12,498 \text{ KN} < 108,135 \text{ KN}$ Condition vérifiée

5. Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 \cdot V^{\max}}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 19 \text{ cm}$$

$= 0,763\text{MPa} < 3,33\text{MPa}$ alors la condition est Condition vérifiée

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

B) A l'ELS

1. Vérifications des contraintes

- En travée

La Position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 A(d - h_0) = -111,6 < 0$$

L'axe neutre ne passe pas par la table de compression, donc on fait des vérifications des contraintes pour une section en T.

Donc il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28}$

Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)

$$\frac{b_0}{2} * y^2 + (15A + 15A' + (b - b_0) h_0)y - 15(Ad + A'd') - \frac{(b-b_0) \cdot h_0^2}{2} = 0 \dots \text{avec } A' = 0$$

$$5y^2 + 187.4y - 941.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 232.25 \rightarrow y = 4,485\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d-y)^2$$

$$I = \frac{48}{3} 4,485^3 - \frac{(48-10)(4.485-4)^3}{3} + 15 * 2.36 * (18 - 4.485)^2 = 7908.018 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,353 \times 10^{-3}}{7908,018 \times 10^{-8}} 4,485 * 10^{-2} = 4,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

- En appuis intermédiaire

Calcul d'une section en T

Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)

$$5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 239,48 \rightarrow y = 7.149\text{cm}$$

$$I = 3990,78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,536 \times 10^{-3}}{3990,78 \times 10^{-8}} 7,149 * 10^{-2} = 9.917 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Alors pas de risque d'éclatement du béton.

2. Vérification de la flèche

Conditions de la vérification de la flèche Données :

$l = 3,7 \text{ m} ; M_{0S} = 8,799 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 8,799 \text{ KN.m}$

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

1) $h_{\text{poutrelle}} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0S}} \times l \Leftrightarrow h_{\text{poutrelle}} = 20 \text{ cm} < 24.66 \text{ cm} \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 2.36 \text{ cm}^2 > 1.62 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

3) $L < 8 \text{ m} \Leftrightarrow L = 3.7 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Puisque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 7.4 \text{ cm (BAEL91 ART B. 6.5)}$

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

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

f_{gv}, f_{gi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Données :

$$\begin{cases} Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ G = 6,41 \text{ KN/m}^2 \\ j = G - G_{\text{revet}} = 2.85 \text{ KN/m}^2 \\ p = G + Q = 7.91 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{\text{ser}}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{\text{ser}}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{\text{ser}}^p = p \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{\text{ser}}^g = 7.129 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^j = 3.171 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^p = 8.799 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Modules de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \\ E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Le moment d'inertie de la section homogène Y_G

$$Y_G = \frac{\frac{b \cdot h_0^2}{2} + (h - h_0) b_0 \left[\frac{(h - h_0)}{2} + h_0 \right] + 15 \cdot A \cdot d}{b \cdot h_0 + b_0 (h - h_0) + 15 \cdot A}$$

$$Y_G = \frac{\frac{48 \cdot 4^2}{2} + (20 - 4) 10 \left[\frac{(20 - 4)}{2} + 4 \right] + 15 \cdot 2,36 \cdot 18}{48 \cdot 4 + 10(20 - 4) + 15 \cdot 2,36}$$

$$Y_G = 7.592 \text{ cm}$$

✓ Calcul des moments d'inertie homogénéisé (I_0)

$$\Rightarrow I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + (b_0 \cdot h) \cdot \left(\frac{h}{2} - Y_G \right)^2 + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left(Y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \cdot A \cdot (d - Y_G)^2 + 15 \cdot A \cdot (Y_G - d)^2$$

$$I_0 = \frac{10 \cdot 20^3}{12} + (10 \cdot 20) \cdot \left(\frac{20}{2} - 7.592 \right)^2 + (48 - 10) \cdot \frac{4^3}{12} + (48 - 10) \cdot 4 \cdot \left(7.592 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - 7.592)^2$$

$$D'où, I_0 = 18226.304 \text{ cm}^4 16616.893$$

✓ Calcul de coefficient ρ

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \cdot 18}$$

$$\rho = 0.0131$$

✓ Calcul des Coefficients λ_i, λ_v

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \cdot b \cdot f_{t28}}{(2 \cdot b + 3 \cdot b_0) \rho} = 3.053 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \cdot \lambda_i = 1,221 \end{cases}$$

✓ Calcul des contraintes de traction σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d - y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 182,75 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 81,238 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 225.51 \text{ MPa} \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} I = 7908,018 \text{ cm}^4 \\ y = 4.485 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Calcul des Coefficients μ_g, μ_j, μ_p

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_g &= \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0.685 \\ \mu_j &= \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0.421 \\ \mu_p &= \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0.735 \end{aligned} \right.$$

✓ Calcul des moments d'inertie fictive

$$\left\{ \begin{aligned} I_{f_{gi}} &= \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 7998,283 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} &= \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 5912,901 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} &= \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 5638,492 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} &= \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 9953,567 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right. ; \left\{ \begin{aligned} f_{gv} &= M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 9,6 \text{ mm} \\ f_{ji} &= M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 1,67 \text{ mm} \\ f_{pi} &= M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 6,81 \text{ mm} \\ f_{gi} &= M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 3,69 \text{ mm} \end{aligned} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 9.66 \text{ mm} > \bar{f} = 7.4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche n'est pas vérifiée}$$

Remarque

La flèche n'est pas vérifiée pour étage courante pour la section de ferrailage a 3HA10=2.36 cm² Et pour $b_{eff} = 48 \text{ cm}$

La flèche du plancher terrasse accessible ne vérifie pas avec le ferrailage adopté donc on a augmenté la section d'armature 3HA12=3.39cm²

3. Vérifications à l'ELU

Tableau III.6 : Vérifications nécessaire à l'ELU

	Armature longitudinale		Bielle (KN)	Jonction table nervure	Cisaillement (MPa)
	Appuis inter (cm²)	Appuis Rive (cm²)			
Terrasse	1,92>1.04	0.79>0.21	14,813<108	0.914<3.33	0.823<3.33
Autres niveaux	1.57>1.04	0.79>0.21	12.498<108	0.763<3.33	0.694<3.33

- Vérifications à l'ELS
- Vérification des contraintes

Tableau III.7: vérification des contraintes dans les différents niveaux

Plancher	Position	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Terrasse	Travée	8,799	2,26	4.485	7908,018	4,17	15	vérifiée
	Appuis inter	-4,667	1,92	7,701	3990,78	9,917	15	vérifiée
Autres niveaux	Travée	8,799	2,36	4,485	7908,018	5,12	15	vérifiée
	Appuis inter	-4,667	1,57	7,701	3990,78	4,51	15	vérifiée

➤ Vérification de la flèche après augmentation de la section de ferrailage

Tableau III.8 : Vérification de la flèche dans les différents niveaux

Plancher	Terrasse	Autres niveaux		Autres niveaux	Terrasse
L(m)	3.7	3.7	σ _{st} ^p (MPa)	158.671	188,471
b _{eff} (cm)	48	48	μ _g	0.687	0,620
b ₀ (cm)	10	10	μ _j	0.425	0,522
q _g (KN/m)	4,166	3,321	μ _p	0.738	0,693
q _j (KN.m)	1,853	2,437	I _{fgi} (cm ⁴)	8145.837	6318,516
q _p (KN/m)	5,142	4,296	I _{fji} (cm ⁴)	10518.29	7047,39
M _g (KN.m)	7.129	5,683	I _{fpi} (cm ⁴)	7801.97	5866.551
M _j (KN.m)	3,171	4,17	I _{fgv} (cm ⁴)	12652.067	10403,17
M _p (KN.m)	8.799	7,352	f _{gv} (mm)	7.13	6,91
Y _G (cm)	7.991	7,592	f _{ji} (mm)	1.27	2,49
I ₀ (cm ⁴)	18226.304	16616,893	f _{pi} (mm)	4.75	5,28
ρ	0.0188	0.0131	f _{gi} (mm)	3.69	3,79
λ _i	2.127	3,053	f	6.92	5.91
λ _v	0.851	1,221	f̄	7.4	7.4
σ _{st} ^g (MPa)	128,515	144,532	Observation	Vérifiée	Vérifiée
σ _{st} ^j (MPa)	57,164	106,899			

Commenter :

Cette vérification est faite après l'augmentation de ferrailage en travée au niveau de terrasse Accessible de 3HA10 à 3HA12= 3,39 cm²,

III.2.6.Ferrailage de la dalle de compression

Selon le **BAEL 91 (B.6.8, 4.23)** la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Elle sera armée par un quadrillage des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser

20 cm : Pour les armatures perpendiculaire aux nervures ;

33 cm : Pour les armatures parallèles aux nervures. On utilise des barres de type rond lisse de nuance $f_e=400$ MPa

$$l_0 = 65 \text{ cm}$$

$$50 \text{ cm} \leq l_0 \leq 80 \text{ cm}$$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles A^\perp

$$A^\perp = \frac{4 \cdot l_0}{f_e} = 0.65 \text{ cm}^2$$

St ≤ 20cm

$$5 \text{ } \varnothing 5 / \text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Avec : } St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

Armatures parallèles aux poutrelles $A'' : A'' = \frac{A^\perp}{2} = 0.325 \text{ cm}^2$

St ≤ 30cm

On choisit : Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Parallèles aux poutrelles

$$4 \text{ HA}5 / \text{ml} = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ avec } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

Pour un choix pratique et facile de réalisation on va opter pour treillis soudé (150x150) mm²

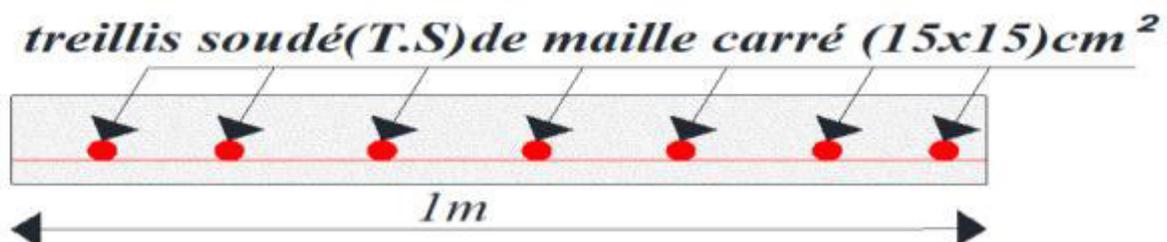
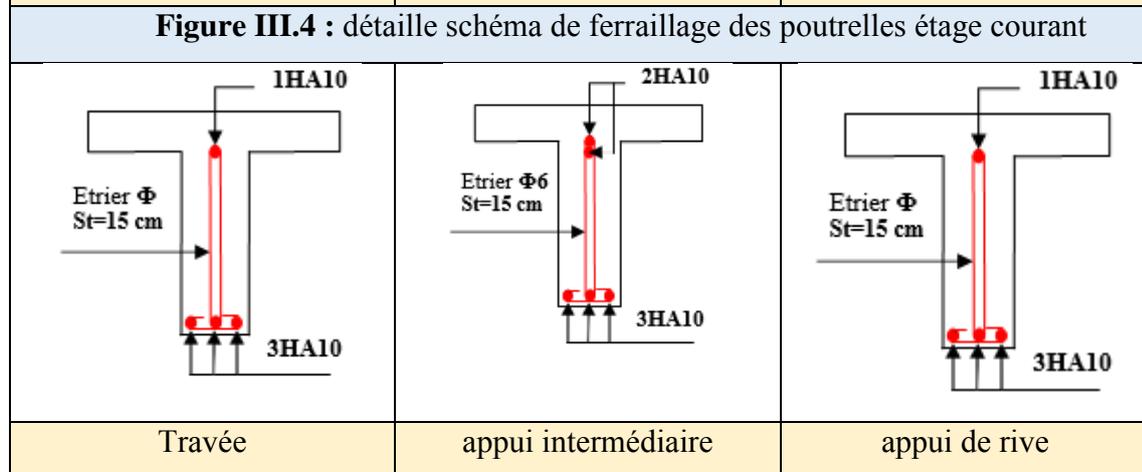
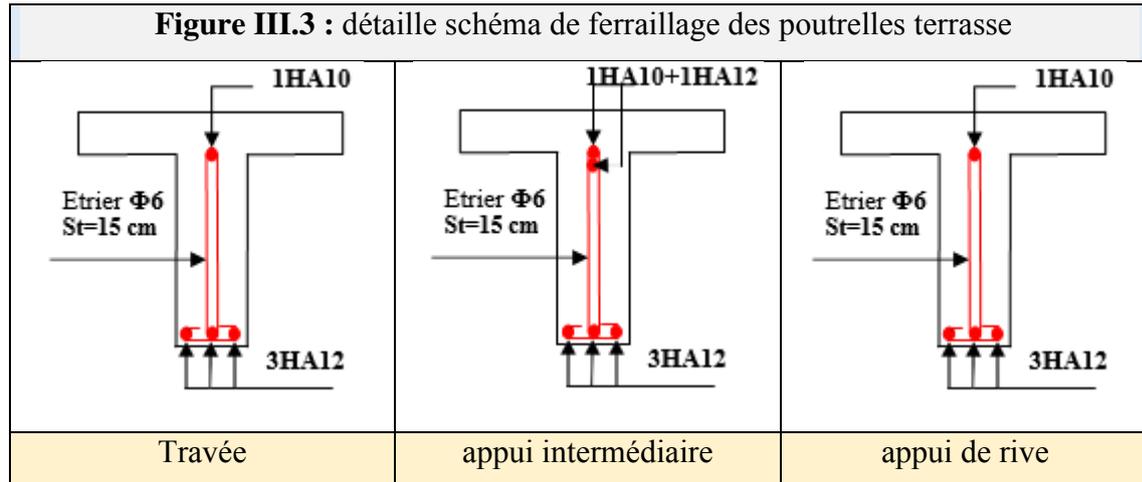


Figure III.2 : Schéma ferrailage de dalle de compression

III.2.7.Schémas de ferrailage



III.3.Etude des dalles pleines

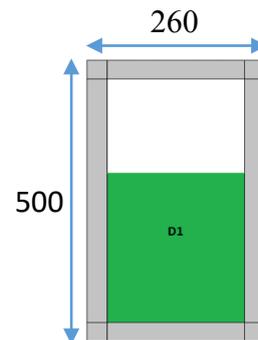
III.3.1.Méthode de calcul des sollicitations

Tableau III.9 : Formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines

Travée	dalle sur 1 appui	Dalle sur 2 appuis		Dalle sur 3 appuis		Dalle sur 4 appuis		
		$\rho < 0.4$	$\rho \geq 0.4$	$L_x \geq \frac{L_y}{2}$	$L_x < \frac{L_y}{2}$	$\rho \geq 0.4$	$\rho < 0.4$	
M_0^x	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$\frac{P \cdot L_y^3}{24}$	$\frac{P \cdot L_x^2 \cdot L_y}{2} - \frac{2 \cdot P \cdot L_x^3}{3}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x$	$P \cdot \frac{L_x^2}{8}$	
M_0^y	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$\frac{P \cdot L_y^2}{8} \cdot (L_x - \frac{L_y}{2}) - \frac{P \cdot L_y^3}{48}$		$\frac{P \cdot L_x^3}{6}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$P \cdot \frac{L_y^2}{8}$
M_t^x	Riv	$0.85 \cdot M_0^x$						
M_t^y	Int	$0.75 \cdot M_0^y$						
M_a^x	Riv	$0.4 \cdot M_0^x$						
M_a^y	Int	$0.5 \cdot M_0^y$						
V		$\frac{P \cdot L}{2}$	$\frac{P \cdot L}{2}$	$\frac{P \cdot L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$		$\frac{P \cdot L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$		$\frac{P \cdot L}{2}$

➤ Exemple de calcul

• Dalle pleine type Dp1



$G = 5,26 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} P^u = 1.35 * 5.26 + 1.5 * 3.5 = 12,35 \text{ KN/m}^2 \\ P^s = 5.26 + 3.5 = 8,76 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Figure III.5 : Schéma de la dalle pleine DP1

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2,3} = 0,87 \geq 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille selon deux sens

Calcul des moments statiques :

ELU $\begin{cases} M_0^x = 6,014 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 9,674 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS $\begin{cases} M_0^x = 5,627 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6,940 \text{ KN.m} \end{cases}$

Les moments corrigés :

En travée :

ELU $\begin{cases} M_t^x = 4,511 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 7,255 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS $\begin{cases} M_t^x = 4,92 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 5,205 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis :

ELU $\begin{cases} M_a^x = -3,007 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -4,837 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS $\begin{cases} M_a^x = -2,814 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -3,47 \text{ KN.m} \end{cases}$

Effort tranchant : $\begin{cases} V_x = 7,547 \text{ KN} \\ V_y = 4,963 \text{ KN} \end{cases}$

III.3.2. Calcul de Ferrailage

Les dalles pleines se calculent à la flexion simple comme des sections rectangulaire $b_d \times h_d$

Avec : $b_d = 100 \text{ cm}$ $h_d = e = 15 \text{ cm}$ $d = h_d - c = 12 \text{ cm}$ (F.N)

Tous les calculs du ferrailage seront résumés dans le tableau ci-dessous (Tableau III.9)

Tableau III.10 : Sollicitations et ferrailage dans les dalles de l'étage courant et terrasse

III.3.3. Vérification à l'ELU

Dalle pleine	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} cm ² /ml	A_{min} cm ² /ml	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t Cm	
DP1	M_t^x	4,511	0,018	0,022	0,128	1,013	1.278	4HA8=2,01	25
	M_t^y	7,255	0,03	0,04	0,14	1,641	1.2	4HA8=2.01	
	M_a^x	-3,007	0,013	0,016	0,129	0,669	1,278	4HA8=2,01	25
DP2	M_t^x	0,75	0,005	0,006	0,099	0,0217	0,96	4HA8=2,01	25
	M_t^y	0,75	0,005	0,006	0,099	0,0217	0,96	4HA8=2.01	
	M_a^x	-0,300	0,002	0,002	0,099	0.0071	0,96	4HA8=2.01	25
DP3	M_t^x	3,438	0,014	0,018	0,129	0,765	1,5	3HA10=2,36	
	M_t^y	0,859	0,003	0,004	0,129	0,191	1,2	3HA8=1,51	33
	M_a^x	-2,292	0,009	0,012	0,129	0,511	1,5	3HA10=2,36	33
DP4	M_t^x	30,22	0.213	0,302	0,087	9,98	0,96	9HA12=10,1	12
	M_t^y	5,210	0,036	0,045	0.098	1,53	0,96	4HA8=2.01	25
	M_a^x	-10,14	0,142	0,192	0.092	6,29	0,96	6HA12=6,79	15
DP5	M_t^x	23,62	0,166	0,228	0,091	7,45	0,96	7HA12=7,92	
	M_t^y	5,904	0,041	0,052	0.098	1,73	0,96	4HA8=2.01	25
	M_a^x	-8,336	0,058	0.074	0,097	2,46	0,96	4HA10=3,14	25
DP6	M_t^x	3,087	0.022	0.027	0,098	0,905	1,08	4HA8=2,01	25
	M_t^y	3,859	0,027	0,034	0,098	1,13	0,96	4HA8=2.01	25
	M_a^x	-2,573	0,018	0,022	0,099	0,746		4HA8=2.01	25
DP7	M_t^x	21,88	0,154	0,210	0,091	6,865	0,96	7HA12=7,92	15
	M_t^y	5,221	0,036	0.0461	0,098	1,46	0,96	4HA8=2.01	25
	M_a^x	-14,58	0,103	0,136	0,094	4,45	0,96	4HA12=4,52	25

- Vérifications de cisaillement (efforts tranchant)

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b * d} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 1,17 \text{ MPa}$$

Tableau III.11 : Vérifications au cisaillement dans différents types de dalles

Dalle pleine	Niveau	Sens	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	τ _u ≤ τ̄ _u
III DP1	Etage courant	X	7,645	0,058	1,17	Vérifiée
		Y	4,963	0,038	1,17	Vérifiée
DP2	Etage courant	X	4,632	0,0463	1,17	Vérifiée
		Y	4,632	0,0463	1,17	Vérifiée
DP3	Etage courant	X	11,167	0,0859	1,17	Vérifiée
		Y	1,396	0,012	1,17	Vérifiée
DP4	Etage courant	X	9,182	0,091	1,17	Vérifiée
		Y	0,63	0,0026	1,17	Vérifiée
DP5	Etage courant	X	9,086	0,0908	1,17	Vérifiée
		X	0,47	0,0047	1,17	Vérifiée
DP6	Etage courant	X	7,036	0,07	1,17	Vérifiée
		Y	2,968	0,029	1,17	Vérifiée
DP7	Etage courant	X	9,102	0,091	1,17	Vérifiée
		Y	0,45	0,0045	1,17	Vérifiée

Pas de risque de cisaillement donc A_t pas nécessaire

3.4. Vérifications à l'ELS

- Vérification des contraintes sur le béton et sur l'acier :

Pour le calcul des contraintes on utilise la même formule que celle déjà citée dans le calcul des poutrelles en prenant h₀=0 et b₀=b

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible.}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = 201,64 \text{ MPa}$

Les résultats sont résumés sur le (Tableau III.12)

Tableau III.12 : Récapitulatif des vérifications des contraintes

DP	Sens	M _{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Observ – ation
DP1	M _t ^x	4,2	2,514	3348.512	3,16	15	Vérifiée
	M _t ^y	5,225	2,514	3348,512	3,91	15	Vérifiée
	M _a ^x	3,47	2,514	3348,512	2,605	15	Vérifiée
DP2	M _t ^x	0,738	2,172	2189,197	0,72	15	Vérifiée
	M _t ^y	0,738	2.172	2189,197	0,72	15	Vérifiée
	M _a ^x	0,738	2.172	2189,197	0,25	15	Vérifiée
DP3	M _t ^x	2,533	4,381	2663,69	4,19	15	Vérifiée
	M _t ^y	0,255	2,204	26557,89	0,212	15	Vérifiée
	M _a ^x	1,702	4,381	2663,69	2,799	15	Vérifiée
	M _a ^y	1,702	2,204	26557,89	0,141	15	Vérifiée
DP4	M _t ^x	21,434	4,206	7606,39	11,85	15	Vérifiée
	M _t ^y	2,405	2,172	2189,197	2,38	15	Vérifiée
	M _a ^x	14,289	3,608	5726,94	9,002	15	Vérifiée
DP5	M _t ^x	16,753	3,829	6395,31	10,03	15	Vérifiée
	M _t ^y	4,188	2,172	2189,197	4,155	15	Vérifiée
	M _a ^x	5,915	2,634	3164,7	4,92	15	Vérifiée
DP6	M _t ^x	2,19	2,172	2189,197	2,172	15	Vérifiée
	M _t ^y	2,737	2,172	2189,197	2,715	15	Vérifié
	M _a ^x	1,825	2,172	2189,197	1,811	15	Vérifié
DP7	M _t ^x	15,521	3,829	395,31	9,292	15	Vérifié
	M _t ^y	3,695	2,172	2189,197	3,609	15	Vérifié
	Ma	10,374	2,172	2189,197	2189,197	15	Vérifié

III.3.5.Vérification de la flèche

• Etat limite de déformation

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

$$\frac{e}{l} \geq \text{Max} \left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^s}{20 * M_0^s} \right) \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{A_t}{b*d} \leq \frac{2}{f_c} \dots\dots\dots (2)$$

$$l \leq 8m \dots\dots\dots(3)$$

- Evaluation de la flèche :

$$f = (f_V^G - f_i^j) + (f_i^P - f_i^G)$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis}$$

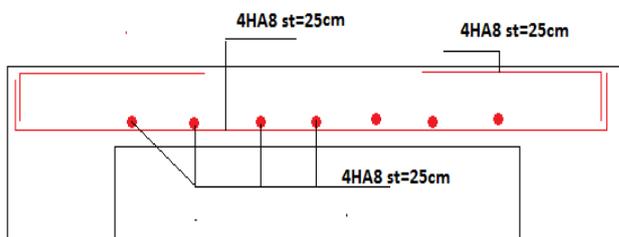
$$\bar{f} = \frac{1}{250} \rightarrow \text{Pour une console}$$

La vérification des conditions de flèche des dalles pleines est résumée sur le tableau (III.13)

Tableau III.13: Récapitulatif des vérifications de la flèche

DP	Niveau		Condition	f_{gi} mm	f_{gv} mm	f_{ji} mm	f_{pi} mm	Δf mm	\bar{f} mm	Observat -ion
DP1	Etage courante		Vérifier	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche						
DP2	Etage courante		Vérifier	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche						
DP3	Terrasse inaccessible		Vérifier	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche						
DP4	Etage	x-x	Non	1,02	2,09	0,46	1,95	2,56	3	Vérifier
	Courant	y-y	Non	1,00	3,00	0,57	1,75	3,19	9,8	Vérifier
DP5	Etage	x-x	Non	0,85	1,72	0,35	1,71	2,23	3	Vérifier
	courant	y-y	Non	0,75	2,27	0,43	2,04	3,12	8	Vérifier
DP6	Etage	x-x	Vérifier	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche						
	courant	y-y								
DP7	Etage	x-x	Non	0,29	0,76	0,71	0,29	1,05	3,46	Vérifier
	courant	y-y	Non	0,54	1,64	0,31	2,53	3,32	6	Vérifier

III.3.6.Schéma de ferrailage



Coupe 1-1

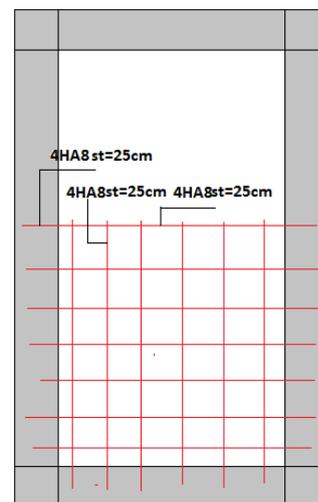


Figure III.6 : schéma de ferrailage du panneau D1

III.4. Etude de l'escalier

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur $b=100\text{cm}$ et de hauteur h (avec $h=e$).

III.4.1. Etude de type d'escalier étage courante

➤ Volée 1 et 3

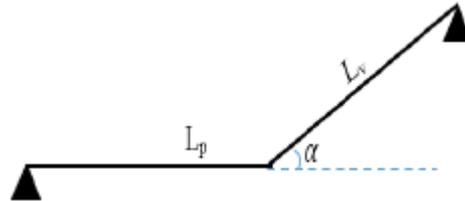


Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier

III.4.2. Calcul des sollicitations

$$\text{Palier} \begin{cases} G_p = 5,86 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Volée} \begin{cases} G_v = 8,34 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Calcul du chargement qui revient à l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} P_v^U = 1,35G_v + 1,5Q_v = 15,522 \text{ KN/m} \\ P_p^U = 1,35G_p + 1,5Q_p = 11,661 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} P_v^S = G_v + Q_v = 11,22 \text{ KN/m} \\ P_p^S = G_p + Q_p = 8,36 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma M = 0 \rightarrow \begin{cases} R_A = 2,8 P_v + 0,65 P_p \\ R_B = 1,6 P_v + 3,85 P_p \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} R_A = 30,63 \text{ KN} \\ R_B = 34,199 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} R_A = \text{KN} \\ R_B = 26,81 \text{ KN} \end{cases}$$

Remarque

L'élément étudié est le cas d'une poutre isostatique, alors le calcul des sollicitations se fera avec la méthode RDM (méthode classique).

$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$M_0 = -P_v \cdot \frac{x^2}{2} + (1,2 \cdot P_v - 0,534 P_p) \cdot x \rightarrow \frac{\partial M_0}{\partial x} = 0 \rightarrow x = 0.804 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \text{ELU} : M_0 = 4,36 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} : M_0 = 3,17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T = P_v \cdot x - 1,2 \cdot P_v + 0,534 \cdot P_p$$

$$ELU \begin{cases} T(0) = -10.84 \text{ KN.m} \\ T(2.4) = 21.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 1,6 \text{ m}$$

$$M_0 = -P_p \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} ELU : M_0 = -12,76 \text{ KN.m} \\ ELS : M_0 = -9,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T = -P_p \cdot x$$

$$ELU \begin{cases} T(0) = 0 \text{ KN.m} \\ T(1,6) = -15.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_t = 4,36 \text{ KN.m} \\ M_a = -12,76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_t = 3,17 \text{ KN.m} \\ M_a = -9,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.4.3.Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} en travée et M_a^{max} en appuis pour une section $(b \times e) = (100 \times 13) \text{ cm}^2$.

- Armatures longitudinales

Tableau III.14 : Ferrailage longitudinale de l'escalier

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	28,256	0,078	0,102	0,153	5,31	1,932	5HA12=5,65	20
Appui	18,838	0,051	0,067	0,156	3,47	1,93	4HA12=4,52	25

- Armatures de répartition :

Nous avons des charges réparties, donc : $A_r = \frac{A_{principale}}{4}$

- En travée : $A_r = 1,41 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow$ Soit 4HA8 = 2,01 cm²/ml
- En appui : $A_r = 1,13 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow$ Soit 4HA8 = 2,01 cm²/ml

III.4.4.Vérifications

➤ Vérification de l'espacement

Pour les armatures principales (longitudinales)

$$\begin{cases} S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en travée} \\ S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en appuis} \end{cases}$$

Pour les armatures de répartition (transversale) :

$$\begin{cases} S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en travée} \\ S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en appuis} \end{cases}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$V_{\max} = 34,199 \rightarrow \tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} = 34,199 * \frac{10^{-3}}{1 * 0,18} = 0,189 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,189 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Alors La condition est vérifiée pas de risque de cisaillement

Vérification des contraintes sur le béton

Comme la fissuration est peu nuisible alors nous n'avons qu'à vérifier que :

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Tableau III.15 : Vérifications des contraintes dans le béton

Types	M _{ser} (KN. m)		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
1	M _t	20,402	4,428	15690,002	5,757	15	Vérifiée
	M _a	13,601	4,028	12985,363	4,229	15	Vérifiée

Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow 0,04 \geq 0,037 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 5,65 \text{ cm}^2 < 8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Verifiée} \\ L = 4,5 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ Verifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ **Volée 2 :**

La charge sur la volée 2 :

Calcul des sollicitations

$$\text{Volée} \begin{cases} G_v = 8,34 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ **Calcul du chargement qui revient à volée**

$$\text{ELU} \{P_V^U = 1,35G_v + 1,5Q_v = 15,522 \text{ KN/m}\}$$

$$\text{ELS} \{P_V^S = G_v + Q_v = 11,22 \text{ KN/m}\}$$

Calcul des sollicitations :

$$M_0 = -P_p \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_0 = -15,211 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_0 = -10,995 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_{\max} = -q_u \cdot l = 21,731 \text{ KN}$$

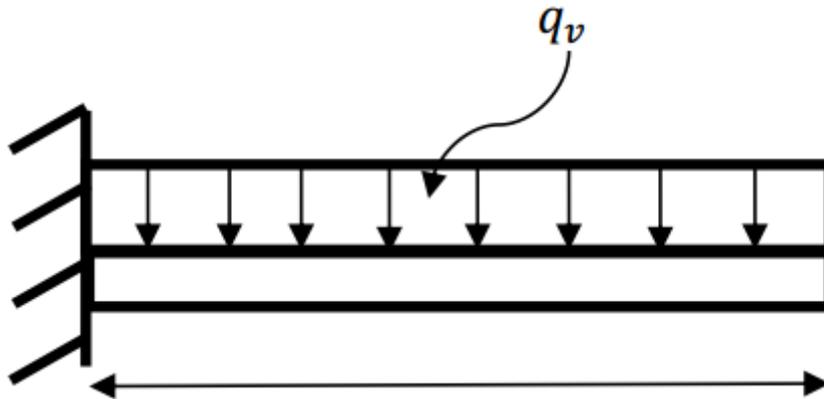


Figure III.14 : Schéma statique de la volée 2

Ferraillage :

$$\mu_{bu} = \frac{15,211 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 1 \cdot 0,16^2} = 0,042 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

On a : $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} \mu_1 = 0,391 \\ \alpha_1 = 0,668 \\ \varepsilon_1 = 1,74 \cdot 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) \rightarrow \mu_1 = 0,391 > \mu_{bu} = 0,042 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,052 \rightarrow \alpha = 0,052$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,156 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{0,015211}{(0,156 \times 348)} = 2,78 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,16 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

Choix : 4 HA10

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

➤ Vérification à l'effort tranchant

$$V_{\max} = 21,731 \rightarrow \tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} = 21,731 * \frac{10^{-3}}{1 * 0,16} = 0,138 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,138 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,7 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Alors La condition est vérifiée pas de risque de cisaillement

Vérification des contraintes à l'ELS :

Le calcul et vérification des contraintes ont donné les résultats résumés sur le tableau suivant :

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Tableau III.16 : Vérification des contraintes

position	M ser (KN .m)	As (cm2)	Y(cm)	Y(cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Volée2	10,995	4,62	3,43	8787,15	4,29	15	vérifier

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow 0,128 \geq 0,069\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 3,14\text{cm}^2 < 8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifiée} \\ L = 1,4\text{m} \dots\dots\dots \text{Verifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.5.Schéma de ferrailage escalier

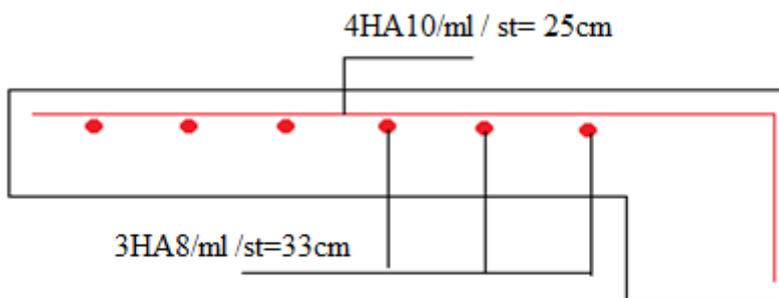


Figure III.15 . Detaille schéma de ferrailage de la volée 2

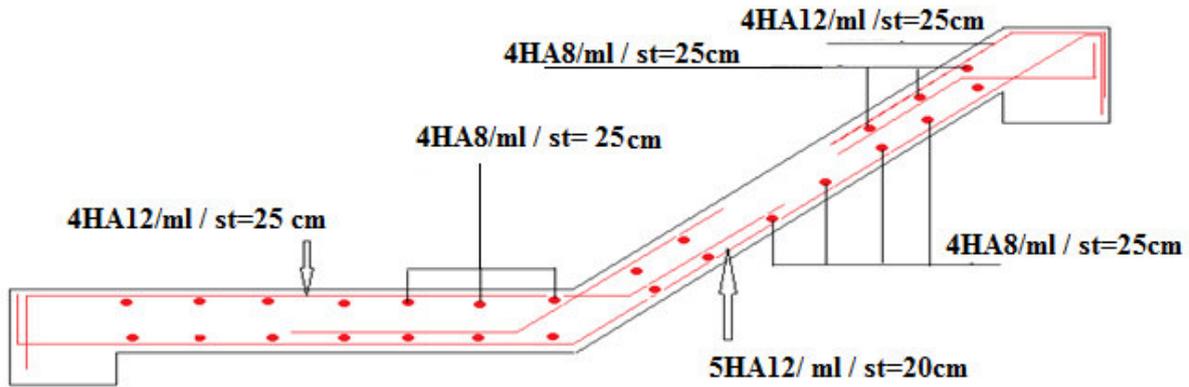


Figure III.16. Schéma de ferrailage l'escalier des volets 1 et 3

III.5. Etude de la Poutre palière

La poutre palière est un élément soumis à la flexion simple qui est due à son poids propre, et à de la torsion qui est due à la charge transmise par l'escalier

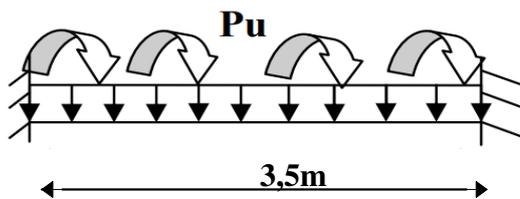


Figure III.17 : Schéma statique de la palière

III.5.1. Calcul de la poutre palier

a) Calcul à la flexion simple

➤ Calcul des sollicitations

$$G_0 = 0,3^2 \cdot 25 = 2,25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Avec } (b \cdot h) = 30 \cdot 30 \text{ cm}^2$$

Avec G_0 : poids propre de la poutre

La charge transmise par l'escalier est la réaction

D'appuis au point B poutre

$$\begin{cases} R_B^U = 12,44 \text{ KN} \\ R_B^S = 8,929 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P^U = 1,35 G_0 + R_B^U = 1,35 \cdot 2,25 + 12,44$$

$$P^U = 15,477 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.75 \frac{P^U * L^2}{8} = 17,774 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \frac{P^U * L^2}{8} = -11,849 \text{ KN.m}$$

$$V = \frac{P^U * L}{2} = 27,085 \text{ K}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le **tableau (III.17)**

Tableau III.17: Ferrailage longitudinale de la poutre palière

Position	M(KN. m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
Travée	17,774	0,053	0,068	0,272	1,877	1.01
Appuis	-11,849	0.069	0.090	0.269	2.47	1.01

Exigence du RPA

$$A_{min} = 0.5 \% b * h = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $\begin{cases} A_t = 2.36 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Vérification à l'ELU

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} = \frac{27,085 * 10^{-3}}{0,3 * 0,28} = 0,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

❖ **Armatures transversales :**

On fixe $s_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul $A_t \begin{cases} t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 25.2 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0,4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} \rightarrow A_t \geq 0,387 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 2$$

$$\max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse

Équivalente dont l'épaisseur des parois est égale au sixième du diamètre de cercle

Qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

b) Calcul à la torsion

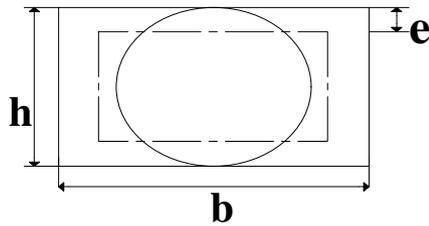


Figure III.18 Section creuse équivalente

➤ Calcul des sollicitations

❖ Le moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B * \frac{1}{2} = -\frac{3,614 * 3,5}{2} \rightarrow M_{tor} = -6,325 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B le moment en appui B calculé dans l'escalier

$$\varnothing = \min(30,30\text{cm}) \rightarrow \varnothing = 30 \text{ cm} \text{ Donc } e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2((b - e) + (h - e)) = 100\text{cm}$; Périmètre de la section de la poutre palière

❖ Armatures longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} * U * \gamma_s}{2\Omega * f_e} = \frac{6,325 * 10^{-3} * 1 * 1,15}{2 * 625 * 10^{-4} * 400} \rightarrow A_l^{tor} = 1,45 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales

$$\text{On fixe } St = 15\text{cm} \rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tor} * St * \gamma_s}{2\Omega * f_e} = 0,218 \text{ cm}^2$$

❖ La contrainte de cisaillement

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = 6,325 * \frac{10^{-3}}{2 * 0.0625 * 0.05} = 1,012 \text{ MPa} > 3.33 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée pas de risque de cisaillement

Ferraillage

Tableau III.18 : Ferraillage longitudinale de la poutre palière

Position	M(KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)
Travée	19.88	0.043	0.055	0.322	1.77	1.19
Appuis	-23.39	0.051	0.065	0.321	2.09	1.19

➤ Vérification à l'ELU

Vérification au cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_{\max}}{b * d} = \frac{89.10 * 10^{-3}}{0.3 * 0.33} = 0.90 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.90 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$... condition vérifié.

Armatures transversales

On fixe $s_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul $A_t \begin{cases} t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 29.7 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0.4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \rightarrow A_t \geq 0.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{FS} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Tableau III.19 : Récapitulatifs de calcul a torsion

M_{tor}	ϕ	e	Ω	U	A_t^{tor}	A_t	τ^{tor}	$\bar{\tau}$	observation
22,82	30	0.05	750	110	4.81	0.65	3.04	3.33	Vérifiée

Il faut vérifier que :

$$\tau_{\text{totale}} = \sqrt{\tau^{FS^2} + \tau^{(\text{tor})^2}} \leq \bar{\tau} = \min\left(\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}\right); 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_{\text{totale}} = 3.11 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ Vérifiée

Donc pas de risque de rupture par cisaillement

• Ferrailage globale

Armatures longitudinales :

-En travée : $A_L^{\text{totale}} = A_L^{FS} + \frac{A_L^{\text{tor}}}{2} = 1.212 + \frac{1.45}{2} = 1.997 \text{ cm}^2$

Soit : 3HA10= 2,36 cm²

-En appui : $A_a^{\text{totale}} = A_a^{FS} + \frac{A_a^{\text{tor}}}{2} = 1.01 + 0.725 = 1.735 \text{ cm}^2$

Soit : 3HA10= 2,36 cm²

Armatures transversales

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^{\text{tor}} = 0.45 + 0.218 = 0.668 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier $\phi_8 \rightarrow 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$ chaque $St = 15 \text{ cm}$

Vérification des contraintes sur le béton

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau suivant

Tableau III.20 : Vérification des contraintes dans le béton

Types	M _{ser} (KN.m)		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
1	M _t	8,365	7,034	20781,22	2,83	15	Vérifiée
	M _a	-5,577	7,034	20781,22	1,88	15	Vérifiée

Etat limite de déformation

Poutre palière

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow \frac{0.3}{3.5} = 0.085 > 0.074 \text{ m} \dots \dots \text{Vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 2,36 \text{ cm}^2 < 4,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ L = 3,5\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.5.3. Schéma de Ferrailage

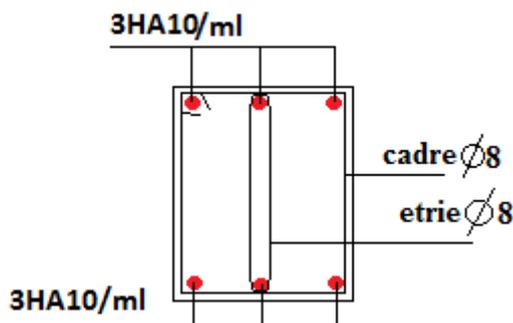


Figure III.19 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6. Calcul de la poutre brisée

Chargement reprise par poutre brisée :

$$G_0 = 0,35 * 0,3 * 25 = 2,625 \text{ KN/m}$$

$$G_1 = 25 * 0,35 * 0,3 / \cos 29,59$$

Avec (b*h) = 30*35 cm²

Avec G₀ : poids propre de la partie horizontale

G_0 = poids propre de la partie incliné

En plus elle est soumise aux charges transmises par escalier qui sont :

A ELU:

$$R_b = 34,199 \text{ KN/m}$$

$$R_c = 34,199 \text{ KN/m}$$

$$R_v = 21,731 \text{ KN/m}$$

A ELS:

$$R_b = 24,707 \text{ KN/m}$$

$$R_c = 24,707 \text{ K}$$

$$R_v = 21,731 \text{ KN/m}$$

$$R_{equ} = 32,062 \text{ KN/m}$$

$$R_{eqs} = 24,196 \text{ KN/m}$$

III.6.1. Calcul des sollicitations :

$$P^U = 1.35 (G_0 + G_1) + R_{equ} = 1.35 * (2,625 + 3,018) + 32,062$$

$$P^U = 39,68 \text{ KN}$$

$$P^S = (2,625 + 3,018) + 24,196$$

$$P^S = 29,839 \text{ KN}$$

A ELU

$$M_t = \frac{P^U * L^2}{24} = 21,308 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \frac{P^U * L^2}{8} = 42,616 \text{ KN.m}$$

$$V = \frac{P^U * L}{2} = 27,085 \text{ KN}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le **tableau (III.21)**

Tableau III.21 : Ferrailage longitudinale de la poutre palière

Position	M(KN. m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
Travée	21,308	0,051	0,065	0,321	1,907	1,195
Appuis	42,616	0,101	0,133	0,312	3,92	1,195

Donc on prend $\begin{cases} A_t = 1,907 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3,92 \text{ cm}^2 \end{cases}$

III.6.2. Vérification à l'ELU

Vérification au cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} = \frac{71,2256 * 10^{-3}}{0,3 * 0,33} = 0,719 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,719 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

❖ Armatures transversales :

On fixe $s_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul $A_t \begin{cases} t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 25.2 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0,4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \rightarrow A_t \geq 0,387 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0,45 \text{ cm}^2$$

III.6.3. Calcul à la torsion

➤ Calcul des sollicitations

❖ Le moment de torsion

$$M_{\text{tor}} = M_B * \frac{1}{2} = \frac{15,221 * 3,59}{2} \rightarrow M_{\text{tor}} = -27,322 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B le moment calculé dans l'escalier

$$\emptyset = \min(30,35 \text{ cm}) \rightarrow \emptyset = 30 \text{ cm} \text{ Donc } e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 750 \text{ cm}^2$$

$U = 2((b - e) + (h - e)) = 110 \text{ cm}$; Périmètre de la section de la poutre brisée

❖ Armatures longitudinales

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} * U * \gamma_s}{2\Omega * f_e} = \frac{27,322 * 10^{-3} * 1,1 * 1,15}{2 * 750 * 10^{-4} * 400} \rightarrow A_l^{\text{tor}} = 5,76 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales

En travée

$$\rightarrow A_t = A_{\text{fléxion}} + \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = 1,907 + \frac{5,76}{2} = 4,78 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$\rightarrow A_t = 3,92 + \frac{5,76}{2} = 6,8 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage :

En travée :

$$2HA14+1HA12=4,21 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$3HA14+3HA12=8,01 \text{ cm}^2$$

Annexe 1

La contrainte de cisaillement

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2\Omega e} = 27,322 * \frac{10^{-3}}{2 * 0.075 * 0.05} = 3,64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \tau_{\text{totale}} = \sqrt{\tau^{\text{FS}^2} + \tau^{\text{(tor)}^2} \leq \bar{\tau} = \min\left(\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}\right); 5\text{MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$3,71 \text{ MPa} > 3.33 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement n'est pas vérifiée il y a pas risque de cisaillement on doit augmenter la section de la poutre soit (30*40)

Calcul des sollicitations :

Tableau III.22 : Différente calculé à ELS et ELU

ELU	ELS
Req=32,062	Req=24,196 KN
G= 3 KN	G=3 KN
G= 3,44 KN	G=3,44 KN
Pu=40,756 KN	Ps=30,636 KN/m
Mt=21,886 KN	Mt=16,451 KN/m
Ma=43,772 KN	Ma=32,903 KN/m
Vu=73,157 KN	

Ferrailage :

Tableau III.23 : Ferrailage longitudinale de la poutre brisée

Position	M(KN. m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)
Travée	21,886	0,045	0,057	0,371	1,695	1,376
Appuis	43,772	0,09	0,118	0,362	3,47	1,376

Tableau III.24 : Ferrailage en torsion

M_{tor} (KN.m)	e (cm)	Ω (cm ²)	U(m)	A_{tor} (cm ²)
-27,322	5	0,0875	1,2	5,386

Tableau III.25 : choix Ferrailage en torsion

	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{choix} (cm ²)
En travée	4,388	3HA14	4,62
En appuis	6,167	3HA14+2HA12	6,88

Vérification à l'ELU

- Vérification au cisaillement

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = 27,322 * \frac{10^{-3}}{2 * 0.0875 * 0.05} = 3,122 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \tau_{totale} = \sqrt{\tau^{FS^2} + \tau^{(tor)^2}} = 3,18 \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3,18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

➤ Calcul des armateurs transversaux

En flexion

On fixe s_t = 15cm et on calcul A_t $\begin{cases} t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 20.7 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0,4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t < 0,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} = 0,014 < 0 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{FS} = 0,45\text{cm}^2$$

En torsion :

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^{tor} = 0,45 + 0,67 = 1,12\text{cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier $\emptyset_8 \rightarrow 2\emptyset_8 = 1,51 \text{ cm}^2$ chaque St = 15cm

Vérification a ELS

Tableau III.26 : Vérification nécessaire a ELS

Position	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y(cm)	Y(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Travée	16,451	4,62	11,13	63821,8	2,86	15	vérifier
Appui	32,903	6,79	13,09	85625,99	5,003	15	vérifier

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow 0.11 < 0.1 \text{cm} \dots \dots \text{Vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 4,62\text{cm}^2 < 11.97 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Verifiée} \\ L = 4,6\text{m} \dots \dots \dots \text{Verifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.6.4. schéma de ferrailage

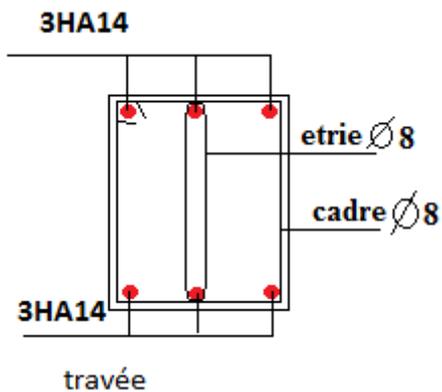


Figure III.20 : Schéma de ferrailage

De poutre brise en travée

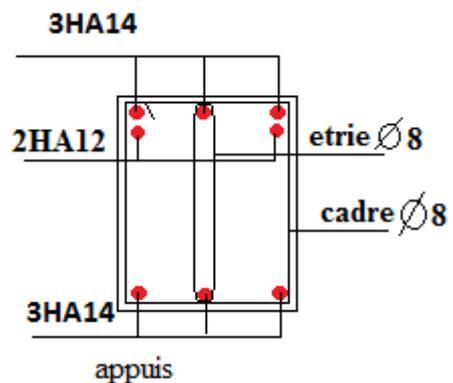


Figure III. 21 : Schéma de ferrailage

des poutres brise en appuis

III.7. Etude de La poutre de chaînage

III.7.1. Calcul chaînage type 2

III.7.1.1. Calcul des sollicitations

❖ Calcul à la flexion

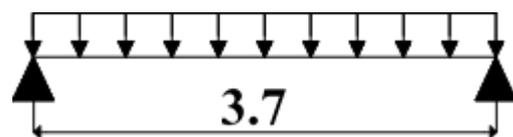


Figure III.22 : schéma statique de poutre de chaînage type 2

Poids propre du chaînage $G_0 = 0.30 \cdot 0.35 \cdot 25 = 2,63 \text{ KN/m}$ avec $(b \cdot h) = 30 \cdot 35 \text{ cm}^2$

Poids venant du mur $G_m = 2,76 \cdot (3,06 - 0,3) = 7,617 \text{ KN/m}$

➤ Calcul des sollicitations

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1^U = 1.35 \cdot (2,63 + 7,617) = 13,833 \text{ KN/m} \\ P_2^S = 2,63 + 7,617 = 10,247 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Après calcul RDM la méthode des tronçons on a obtenues les sollicitations suivantes :

Moments isostatique

$$\begin{cases} M_0^U = \frac{P_U \times l^2}{8} = 23,672 \text{ KN.m} \\ M_0^S = \frac{P_S \times l^2}{8} = 17,535 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Correction des moments :

$$ELU \begin{cases} M_t = 0,85 * 23,672 = 22.32 \text{ KN/m} \\ M_a = 0,5 * 23,672 = 11,836 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_t = 0.85 * 17,535 = 14,904 \text{ KN/m} \\ M_a = 0.5 * 17,535 = 8,767 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$V^u = \frac{P_U \times L}{2} = 25,591 \text{ KN}$$

Tableau III.27 : Ferrailage longitudinale de la poutre de chainage Type 2

Position	M (KN. m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A_{cal} cm ²	A_{min} cm ²	A_{choisi}
Travée	20,121	0,0434	0,0554	0,323	1,79	1,19	3HA12
Appuis	11,836	0,025	0,032	0,325	1,04	1,19	3HA12

• **Armatures transversales**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{25,591 * 10^{-3}}{0,30 * 0,33} = 0,258 \text{ MPa}$$

On fixe $s_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul $A_t \begin{cases} t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 20.7 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0,4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t < 0,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} < 0 \dots\dots\dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre $\emptyset_8 \rightarrow 3\emptyset_8 = 1.51 \text{ cm}^2$

III.7.1.2. Vérifications

• **A l'ELU**

Vérification du Cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 25,591 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \rightarrow \tau_u = 0,258 \text{ MPa} ; \bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Alors la condition est Vérifiée.

• **Vérification des contraintes sur le béton**

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau (III.28)

Tableau III.28 : Récapitulatifs des vérifications des contraintes

Types	M _{ser} (KN. m)		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
1	M _t	14,904	9,016	40243,98	3,34	15	Vérifiée
	M _a	8,767	7,723	29527,55	2,29	15	Vérifiée

• **Etat limite de déformation**

$$\begin{cases} M_0^s = 17,535 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 14,904 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow \frac{0,35}{3,7} = 0,094 \geq 0,085 \dots \dots \text{Vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 3,42 \text{ cm}^2 < 6,04 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Verifiée} \\ L = 3,7 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{Verifiée} \end{cases}$$

Commenter : les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.7.1.3 Schéma de ferrailage : (Annexe 9)

III.7.2. Calcul de poutre chaînage type 2

III.7.2.1.Calcul des sollicitations

Poids propre du chaînage $G_0 = 0,4 * 0,3 * 25 = 3 \text{ KN/m}$

Poids venant du plancher $G_p = 5,11 * (\frac{1,9}{2} + \frac{2,7}{2}) = 11,75 \text{ KN/m}$

$Q_p = 1,5 * (\frac{1,9}{2} + \frac{2,7}{2}) = 3,45 \text{ KN/m}$

ELU:

$p_u = 1.35 * (3 + 11,75) + 1.5 * 3,45 = 25,08 \text{ KN/m}$

ELS :

$p_s = (3 + 11,75) + 3,45 = 18,2 \text{ KN/m}$

Après calcul RDM la méthode des tronçons on a obtenues les sollicitations suivantes

$$\begin{cases} M_0^U = 66,34 \text{ KN.m} \\ M_0^S = 48.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 0.85 * 66,34 = 56,38 \text{ KN/m} \\ M_a = 0.6 * 66.34 = 39,80 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_t = 0.85 * 48.14 = 40,92 \text{ KN/m} \\ M_a = 0.6 * 48.14 = 28,88 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$V^U = 66,34 \text{ KN}$$

Tableau III.29 : Ferrailage longitudinale de chaînage type 2

Position	M (KN. m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	56,38	0,116	0,154	0,356	4,55	1,376	3HA14=4,62
Appuis	39,80	0,081	0,105	0,364	3,14	1,376	3HA14=4,62

• Armatures transversales

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{66,34}{0.30 * 0.38} = 0,582 \text{ MPa}$$

On fixe $s_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul $A_t \begin{cases} t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 34,2 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0,4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} \rightarrow A_t < -0,06 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre \emptyset_8 + un etrier $\rightarrow 4\emptyset_8 = 2,01 \text{ cm}^2$

III.7.2.2. Vérifications

• A l'ELU

Cisaillement

Vérifier si $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u = 66,34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \rightarrow \tau_u = 0,581 \text{ MPa}; \bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **La condition est vérifiée.**

- A l'ELS :
- Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Tableau III.30 : Vérifications des contraintes

Types	M _{ser} (KN. m)		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
2	M _t	39,804	11,14	70734,19	6,26	15	Vérifiée
	M _a	28,88	9,781	49849,74	5,66	15	Vérifiée

Etat limite de déformation

$$\begin{cases} M_0^s = 48,14 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 39,804 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow 0,087 < 0,082 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 4,62 \text{cm}^2 < 11,97 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifiée} \\ L = 4,6 \text{m} \dots\dots\dots \text{Verifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Commenter :

On ferraille les poutres de chaînage de la même manière étage et terrasse vue que le ferrailage le plus défavorable est donnée dans l'étage courant

III.7.2.3. schéma de ferrailage

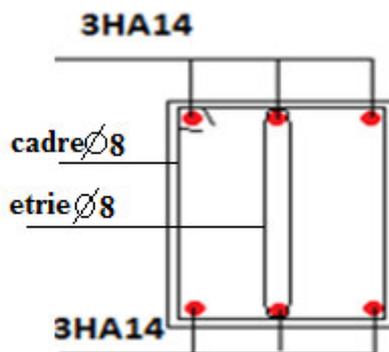


Figure III.23 : schéma de ferrailage des poutres de chaînage type

III.8. Etude de l'acrotère

III.8.1. Calcul de l'acrotère type 1

L'acrotère est un élément en béton armé qui se réalise sur le contour d'un bâtiment au niveau de la terrasse inaccessible, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console verticale encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main d'œuvre (Q) et à une force sismique (F_p)

Hypothèses de calculs

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- La fissuration est considérée nuisible.
- Le calcul se fera à la flexion composée

III.8.1.1. Evaluation des charges et surcharges

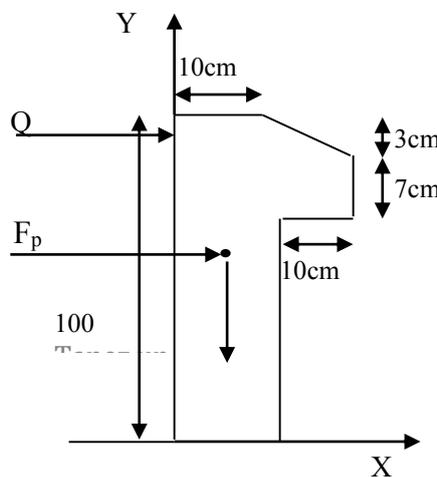


Figure III.24. Coupe transversale de l'acrotère.

La charge permanente

$$G = 25 * S = 25 * 0,1085 = 2,713 \text{ KN/ml}$$

$$G_{rev} = 18 * 0,03 = 0,54$$

La charge d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

La force sismique (F_p)

La force sismique est donnée par la formule citée en Art 6.2.3 RPA99

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = 0,15 (Z_{IIa}) : \text{Coefficient d'accélération de la zone} \\ C_p = 0,8 : \text{Facteur de force horizontale} \\ W_p = 3,325 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} : \text{Poids propre de l'acrotère} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne } F_p = 4 * 0,15 * 3,253 * 0,8 = 1,561 \text{ KN}$$

III.8.1.2.Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \rightarrow X_G = 5,76 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \rightarrow Y_G = 53,47 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3,253 \text{ KN} \\ N_Q = 0 \\ N_{FP} = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} M_G = 0 \\ M_Q = Q * h = 1 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_P * Y_G = 0,835 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.31 : Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère 1

Combinaison	ELU	ELU accidentel	ELS
Sollicitation	1,35G+1,5Q	G+Q+E	G+Q
N (KN)	4,392	3,253	3,253
M (KN.m)	1,5	1,835	1

III.8.1.3Ferrailage

Après calcul des différentes sections d'armature pour les trois combinaisons ELU, ELS ET ELA on présente le ferrailage obtenu à l'ELU (Situation courante) car cela donne une section d'acier plus défavorable que celle accidentelle.

Tableau III.32 : Sollicitations et ferrailage de l'acrotère

N _u (KN)	M _u (KN.m)	M _{ua} (KN.m)	μ _{bu}	α	z (m)	A _{FS} (cm ²)	A _{FC} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _r (cm ²)	Choix
4,392	2,671	2,736	0,039	0,069	0,049	1,13	1,126	0,85	0,51	4HA8

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,07 \times 1 \times \frac{2,1}{400} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Commenter : le ferrailage se fera avec A puisque c'est les défavorable A : 1,126 cm²

Le choix : 4HA8 = 2,01 cm²

Armateur réparation :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,51 \text{ cm}^2$$

Choit d'armateur :

Sens principale : A= 4HA8=2,01 cm²/ cm

Sens secondaire : A= 4HA8=2,01 cm²/ cm

Calcule l'espacement :

Sens principale

$$St \leq 100 / 4 = 25\text{cm}$$

Sens secondaire

$$St \leq 100 / 4 = 25\text{cm}$$

Vérification à l'ELS :

Vérification au cisaillement

La vérification du cisaillement selon l'article A.5.1.2.1.1 CBA93 est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{Mpa}$$

A L'ELU : 1.35G + 1.5Q

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN} \quad ; \quad \tau_u = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,021 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

Station accidentelle : G+Q+E

$$V_u = Q + F_p = 1,561 + 1 = 2,561\text{kn KN}$$

$$\tau_u = \frac{2,561 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,036 \text{ MPa D'où :}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

Vérification à l'ELS :

Vésication de contraintes :

Tableau III.33 : vérification de contrainte acrotère

N_{ser} (MN)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
$3,253 \times 10^{-3}$	0,027	0.024	15	0.577	201,63	C.V	C.V

III.8.1.4 Schéma de ferrailage

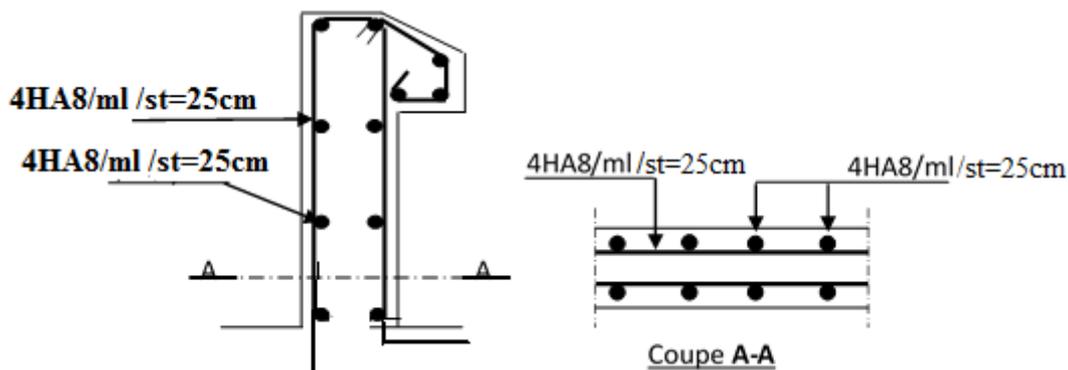


Figure.

III 25 : schéma de ferrailage de l'acrotère type1

III.8.2. Calcul de l'acrotère type 2

L'acrotère est un élément en béton armé qui se réalise sur le contour d'un bâtiment au niveau de la terrasse inaccessible, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console verticale encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main d'œuvre (Q) et à une force sismique (F_p)

Hypothèses de calculs

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- La fissuration est considérée nuisible.
- Le calcul de fera à la flexion composé

III.8.2.1.Evaluation des charges et surcharges

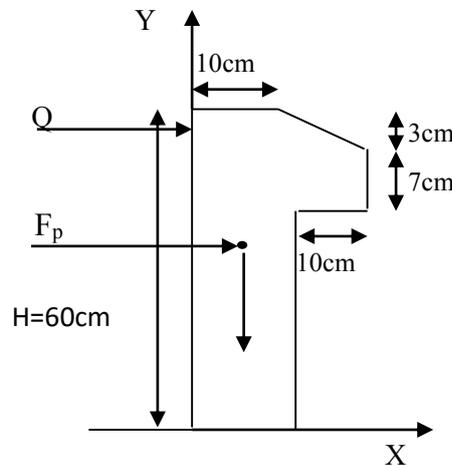


Figure III.26.Coupe transversale de l'acrotère type2

- La charge permanente

$$G = 25 * S = 25 * 0,0685 = 1,712\text{KN/m}$$

$$G_{rev}=18*0,03=0,54$$

- La charge d'exploitation

$$Q = 1,5\text{KN/ml}$$

- La force sismique (F_p)

La force sismique est donnée par la formule citée en Art 6.2.3 RPA99

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = 0,15 (Z_{IIa}): \text{Coefficient d'accélération de la zone} \\ C_p = 0,8: \text{Facteur de force horizontale} \\ W_p = 2,26 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}: \text{Poids propre de l'acrotère} \end{cases}$$

Ce qui donne $F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,26 = 1,085 \text{ KN}$

III.8.2.2. Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \rightarrow X_G = 6,2 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \rightarrow Y_G = 32,9 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2,26 \text{ KN} \\ N_Q = 0 \\ N_{FP} = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} M_G = 0 \\ M_Q = Q * h = 0,6 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_P * Y_G = 0,357 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.34 : Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère 2

Combinaison	ELU	ELU accidentel	ELS
Sollicitation	1,35G+1,5Q	G+Q+E	G+Q
N (KN)	3,051	2,26	2,26
M (KN.m)	0,9	0,957	0,6

III.8.2.3 Ferrailage

Après calcul des différentes sections d'armature pour les trois combinaisons ELU, ELS ET ELA on présente le ferrailage obtenu à l'ELU (Situation courante) car cela donne une section d'acier plus défavorable que celle accidentelle.

Tableau III.35 : Sollicitations et ferrailage de l'acrotère

N_u (KN)	M_u (KN.m)	M_{ua} (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{FS} (cm ²)	A_{FC} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_r (cm ²)	Choix
3.051	1,379	1,44	0,021	0,026	0,069	0,6	0,59	0,85	0,51	4HA8

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,07 \times 1 \times \frac{2,1}{400} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Commenter : le ferrailage se fera avec A puisque c'est les défavorable A : **1,126 cm²**

Le choix : **4HA8 = 2,01 cm²**

Armateur réparation :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,51 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature :Sens principale : $A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{cm}$ Sens secondaire : $A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{cm}$ **Calcul l'espacement :**

Sens principale

$$St \leq 100 / 4 = 25 \text{cm}$$

Sens secondaire

$$St \leq 100 / 4 = 25 \text{cm}$$

Vérification à l'ELS :**Vérification au cisaillement**

La vérification du cisaillement selon l'article A.5.1.2.1.1 CBA93 est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{Mpa}$$

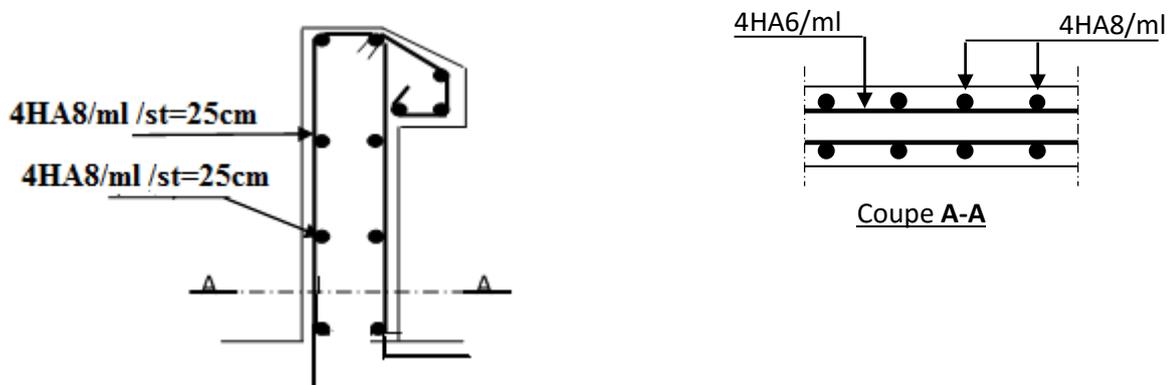
A L'ELU : 1.35G + 1.5Q

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ Kn} \quad ; \quad \tau_u = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,021 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement**Station accidentelle : G+Q+E**

$$V_u = Q + F_p = 1,085 + 1 = 2,085 \text{kn KN}$$

$$\tau_u = \frac{2,085 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,029 \text{ MPa D'où :}$$

 $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement**III.8.2.4. Schéma de ferrailage****Figure III.27 :** schéma de ferrailage acrotère type 2

III.9. Etude de l'ascenseur**III.9.1. Définition**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine. L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

III.9.2. Les caractéristiques

$l=1,85\text{m}$ largeurs de la cabine

$L= 2 \text{ m}$ longueur de la cabine

$H_k= 2,2$ hauteur de la cabine

$V= 1 \text{ m /s}$: Vitesse de levage.

$P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine (poids de la cabine+ accessoire).

$D_m = 51 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur

$F_c = 50 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles Course maximale = 50 m

$B_s \times T_s = 1,85 \times 2 = 3,7 \text{ m}^2$ dimensions de la gain.

La charge nominale (personne) : 6,3 KN.

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)-Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

III.9.2.1. Dalle de l'ascenseur

La dalle de l'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle supporte les charges importantes (machine+ accessoire), qui sont appliquées sur elle.

On a:

$L_x=2 \text{ m}$, $L_y=1,85 \text{ m}$ donc $S= 2*1,85= 3,7 \text{ m}^2$

- Calcul de l'épaisseur « e »

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_y}{30}$$

$$\frac{200}{35} < e < \frac{200}{30} \text{ Épaisseur « e » } 5,71 < e < 7,66$$

Pour 3h de coupe de feu e=15 cm

Evaluation de la charge et surcharge :

Poids de la dalle :

$$G1=25*0,15= 3,75 \text{ KN/m}^2$$

Poids du revêtement :

$$G2=25*0,05=1,25 \text{ KN/m}^2$$

$$G'=G1+G2=3,75+1,25=5 \text{ KN/m}^2$$

$$G=\frac{F_c}{S} = \frac{50}{3,7} = 13,51 \text{ KN/m}^2$$

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

$$T_{\text{totale}}=G+G'=5+13,51=18,51 \text{ KN/m}^2$$

III.9.2.2. Cas de charge répartie

❖ **A l'ELU :**

III.9.2.2.1. Calcul les sollicitations

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 18,51 + 1.5 \times 1 = 26,49 \text{ KN}$$

$$\rho = L_x/L_y=1,85/2=0,93$$

$\rho = 0,91 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens.

$$\rho = 0,91 \Rightarrow \{\mu_x = 0,0428 \dots\dots\dots \text{Annexe (2)}\}$$

$$\rho = 0,91 \Rightarrow \{\mu_y = 0,8450 \dots\dots\dots \text{Annexe(2)}\}$$

Calcul des sollicitations à L'ELU :

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times L^2_x=0,0428*26,49*1,85^2= 3,88 \text{ KN/m}^2$$

$$M_y^0 = \mu_y \times q_u \times L^2_y=0,8450*26,49*2^2 = 3,28 \text{ KN/m}^2$$

Calcule des moments réels :

➤ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 * M_x^0=0,85*3,88=2,79 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ty} = 0,85 * M_y^0=0,85*3,28=2,79 \text{ KN/m}^2$$

➤ **En appuis :**

$$M_a = -0,5 * M_x^0 = -0,5 * 3,88 = -1,94 \text{ KN/m}^2$$

III.9.2.2.2. Calcul du ferrailage de la dalle :

On fait le calcul du ferrailage de la dalle pour une bande de 1m linéaire et 15 cm à la flexion simple

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.36 : ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'assesseur

	sens	M(KN/m ²)	$\mu b \mu$	α	Z	A _{min}
En travée	x-x	3,30	0,0137	0,0172	0,129	0,74
	y-y	2,79	0,0116	0,0146	0,129	0,62
En appuis	x-y	1,94	0,00808	0,0101	0,129	0,43

• **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité

➤ **En travée**

On a des HA fe400

$$\Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; \text{ Avec } h_0 + e = 20\text{cm}, b = 100\text{cm et } \rho = 0,93$$

$$e = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{min} = \rho_0 \times (3 - \rho) / 2 \times b \times e =$$

$$0.0008 \times (3 - 0.93) / 2 \times 100 \times 15 = 1,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \text{ min}} = \rho_0 * b * e = 0,0008 * 100 * 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 0,74 \text{ cm}^2 < A_{x \text{ min}} = 1,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y = 0,62 \text{ cm}^2 < A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on ferraille avec A_x min et A_y min A

$$A_{ty} = 0,62 \text{ cm}^2 > A_{tx} / 4 = 0,155 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots \text{ Vérifiée}$$

➤ **En appuis :**

$$A_{ax} = 0,43 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ax \text{ min}} = 1,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ay} = 0,43 \text{ cm}^2 < A_{ay \text{ min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on ferraille de la même section :

Tableau III.37 : choix de ferrailage de dalle d'assainisseur

Sens	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix
Travée sens x	0,74	1,24	1,24	4HA8=2,01 cm ²
Travée sens y	0,66	1,20	1,2	4HA8=2,01 cm ²
Sens x-y	0,43	1,24	1,24	4HA8=2,01 cm ²

Espacements des armature :

Armatures sens x ⇒ St=25cm ≤ min (3h ,33cm)=33cm

Armatures sens y ⇒ St=25cm ≤ min (4h ,45cm)=45cm

• **Vérification d'effort tranchant :**

On doit vérifier les cisaillements

Vérifier si $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 * Fc28=1,25$$

Pour ρ=0,93>0,4

V_x=14,5 KN

V_y=11,2 KN

$$\tau_u = \frac{0,01415}{1*0,13} = 0,11 \leq \bar{\tau}_u = 0,05 * Fc28=1,25 \text{ si vérifiée}$$

• **Vérification à L'ELS**

Q_s =Totale + Q =18,51+1=19,51KN/ml

On fait le calcul pour une bande de 1ml de longueur de la dalle

POUR ρ= 0,93

μ_x = 0,0500 Annexe (2)

μ_y = 0,8939 Annexe (2)

Calcule des sollicitations à L'ELU :

$$M_x^0 = \mu_x \times q_s \times L^2 = 0,0500 * 18,51 * 1,85^2 = 3,17 \text{ KN/m}^2$$

$$M_y^0 = \mu_y \times q_s \times L^2 = 0,0428 * 18,51 * 1,85^2 = 2,83 \text{ KN/m}^2$$

Calcule des moments réels :

➤ En travée

$$M_{tx} = 0,85 * M_x^{0s} = 0,85 * 3,17 = 2,69 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ty} = 0,85 * M_y^0 = 0,85 * 2,83 = 2,41 \text{ KN/m}^2$$

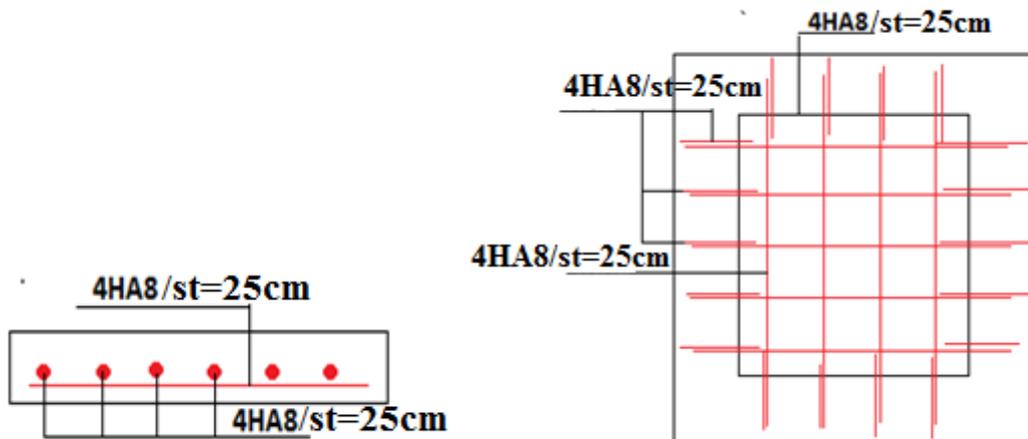
➤ En appuis

$$M_a = -0,5 * M_x^{0s} = -0,5 * 3,17 = -1,58 \text{ KN/m}^2$$

Tableau III.38 : Vérification des contraintes

	Sens	Mser	As (cm ²)	Y (cm)	I cm ⁴	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	X-X	269	201	251	410837	164	15	Vérifier
Travée	Y-Y	241	201	251	410837	147	15	Vérifier
Appuis	X-Y	159	201	251	410837	097	15	Vérifier

III.9.2.2.3. Schéma de ferrailage :



Coupe A-A

Figure III.28 : ferrailage de la dalle cas charge répartie

III.9.2.3. Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur l'aire $(a_0 * b_0)$ elle agit uniformément sur l'aire $U * V$ située sur le plan moyen de la dalle

$a_0 * b_0$: surface dont la charge est appliquée

$U * V$: surface d'impact

a_0 et U : dimension suivant x-x

b_0 et V : dimension suivant y-y

$$\text{On a: } U = a_0 + h_0 + 2 \cdot h_1$$

$$V = b_0 + h_0 + 2 \cdot h_1$$

$$\text{Pour } v = 1 \text{ m/s, } a_0 = 80 \text{ cm, } b_0 = 80 \text{ cm}$$

$$U = 105 \text{ cm}$$

$$V = 105 \text{ cm}$$

III.9.2.3.1. Calcul des sollicitations :

$$M_x = q_u \cdot (M_1 + V M_2)$$

$$M_y = q_u \cdot (M_2 + V M_1)$$

Avec v : coefficient de poisson

$$V = 0 \text{ à Elu}$$

$$V = 2$$

M_1 et M_2 en fonction de ρ

$$\text{Pour } \rho = 0,93 \quad M_1 = 105/185 = 0,6$$

$$M_2 = 105/200 = 0,53$$

$$\text{D'où } M_1 = 0,089 \dots\dots\dots \text{ Annexe 3}$$

$$M_2 = 0,073 \dots\dots\dots \text{ Annexe 3}$$

➤ Evaluation des moments M_{x1} , M_{x2} du système du levage a ELU

$$G = D_m + P_m + P_{per} = 51 + 15 + 6,3 = 72,3 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35G = 1,35 \cdot 72,3 = 97,605 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 97,605 \cdot 0,089 = 8,69 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2 = 97,605 \cdot 0,073 = 7,13 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Evaluation du moment dû au poids propre de la dalle a L'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 5 + 1,5 \cdot 1 = 8,25 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } \rho = 0,93$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_2 = 0,0428 \cdot 8,25 \cdot 1,85 \cdot 1,85 = 1,21 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,8450 \cdot 1,21 = 1,02 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ La superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle :

$$M_x^0 = M_{x1} + M_{x2} = 8,69 + 1,21 = 9,9 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^0 = M_{y1} + M_{y2} = 7,13 + 1,02 = 8,15 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

➤ **En travée**

$$M_{tx} = 0,85 * M_x^0 = 0,85 * 9,9 = 8,415 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 * M_y^0 = 0,75 * 8,15 = 6,93 \text{ KN.m}$$

➤ **En appuis**

$$M_a = -0,5 * M_x^0 = -0,5 * 9,9 = -4,95 \text{ KN.m}$$

III.9.2.3.2. Calcul de ferrailage :

Tableau III.39 : ferrailage de la dalle cas charge concentrée

	Sens	M(KN/m ²)	$\mu b \mu$	α	Z	A _{calcul}
En travée	x-x	8,42	0,035	0,0445	0,128	1,89
	y-y	6,93	0,0289	0,0367	0,128	1,55
En appuis	x-y	-4,95	0,0206	0,0260	0,129	1,10

III.9.2.3.3. Vérification a ELU

• **Condition de non fragilité :**

➤ **En travée**

On a des HA fe400

$$\Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; \text{ Avec } h_0 + e = 20\text{cm, } b = 100\text{cm et } \rho = 0,93$$

$$e = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{x \text{ min}} = \rho_0 \times (3 - \rho) / 2 \times b \times e =$$

$$0.0008 \times (3 - 0.93) / 2 \times 100 \times 15 = 1,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \text{ min}} = \rho_0 * b * e = 0,0008 * 100 * 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 1,89 \text{ cm}^2 \geq A_{x \text{ min}} = 1,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ty} = 1,55 \text{ cm}^2 \geq A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on ferraille avec A_{tx}

$$A_{ty} = 1,55 \text{ cm}^2 > A_{tx} / 4 = 0,47 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **En appuis :**

$$A_{ax}=1,10 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x\min}= 1,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ay}=1,10 \text{ cm}^2 < A_{y\min}= 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on ferraille de la même section :

Tableau III.40 : choix de ferrailage

Sens	A calcul (cm ²)	A min (cm ²)	A adopté (cm ²)	Choix
Travée sens x	1,89	1,24	1,89	4HA8=2,01 cm ²
Travée sens y	1,55	1,20	1,55	4HA8=2,01 cm ²
Sens x-y	1,1	1,24	1,24	4HA8=2,01 cm ²

Espacements des armature :

$$\text{Armatures } L_x \Rightarrow St=25\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm})=33\text{cm}$$

$$\text{Armatures } L_y \Rightarrow St=25\text{cm} \leq \min(4h, 45\text{cm})=45\text{cm}$$

➤ **Vérification du poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec :}$$

Q_u : charge de calcul a ELU

h : Épaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

$$U_c = 2(u + v) = 2 \times (105+105)=420$$

$$Q_u \leq 0.045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5}$$

$$Q_u = 97,605\text{KN} \leq 472,5 \text{ KN}$$

Donc pas de risque de poinçonnement.

Vérification d'effort tranchant :

On a $u=v=105\text{cm}$

$$V_{\max} = \frac{Q_u}{2u+v} = \frac{97,605}{3.15} = 30,98 \text{ KN}$$

On doit vérifier les cisaillements

Vérifier si $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16$$

Pour $\rho = 0,93 > 0,4$

$$\tau_u = \frac{0,03098}{1 * 0,13} = 0,238 \leq \bar{\tau}_u = 0,05 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ condition vérifiée}$$

Vérification a L'ELS

$$q_s = G_{totale} + Q = 5 + 1 = 6 \text{ KN/ml}$$

on fait le calcul pour une bande de 1ml de longueur de la dalle

POUR $\rho = 0,93$

$$\mu_x = 0,0500 \dots\dots\dots \text{Annexe (2)}$$

$$\mu_y = 0,8939 \dots\dots\dots \text{Annexe (2)}$$

Calcule des sollicitations à L'ELU :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L^2 = 0,0500 \times 6 \times 1,85^2 = 1,03 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{tx} = 0,8939 \times 1,03 = 0,92 \text{ KN/m}^2$$

Superposition des moments :

$$M_{xs} = M_{x1} + M_{x2} = 7,49 + 1,03 = 8,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = M_{y1} + M_{y2} = 5,56 + 0,92 = 6,48 \text{ KN.m}$$

Calcule des moments réels :

En travée

$$M_{tx} = 0,85 * M_x^{Os} = 0,85 * 8,52 = 7,24 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ty} = 0,85 * M_y^0 = 0,85 * 6,48 = 5,51 \text{ KN/m}^2$$

En appuis

$$M_a = -0,5 * M_x^{Os} = -0,5 * 7,24 = -3,62 \text{ KN/m}^2$$

Tableau III.41 : Vérification des contraintes

	Sens	Mser	As (cm2)	Y(cm)	I cm4	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	X-X	7,24	2,01	2,51	4108,37	4,42	15	Vérifier
Travée	Y-Y	6,32	2,01	2,51	4108,37	3,86	15	Vérifier
Appuis	X-Y	3,62	2,01	2,51	4108,37	2,21	15	Vérifier

Vérification de la flèche :

$$\frac{ht}{l_x} = \frac{0,2}{1,85} = 0,108 \geq \frac{3}{80} = 0,0375$$

$$\frac{ht}{l_y} = \frac{0,2}{2} = 0,100 \geq \frac{3}{80} = 0,0375$$

$$\frac{ht}{l_x} = \frac{0,2}{1,85} = 0,108 \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = \frac{7,24}{20 \times 8,52} = 0,042$$

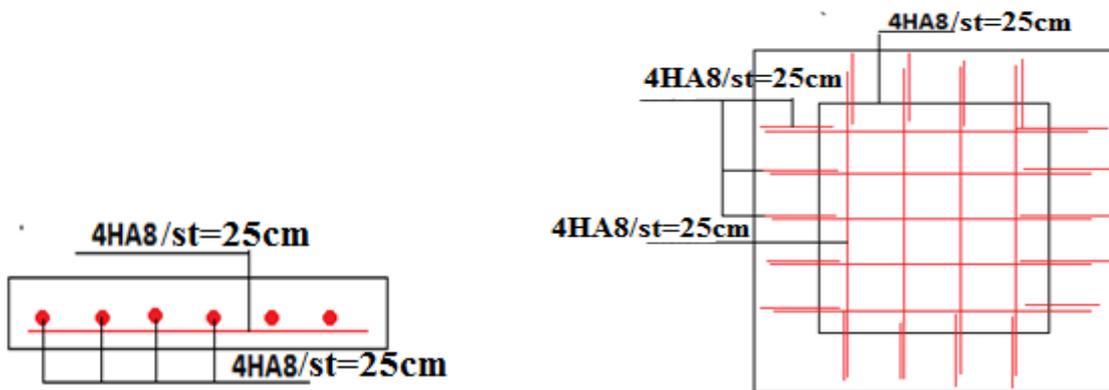
$$\frac{ht}{ly} = \frac{0,2}{2} = 0,100 \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = \frac{6,32}{20 \times 7,43} = 0,043$$

- Condition son vérifier

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,01}{100 \times 10} = 2,01 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_{fe}} = \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3}$$

Commentaire : le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.9.2.3.4.Schéma de ferrailage :



Coupe A-A

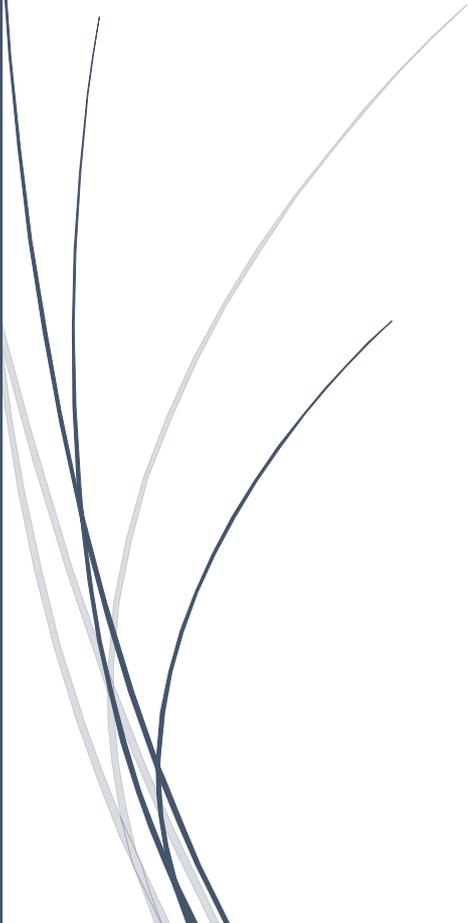
Figure III.29 :ferrailage de la dalle cas charge cocentre

III.10.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons introduire toutes nos connaissances à l'université et en nous informant les différentes lois, en vigueur dans la construction des bâtiments pour réaliser une étude de structure aux normes internationales en terme de solidité, de sécurité et d'économie. Alors on s'intéresse dans cette partie aux calculs des différentes sections de ferrailage des éléments de la structure en essayons de respecter les règlements.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE



IV.1. Introduction

L'étude dynamique d'une structure c'est exposé des base théorique et fondamentale de cette branche commune a plusieurs domaine de l'ingénieur, vise à assure la protection de la structure vis-à-vis aux effets des actions sismique toute en respectant trois aspects essentiel (la résistance, économie et aspects architecturale).

L'analyse dynamique de la structure est une étape très important dans étude d'un ouvrage en génie civil car elle dépend de la zone de réalisation (zone sismique) de la structure

Notre structure étudiée est implanté à Bejaia donc elle est classé en zone sismique **II_a** selon la classification du **RPA99/2003**, alors le comportement de la construction sous action dynamique a fait l'Object d'étude dans ce chapitre afin de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique.

IV.2. Le choix de type de contreventement :

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions.

Le bâtiment est situé en zone sismique (**II_a**) avec plus de quatre niveaux et il dépasse les 14m de hauteur, alors il est nécessaire d'introduire des voiles de contreventements on optera pour un système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction car ce système.

IV.3. Méthode de calcul

Selon le **RPA 99 Version 2003**, le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes

- La méthode statique équivalente
- La méthode dynamique (spectrale et par accélérogrammes)

IV.3.1. La méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.) **(Article 4.2.1 RPA 99 v2003)**

L'effort sismique appliqué à la base doit être calculé selon les deux directions X et Y par la formule suivante $V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$ **(Article 4.2.3 RPA 99 v2003)**

Tel que

A : Coefficient d'accélération de zone (**tableau 4.1 du RPA**)

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure d'après **logiciel ETABS V16**

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités auparavant dépendent des caractéristiques de la structure que on doit étudier.

IV.3.2. La méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est la méthode la plus utilisée pour l’analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être arrangés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

➤ Une fois l’effort dynamique est calculé, le **RPA exige** de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{st} \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.3.6})$$

Dans le cas où cette condition n’est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de $\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$.

Avec : V_{dyn} : Effort tranchant dynamique calculé avec la méthode modale spectrale.

$$V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R} : \text{Effort tranchant statique à la base.}$$

- **Spectre de réponse de calcul**
- **définition du spectre de réponse de calcul**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{2,5\eta Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta * 1,25A * \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta * 1,25A * \frac{Q}{R} * \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta * 1,25A * \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} * \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

Remarque

D’après l’article (4.3.3 du RPA99/2003) lors du calcul du spectre de réponse, il y’a lieu de prendre lors du calcul du facteur de qualité que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà était en compte par le model.

Lors de l’analyse tridimensionnel du bâtiment on prend la valeur de q la plus pénalisante des valeurs calculé selon les deux directions orthogonales

Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :

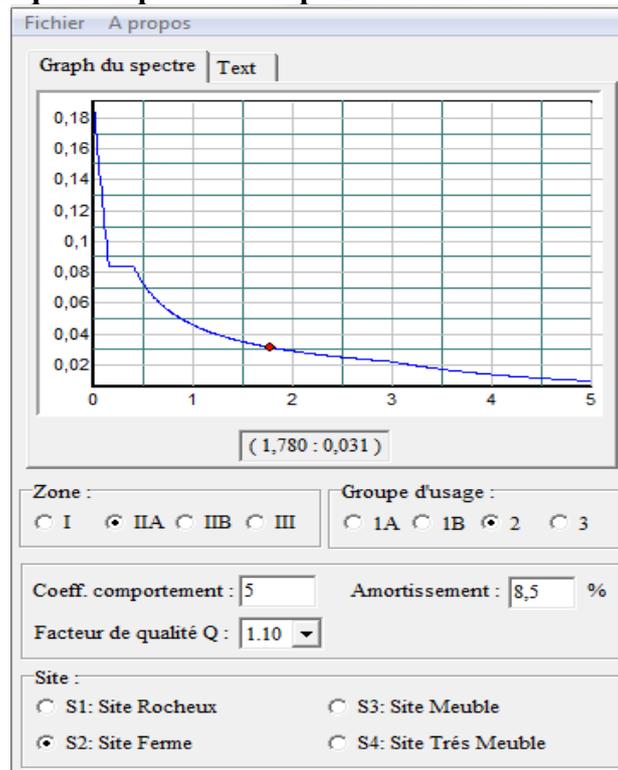


Figure IV.1 : réponse spectrale de la structure

IV.4. Résultats obtenus après modélisation

Après la modélisation de la structure avec le logiciel ETABS V16, nous avons obtenus les résultats suivants **IV.4.1. Disposition et longueur des voiles**

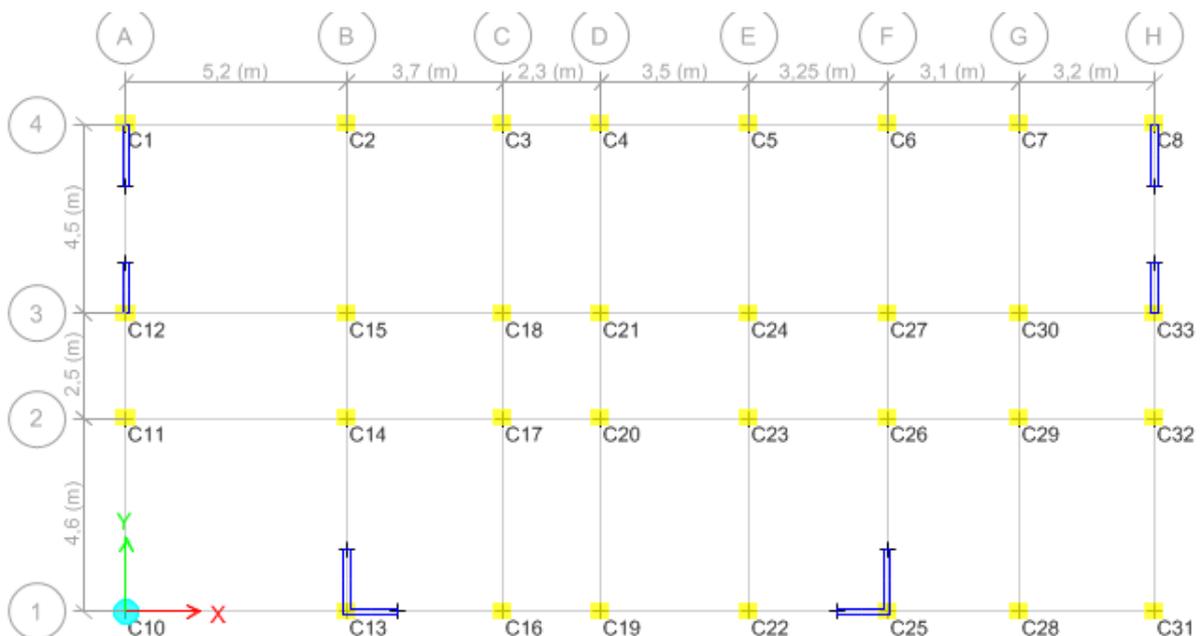


Figure IV.2 Vue en plan de la disposition du voile

IV.4.2. Analyse modale

Le modèle nous a donnée différents mode de déformation

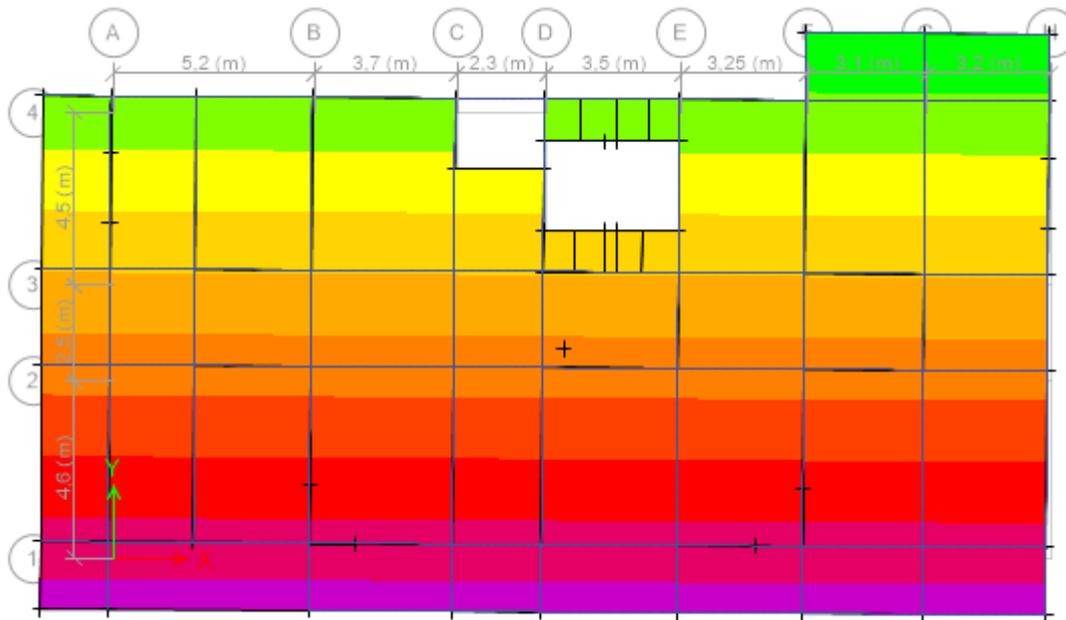


Figure IV.3. Vue en plan de 1^{er} mode de translation selon y

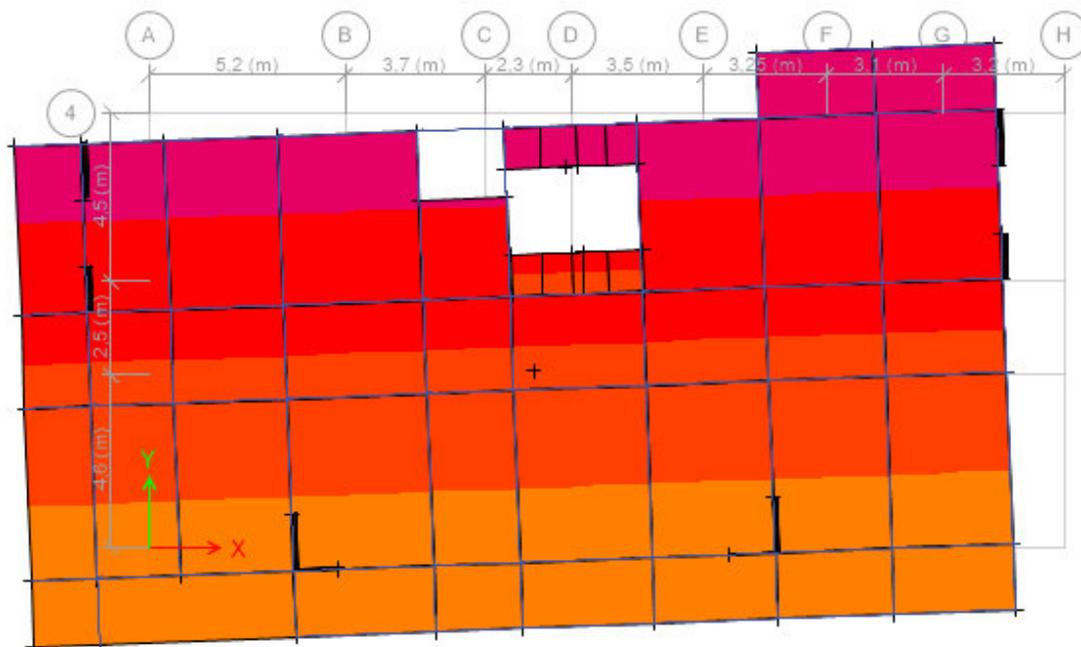
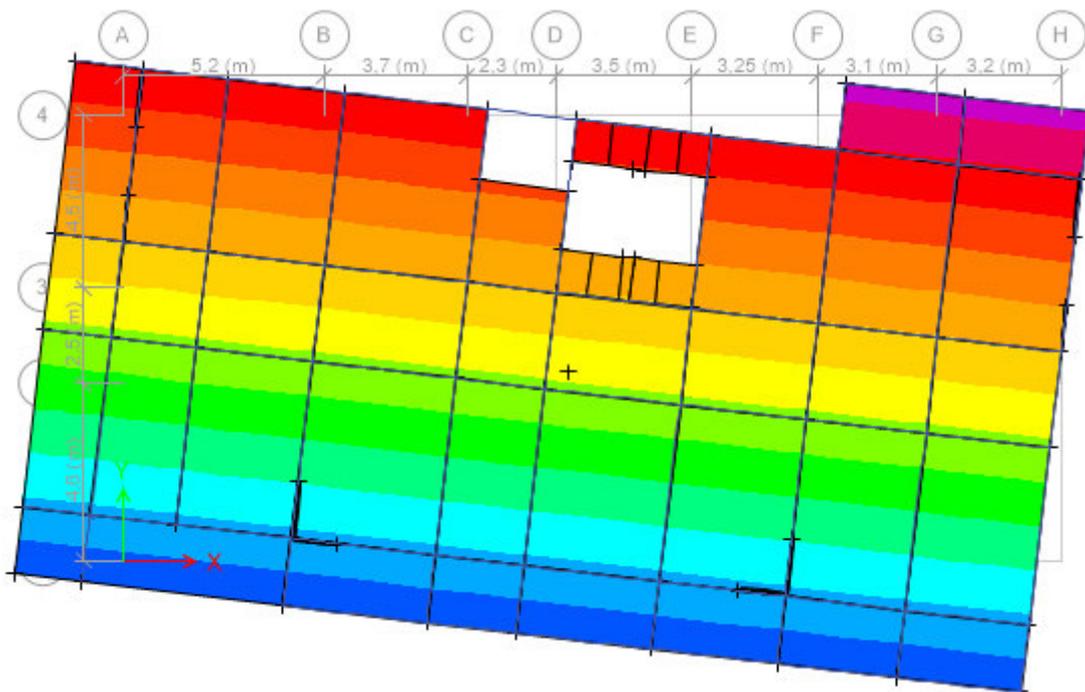


Figure IV.4 Vue en plan de 2^{ème} mode de translation selon xFigure IV.5. Vue en plan de 3^{ème} mode de torsion selon z

Commentaire

D'après les figures ci-dessus on a une perspective du comportement global de la structure, on remarque que dans les deux premiers modes on a une translation selon le sens X et Y et une torsion dans le 3^{ème} mode. Néanmoins les résultats présentés dans le **Tableau IV.1**, nous donne une approche plus précise du comportement de la structure.

IV.5 Les vérifications exigées par le RPA 99/2003

IV.5.1 Période de vibration et participation massique

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{ème}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Pour les structures représentées par le modèle plan dans 2 directions orthogonale, le nombre de mode à retenir doit être tel que la somme des masses totale effective pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau IV.1 : Période et taux de participation massique de la structure

Mode		Période (s)	UX	UY	Somme UX	Somme UY	RZ
Mode	1	0,826	0,6822	0,0405	0,6822	0,0405	0,0351
Mode	2	0,808	0,0544	0,6684	0,7365	0,7089	0,0150

Mode	3	0,705	0,0221	0,0274	0,7586	0,7363	0,0687
Mode	4	0,288	0,1144	0,0002	0,873	0,7365	0,0031
Mode	5	0,258	0,0005	0,1284	0,8735	0,8649	0,0320
Mode	6	0,225	0,0031	0,0032	0,8765	0,868	0,1252
Mode	7	0,168	0,0416	1,85E-05	0,9181	0,8681	0,0007
Mode	8	0,135	3,74E-05	0,0511	0,9181	0,9192	0,0006
Mode	9	0,121	0,0172	0,0001	0,9353	0,9192	0,0077
Mode	10	0,116	0,0074	0,0005	0,9427	0,9197	0,0431
Mode	11	0,091	0,0193	0,0001	0,962	0,9157	0,0026
Mode	12	0,087	0,0002	0,0289	0,9622	0,9487	0,0001

IV.5.2. Vérification de l’effort tranchant à la base

Le RPA99 V2003 exige la vérification suivante : $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$

$$V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R} : \text{Effort tranchant statique à la base.}$$

Tel que :

- **A= 0,15** ----- Groupe d’usage 2 ----- Zone sismique **II_a**.
- **R= 5**----- Système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l’interaction.
- **D**

Ce facteur est en fonction de la période fondamentale de la structure, et la catégorie du site et du facteur de correction d’amortissement η **(RPA99 (Formule 4-2))**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{(RPA99/2003 (Formule 4.3))}$$

ξ : Le pourcentage d’amortissement critique, en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

Pour notre cas nous avons un remplissage dense et un système mixte

$$\xi = 8,5 \% \quad \text{D’où : } \eta = 0,82 \quad \text{(le cas le plus défavorable)}$$

$$\text{On a un site fermé (S2)} \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,4 \text{ s} \end{cases} \quad \text{(RPA99/2003 (Tableau 4.7))}$$

• **Calcul de la période fondamentale de la structure**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (Voiles/Portiques)

$$T = \text{Min} \begin{cases} C_T * H^{\frac{3}{4}} \dots \dots (1) \\ \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots (2) \end{cases}$$

H=30,6 m : hauteur totale du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé
(RPA99/2003 (Tableau 4.6)).

L : Portée maximale du bâtiment à la base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 26,05 \text{ m} \\ L_y = 15 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} T_x = \min(0,651; 0,540) = 0,540 \text{ s} \\ T_y = \min(0,651; 0,711) = 0,675 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow \text{Ce qui donne pour les deux sens : } D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\rightarrow \begin{cases} D_x = 1,68 \\ D_y = 1,446 \end{cases}$$

▪ $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$ (RPA99/2003 (Formule 4.4))

p_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.2: Valeurs des pénalités

N°	Critère (Q)	XX		YY	
		Observation	p_q	Observation	p_q
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Non	0,05	Oui	0
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Non	0,05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0
$1 + \sum_1^6 p_q$		$Q_x = 1,1$		$Q_y = 1,1$	

• Poids de la structure

▪ $W = \sum_{i=1}^n W_i$, avec : $W_i = W_G + \beta W_Q$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. $\rightarrow \beta = 0,2$ (RPA99/2003 (Formule 4.5))

Dans notre cas : $W = 28062,0314 \text{ KN}$

Donc : La force sismique statique totale à la base de la structure est : $\begin{cases} V_{st}^x = 1414,33 \text{ KN} \\ V_{st}^y = 1400 \text{ KN} \end{cases}$

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V _{dyn} (KN)	0,8V _{st} (KN)	Observation
Sens X	1847,9751	1131,464	Vérifiée
Sens Y	1796,736	1120	Vérifiée

Remarque

La résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans

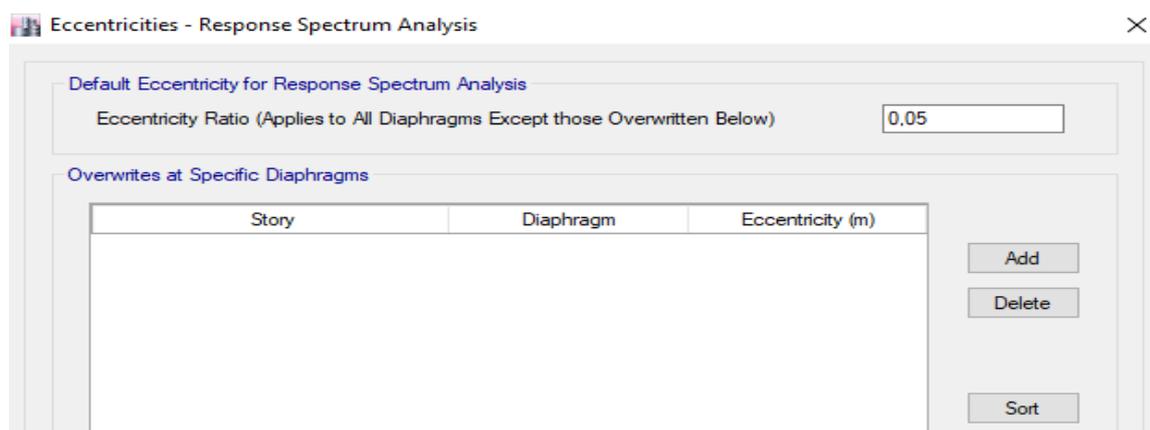


Figure IV.6 figure montrant l'excentricité accidentelle dans le model

IV.5.3. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 ART3.4.a exigé pour les systèmes mixtes ce qui suit

IV.5.3.1. Sous charges verticales :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques)}$$

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 20\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles).}$$

Tableau IV.4: Vérification de l'interaction verticale

Niveaux	charges verticales (KN)		charges verticales (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Etage 8	2080,9596	332,7718	86,21	13,79	Vérifiée
Etage 7	4525,2074	971,5406	82,33	17,67	Vérifiée
Etage 6	7030,1493	1553,3551	81,87	18,13	Vérifiée
Etage 5	9632,7893	2084,9437	82,21	17,79	Vérifiée

Etage 4	12279,2597	2572,1618	82,68	17,32	Vérifiée
Etage 3	15145,1514	2918,1763	83,84	16,16	Vérifiée
Etage 2	18015,8276	3276,872	84,61	15,39	Vérifiée
Etage 1	21259,296	3380,0014	86,41	13,59	Vérifiée
RDC	24290,3185	3703,5942	86,77	13,23	Vérifiée

IV.5.3.2. Sous charges horizontales :

$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 25\%$ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques)

$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 75\%$ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles)

Tableau IV.5: Vérification de l'interaction horizontale

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Charges horizontal (KN)		charges horizontal (%)		charges horizontal (KN)		charges horizontal (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Etage 8	128,5054	7,7374	94,32	5,68	91,8534	60,4347	60,32	39,68
Etage 7	270,8072	31,3752	89,62	10,38	203,0728	113,424	64,16	35,84
Etage 6	350,6003	89,6524	79,64	20,36	243,5431	222,962	52,21	47,79
Etage 5	511,5049	64,6946	88,77	11,23	325,3927	275,852	54,12	45,88
Etage 4	565,1179	119,836	82,50	17,50	343,8365	370,513	48,13	51,87
Etage 3	722,8667	70,1666	91,15	8,85	466,3161	344,571	57,51	42,49
Etage 2	771,393	143,551	84,31	15,69	437,6352	467,099	48,37	51,63
Etage 1	814,7372	118,136	87,34	12,66	523,2628	441,563	54,23	45,77
RDC	751,4056	203,023	78,73	21,27	520,3319	522,152	49,91	50,09

Remarque

D'après les résultats résumés dans le tableau ci-dessus on constate que les interactions horizontales sont vérifiées à tous les niveaux dans les deux directions orthogonales

IV.5.4. Vérification de l'effort normal réduit

Afin d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, Le RPA99/2003 ART IV.4.3.1 nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante :

$$\gamma = \frac{N}{f_{c28} * B} \leq 0,3$$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton.

Pour que l'effort normal réduit soit vérifié on a été contraint d'augmenter les sections des poteaux de la structure étudiée.

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage

Niveau	Poteau	B cm ²	N (KN)	γ	Observation
RDC	50*50	2500	1782,852	0,29	Vérifiée
Etage 1	50*50	2500	1558,221	0,25	Vérifiée
Etage 2	45*40	1800	1336,873	0,29	Vérifiée
Etage 3	45*40	1800	1128,441	0,25	Vérifiée
Etage 4	40*35	1400	928,236	0,27	Vérifiée
Etage 5	40*35	1400	740,6766	0,21	Vérifiée
Etage 6	35*35	1225	562,6524	0,18	Vérifiée
Etage 7	35*35	1225	393,1223	0,13	Vérifiée
Etage 8	30*35	1050	240,3133	0,09	Vérifiée

➤ Pour poteaux circulaire :

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit pour poteau Circulaire chaque étage

Niveau	Diamètre (cm)	B cm ²	N (KN)	γ	Observation
RDC	60	0,28	2062,924	0,29	Vérifiée
Etage 1	60	0,28	1810,218	0,26	Vérifiée
Etage 2	60	0,28	1558,129	0,22	Vérifiée
Etage 3	60	0,28	1303,267	0,19	Vérifiée
Etage 4	60	0,28	1046,575	0,15	Vérifiée
Etage 5	60	0,28	787,233	0,11	Vérifiée

Remarque

L'effort normal réduit est vérifiée pour tous les niveaux du bâtiment.

IV.5.5. Vérification du déplacement inter étage

Selon le RPA99/2003 Art 5.10, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0 % de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

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

Avec : $\delta_k = R * \delta_{ek}$

$$\Delta_k < 1\% * h_e$$

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements entres étages sens xx

Déplacement sens XX							
Niveau	h_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
RDC	3,06	0,000799	0,003995	0	0,003995	0,00130556	Vérifiée
Etage 1	3,06	0,002170	0,01085	0,003995	0,006855	0,0022402	Vérifiée
Etage 2	3,06	0,003786	0,01893	0,01085	0,00808	0,00264052	Vérifiée
Etage 3	3,06	0,005311	0,026555	0,01893	0,007625	0,00249183	Vérifiée
Etage 4	3,06	0,006845	0,034225	0,026555	0,00767	0,00250654	Vérifiée
Etage 5	3,06	0,008183	0,040915	0,034225	0,00669	0,00218627	Vérifiée
Etage 6	3,06	0,009363	0,046815	0,040915	0,00590	0,00192810	Vérifiée
Etage 7	3,06	0,01026	0,0513	0,046815	0,00452	0,00147712	Vérifiée
Etage 8	3,06	0,011171	0,055855	0,0513	0,00452	0,00147712	Vérifiée

δ_k : Déplacement horizontale à chaque niveau « k »
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements entres étages sens

δ_{ek} : Déplacement élastique du niveau « k »

R : Coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements entres étages sens yy

Déplacement sens yy							
Niveau	h_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
RDC	3,06	0,000617	0,003085	0	0,003085	0,00110179	Vérifiée
Etage 1	3,06	0,00182	0,0091	0,003085	0,006015	0,00133667	Vérifiée
Etage 2	3,06	0,003322	0,01661	0,0091	0,00751	0,00245425	Vérifiée
Etage 3	3,06	0,004879	0,024395	0,01661	0,007785	0,00254412	Vérifiée
Etage 4	3,06	0,006424	0,03212	0,024395	0,007725	0,00252451	Vérifiée
Etage 5	3,06	0,007825	0,039125	0,03212	0,007005	0,00228922	Vérifiée
Etage 6	3,06	0,00903	0,04515	0,039125	0,006025	0,00196895	Vérifiée
Etage 7	3,06	0,010011	0,050055	0,04515	0,004905	0,00160294	Vérifiée
Etage 8	3,06	0,010792	0,05396	0,050055	0,003905	0,00110179	Vérifiée

Commentaire

On constate d'après les résultats exposé dans les deux tableaux ci-dessus que les déplacements inter étages sont inférieure à un centième de la hauteur d'étage suivants les directions orthogonales ce qui signifie d'après les règlements en vigueur que la structure est stable et elle ne risque pas d'instabilité.

IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Les effets du second ordre ou effet P-Δ sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est Satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k * \frac{\Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Remarque

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, 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 $1 / (1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV.10. Vérification des effets du second ordre sens xx

Effet P-Δ sens xx						
Niveau	h _k (m)	P _k (KN)	V _k (KN)	Δ _k (m)	Θ	Observation
RDC	3,06	32380,5121	1068,8204	0,003995	0,03955254	Vérifiée
Etage 1	3,06	28510,241	1038,1795	0,006855	0,06151974	Vérifiée
Etage 2	3,06	24672,1559	980,1775	0,00808	0,06646489	Vérifiée
Etage 3	3,06	20954,9898	897,8068	0,007625	0,05815981	Vérifiée
Etage 4	3,06	17237,8236	791,947	0,00767	0,05455823	Vérifiée
Etage 5	3,06	13606,8925	663,2505	0,00669	0,04485244	Vérifiée
Etage 6	3,06	9975,9614	514,3037	0,00590	0,03739949	Vérifiée
Etage 7	3,06	6392,9402	345,2069	0,00452	0,02735509	Vérifiée
Etage 8	3,06	2809,9189	163,4856	0,00452	0,02538816	Vérifiée

Tableau IV.11 : Vérification des effets du second ordre sens yy

Effet P-Δ sens yy						
Niveau	h _k (m)	P _k (KN)	V _k (KN)	Δ _k (m)	Θ	Observation
RDC	3,06	32380,5121	1066,5785	0,003085	0,03060727	Vérifiée
Etage 1	3,06	28510,241	1038,9094	0,006015	0,05394329	Vérifiée
Etage 2	3,06	24672,1559	983,0818	0,00751	0,06159365	Vérifiée
Etage 3	3,06	20954,9898	906,1828	0,007785	0,05883135	Vérifiée
Etage 4	3,06	17237,8236	802,519	0,007725	0,05422558	Vérifiée
Etage 5	3,06	13606,8925	675,2832	0,007005	0,04612748	Vérifiée
Etage 6	3,06	9975,9614	524,8291	0,006025	0,03742592	Vérifiée

Etage 7	3,06	6392,9402	354,5148	0,004905	0,02890572	Vérifiée
Etage 8	3,06	2809,9189	167,6846	0,003905	0,02138456	Vérifiée

Commentaire

Les résultats des calculs résumé dans les deux tableaux précédent indique que les effets du second ordre sont inférieure a 0.1 ce qui signifie d'après le règlement parasismique algérien (**art 5.9**) dans le cas des bâtiments qu'il peut être négligé.

IV.6.Conclusion

Lors de la modélisation de ce bâtiment plusieurs type de disposition de voile on était essayé pour obtenir un comportement optimal tout en veillant à ce que les vérifications exigé par le **RPA99/2003** soit satisfaite. Néanmoins l'architecture de ce bâtiment nous a beaucoup restreints lors de la disposition des voiles.

Pour que les vérifications soient toutes satisfaite on a était dans le besoin d'augmenter la section des poteaux a

Section 50*50 cm² pour RDC et le 1^{er}

Section 45*40 cm² pour le 2^{ème} étage 3^{ème} étage

Poteaux 40*35 cm² pour le 4^{ème} 5^{ème} étage

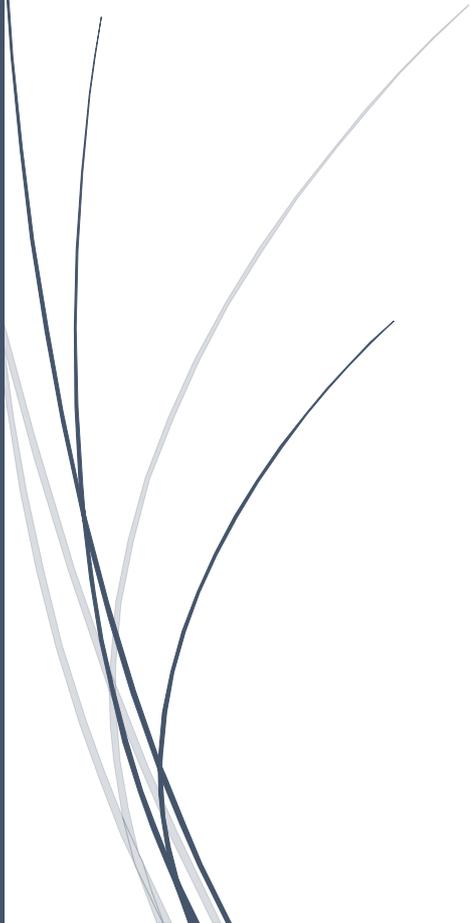
35*35 cm² pour le 6^{ème} et 7^{ème} étage

35*30 pour le 8^{ème} étage.

Le voile de soutènement a pour épaisseur 15 cm.

CHAPITRE V

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX



V.1.Introduction

Les éléments structural assurant la stabilité de l'ensemble ou d'une partie du bâtiment qui en cas d'affaissement donnent lieu à un effondrement progressif.

Parmi ces éléments les voiles, les poteaux et les poutres qui sont aux actions dues aux charges permanent, aux charges d'exploitation et aux actions accidentelles. Le but de ce chapitre est de déterminer le ferrailage nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructif de notre ouvrage.

Les combinaisons données par le RPA99/2003 pour déterminer les sollicitations sont les suivantes :

- ❖ 1.35G+1.5Q (ELU)
- ❖ G+Q (ELS)
- ❖ G+Q±E (ELA)
- ❖ 0.8G±E (ELA)

V.2.Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments calculés à la flexion composée qui est engendré par un moment de flexion (M) et un effort normal (N).

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnée par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{\max} & \rightarrow M^{\text{corr}} & \rightarrow A_1 \\ N^{\min} & \rightarrow M^{\text{corr}} & \rightarrow A_2 \\ M^{\max} & \rightarrow N^{\text{corr}} & \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

V.2.1.Recommandation du RPA99/2003

Armatures longitudinal

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II_a est limité par:

-A^{min} = 0.8% de la section de béton

-A^{max}= 4% de la section de béton (en zone courante).

-A^{max}= 6% de la section de béton (en zone de recouvrement).

- Φ^{min} = 12mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).

- La longueur minimale de recouvrement (L^{min}) est de 40Φ.

- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Concernant notre projet, les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.1 : Armatures longitudinale minimale dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone nodale
RDC + Etage1	50x50	20	100	150
Etage 2 + 3	45x40	14.4	72	108
Etage 4 +5	40x35	11.2	56	84
Etage6+7	35x35	9.8	49	73.5
Etage 8	35x30	8.4	42	63
Poteau circulaire	D=60	22,608	113,04	196,56

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de la structure sont tirées directement du **logiciel ETABS** sous les combinaisons les plus défavorables

Tableau V.2 : Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux

Niveaux	N _{max} → M _{cor}	M _{max} → N _{cor}	N _{min} → M _{cor}	V _{max}
RDC+ Etage1	1782.852 → 7.709	82.74 → 1055.7365	220.047 → 30.44	73.912
	ELU	Accidentelles	Accidentelles	
Etage 2+3	1336.873 → 4.858	69.302 → 697.602	178.156 → 34.99	73.622
	ELU	Accidentelles	0.8G+EY _{dun}	
Etage 4+5	928.236 → 4.034	52.265 → 572.963	130.798 → 25.52	57.734
	ELU	Accidentelles	Accidentelles	
Etage 6+7	562.652 → 3.623	41.102 → 279.841	52.279 → 12.707	41.769
	ELU	Accidentelles	Accidentelles	
Etage 8	240.313 → 15.717	21.785 → 124.050	41.055 → 7.574	23.853
	ELU	Accidentelles	Accidentelles	

V.2.3.Ferraillage des poteaux

V.2.3.1. Poteaux rectangulaire

a)Ferraillage longitudinal

❖ Exemple de calcul

➤ 1^{ere} combinaison $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

Le calcul se fait à la flexion composée (**N+M**) avec les données suivantes :

$$N_{\max} = 1782.852 \text{KN (compression)}$$

$$M_c = 7.709 \text{ KN.m}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow e = 3 \text{cm}$

$$b_1 = 50 \text{ cm ; } h_1 = 50 \text{ cm ; } d = 47 \text{cm}$$

Situation Courantes $\rightarrow \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1,5$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.0043 \text{m} < \frac{h}{2} = 0.25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 0.339 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 0.384 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.03) \times 0,50 \times 0.50 \times 14.2 \\ = 0.511 \text{ MN.m}$$

Donc :

$$0.384 < 0.511 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,254 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.373 \\ z = 0,339 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 28.81 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -22.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0,23 bd f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 2.83 \text{ cm}^2$$

➤ 2^{eme} combinaison : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$

$N_{\min} = 220.046 \text{ KN}$ (compression) Fissuration préjudiciable $\rightarrow e = 3 \text{ cm}$

$M_c = 30,44 \text{ KN.m}$

$b_1 = 50 \text{ cm}$; $h_1 = 50 \text{ cm}$; $d = 47 \text{ cm}$

Situation accidentelle $\rightarrow \gamma_s = 1$; $\gamma_b = 1,15$

$e_G = \frac{M}{N} = 13,8 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 0,25 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieure de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 0,07885 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 0,0179 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.03) \times 0,5 \times 0.5 \times 18.48 \\ = 0,665 \text{ MN.m}$$

Donc :

$$0,179 < 2,216 \quad \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,038 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,048 \\ z = 0,461 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 4,27 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -1,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0,23 bd f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 2,83 \text{ cm}^2$$

➤ 3^{eme} combinaison $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$

$$M_{\max} = 82.737 \text{ KN.m}$$

$$N_c = 1055.7365 \text{ KN (compression)}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow e = 3 \text{ cm}$

$$b_1 = 50 \text{ cm} ; h_1 = 50 \text{ cm} ; d = 47 \text{ cm}$$

Situation accidentelle $\rightarrow \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.07 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 0.25 \text{ cm}$$

\Rightarrow N (compressions) et C à l'intérieur de la section

Avec:

$$N_u(d - d') - M_{UA} > (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

$$M_{UA} = 314.999 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 0.149 \text{ MN.m}$$

$$\begin{aligned} (0.337h - 0.81d')b h f_{bu} &= (0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.03) \times (0.70 \times 0.75) \times 18.48 \\ &= 0.665 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

Donc :

$0.149 < 0.665 \Rightarrow$ Section partiellement comprimé

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,154 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.210 \\ z = 0,431 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 18.27 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -8.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0,23 bd f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A_s = \max(A_{c1}, A_{c2}, A_{c3}) = 2.83 \text{ cm}^2$$

Le tableau qui suit résume le calcul du ferrailage du reste des poteaux de chaque étage sous différentes combinaisons :

Tableau V.3: sollicitation sous différentes combinaisons dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	Combinaison	A ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ^{RPA} _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
RDC Etage 1	50x50	S.P.C	ELU	-22.24	2.83	20	4HA16+8HA14 =20.36
		S.E.C	ELA	-1.22	2.83		
		S.P.C	ELA	-8.12	2.83		
Etage 2+3	45x40	S.P.C	ELU	-16.86	2.03	14.4	4HA14+8HA12 =15.21
		S.E.C	ELA	-18.1	2.03		
		S.P.C	ELA	3.948	2.03		
Etage 4+5	40x40	S.P.C	ELU	-12.09	1.78	11.2	8HA14 =12.32
		S.E.C	ELA	-19.88	1.78		
		S.P.C	ELA	-3.15	1.78		
Etage 6+7	35x35	S.P.C	ELU	-7.75	1.35	9.8	4HA14+4HA12 =10.68
		S.P.C	ELA	-0.30	1.35		
		S.P.C	ELA	-0.11	1.35		
Etage 8	35x30	S.P.C	ELA	-2.06	1.15	8.4	8HA12 =9.05
		S.P.C	ELA	-0.10	1.15		
		S.P.C	ELA	-0.13	1.15		

V.2.4. Armatures transversal

Pour le ferrailage transversal on va présenter un exemple de calcul pour le 1^{er} niveau

Et le reste sera récapitulé dans le tableau

- **Recommandations du RPA99V2003 : Art 7.4.2.2**

-On utilise la formule suivante pour le calcul des sections d’armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

b = 50cm h₁=50cm h_e = 3.06m V = 73.912 KN

Avec : V : effort tranchant max dans le poteau

h₁ : Hauteur de la section du poteau

ρ : Coefficient de correction majorateur qui tient compte de risque de rupture Fragile par cisaillement.

t : espacement des armature transversale.

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

h ; b : Dimensions de la section transversale du poteau dans la direction de déformation

Considérée.

λ_g : Élanement géométrique du poteau

l_f : Longueur de flambement

-Pour calculer A_t nous allons fixer un espacement S_t en respectant les conditions suivantes :

$$\text{En zone II}_a : \quad S_t \leq \begin{cases} \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm}) & \rightarrow \text{Zone nodale} \\ 15\phi_1^{\min} & \rightarrow \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g < 3 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ on fait interpolation entre les valeurs limites précédentes avec la formule d'interpolation linéaire suivante : $f(x) = f(x_0) + [f(x_1) - f(x_0)] \times \frac{x-x_0}{x_1-x_0}$

❖ Exemple de calcul

$$b = 50\text{cm} \quad h = 50\text{cm}, \quad h_e = 3.06\text{m} \quad , \quad V = 73.912 \text{ KN} \quad , \quad \phi_1^{\min} = 14 \text{ mm}$$

$$l_f = 0,7 l_0 \quad \text{avec } l_0 : \text{ hauteur libre de l'étage.}$$

$$l_f = 1.862 \text{ m} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{h} = 3.724$$

$$\rho < 5 \rightarrow \rho = 3,75$$

$$S_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 15\text{cm} \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 10\text{cm} \end{cases}$$

$$A_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 2.07 \text{ cm}^2 \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 1.38 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t^{\min} \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 4,64\text{cm}^2 \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 3,09 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow \mathbf{6HA10 = 4,71\text{cm}^2} \\ \text{Zone nodale} & \rightarrow \mathbf{6 HA10 = 4,71\text{cm}^2} \end{cases}$$

Tout le reste des calculs sont résumé dans le tableau ci-dessus

Tableau V.4 : Ferrailage transversale des poteaux

Niveau	RDC+Etage1	Etage 2+ 3	Etage 4 + 5	Etage 6+7	Etage 8
Section (Cm ²)	50×50	45×40	40×35	35×35	35×30
∅ _l ^{min} (Cm)	1,4	1,2	1,4	1,2	1,2
l _f (m)	1,862	1,862	1,862	1,862	1,862
λ _g	3,724	4,137	4,655	5,32	5,32
V _{max} (KN)	73,912	73,622	57,734	41,769	23,852
ρ	3,75	3,75	3,75	2,5	2,5
t _{nodale} (Cm)	10	10	10	10	10
t _{courante} (Cm)	15	15	15	15	15
A _t ^{nodale} (Cm ²)	1,30	1,53	1,35	1,12	0,638
A _t ^{courant} (Cm ²)	2,07	2,30	2,02	1,67	0,958
A _{t,nodale} ^{min} (Cm ²)	3,09	2,32	1,55	1,05	1,05
A _{t,courant} ^{min} (Cm ²)	4,64	3,48	2,32	1,575	1,575
A _t ^{adoptée}	6HA10	6HA8	6HA8	4HA8	4HA8

V.2.5. Vérifications nécessaire :

V.2.5.1. Vérification des armatures transversales :

Selon l'article A.7.1.3 CBA93 le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_{lmax}}{3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour chaque étage

Tableau V.5 Vérification des armatures transversales pour chaque étage

Niveau	∅ _{lmax} (mm)	$\frac{\varnothing_{lmax}}{3}$ (mm)	∅ _t ^{courant} (mm)	Observation
RDC+1Etage	16	5.33	10	Vérifiée
Etage2+3	14	4.66	8	Vérifiée
Etage4+5	14	4.66	8	Vérifiée
Etage 6+7	14	4.66	8	Vérifiée

Etage 8	12	4	8	Vérifiée
---------	----	---	---	----------

Remarque

La condition est vérifiée pour tous les niveaux

V.2.5.2. Vérification au flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 Art B.8.2.1 nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: Section réduite du poteau.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre II Les résultats est récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des poteaux au flambement à chaque étage

Niveau x	Section Cm ²	Nu (KN)	I _f (m)	I	λ	α	B _r ≥ B _r ^{calc} (m ²)		Observatio n
							B _r (m ²)	B _r ^{cal} (m ²)	
RDC	50× 50	1782.85	1.862	0.144	12.931	0.8274	0.2304	0.0979	Vérifiée
Etage 1	50 × 50	1782.85	1,862	0.144	12.931	0.8274	0.2304	0.0979	Vérifiée
Etage 2	45× 40	1336.87	1,862	0.129	14.434	0.8220	0.1634	0.0739	Vérifiée
Etage 3	45× 40	1336.87	1,862	0.129	14.434	0.8220	0.1634	0.0739	Vérifiée
Etage 4	40× 35	928.24	1,862	0.115	16.191	0.8151	0.1254	0.0517	Vérifiée
Etage 5	40× 35	928.24	1,862	0.115	16.191	0.8151	0.1254	0.0517	Vérifiée
Etage 6	35× 35	562.65	1,862	0.101	18.435	0.8053	0.1089	0.0219	Vérifiée
Etage 7	35 × 35	562.65	1,862	0.101	18.435	0.8053	0.1089	0.0219	Vérifiée
Etage 8	35 × 30	240.31	1,862	0.101	18.435	0.8053	0.0924	0.0135	Vérifiée

Remarque

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

V.2.5.3. Vérification des contraintes :

- Etat limite de compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y-d')-A(d-y)]$

Etat limite de fissuration : (Contraintes dans l'acier) Art B.6.3 BAEL91

La fissuration est préjudiciable alors il est nécessaire de vérifier les conditions :

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (y - d') \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible (préjudiciable)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.7 : Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux

Niveau	RDC+ Etage1	Etage 1+2	Etage 4+5	Etage 6+7	Etage 8
section	50×50	45×40	40×35	35×35	35×30
N_{ser}(KN)	1287,52	965,09	669,81	405,67	174,07
M_{ser}(KN. m)	29,07	20,79	18,57	22,99	13,48
Type de Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
C(m)	0,27	0,22	0,22	0,23	0,25
P(m²)	-0,22	-0,15	-0,16	-0,17	-0,21
Q(m³)	-0,05	-0,02	-0,03	-0,03	-0,04
μ_t(m³)	-0,18	0,11	0,09	0,1	0,1
σ_{bc}MPa	5,85	5,85	4,95	2,92	1,32
σ_{bc}MPa	15	15	15	15	15
σ_{sc}MPa	84,66	83,92	71,16	42,09	19,12
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Remarque

- ✓ La contrainte dans le béton est vérifiée dans tout les niveaux de la structure, donc pas de risque de sont éclatement.
- ✓ Toute les conditions sont vérifiées alors il n’y a pas de risque de fissuration des aciers

V.2.5.4.Vérification au cisaillement :

D’après le **RPA99/2003 Art 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Vérification au cisaillement des poteaux

Niveau	b x h (Cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _d	d (m)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
RDC+1Etag	50×50	2.142	4.284	0.04	0.47	73.911	0,314	1	Vérifiée
Etage2+3	45× 40	2.142	4.76	0.04	0.42	73.622	0.438	1	Vérifiée
Etage4+5	40× 35	2.142	5.355	0.075	0.37	57.734	0.445	1.875	Vérifiée
Etage6+7	35× 35	2.142	6.12	0.075	0.32	41.769	0.372	1.875	Vérifiée
Etage8	35 × 30	2.142	6.12	0.075	0.32	23.852	0.248	1.875	Vérifiée

La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la contrainte admissible au niveau de tous les étages, alors il n’y a pas de risque de cisaillement des poteaux.

➤ **Dispositions constructives :**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 16\text{mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65\text{cm}$.

Pour $\phi = 14\text{mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60\text{cm}$.

Pour $\phi = 12\text{mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50\text{cm}$.

➤ **Ferraillage des poteaux circulaire**

➤ **Calculer la section d’acier d’un poteau circulaire :**

➤ **Calculer l’armateur longitudinal :**

• **Sollicitation**

Nu=2062, 9242KN ; Mu= 20,0693KN.m ; Ns=1485,143 ; Vu= 34,9713KN

- **Elu de résistance :**

Situation Courantes $\rightarrow \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1,5$

$$A_s \geq (N_u - B f_{c28}) / f_{SC}$$

$$f_{bu} = (0,8 f_{c28}) / \gamma_b = 13,33 \text{ M PA}$$

$$f_{SC} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ M PA}$$

$$B = (3,14 D^2) / 4 = 0,2826 \text{ m}^2$$

$$A_s = (2,062924 - (0,2826 * 13,33)) / 348$$

$A_s = -4,84 \text{ cm}^2 < 0$ on n'a pas besoin d'acier le béton seul suffit

- **Vérifications relatives aux poteaux :**

ELU de la stabilité de forme :

$$A_s \geq \frac{N_u}{\alpha} - B_r \frac{f_{c28}}{1,35} \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_b} \right)$$

Section circulaire :

$$\lambda = 4 \frac{l_f}{D} = \frac{(4 * 2,142)}{0,6} = 14,28 < 70 \rightarrow \text{Calculer à la c. simple}$$

Avec : $l_f = 0,7 l_0 = 2,142 \text{ m}$

$$0 \leq \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{14,28}{35} \right)^2} = 0,822 < 1$$

$$B_r = (D - 2)^2 / 4 = 2640,74 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \frac{2,0629}{0,82261} - (0,264074 \frac{25}{1,35} \left(\frac{1,15}{400} \right))$$

$$A_s \geq -6,884 \text{ cm}^2$$

$A_s < 0$ on ferraille avec Amin

$$A_{\min} = \max(4U, (0,1/100) \cdot B)$$

$U = 2 \cdot 3,14 \cdot R = 3,14D$ pour section circulaire

$$U = 4(2 \cdot 3,14 \cdot 0,3) = 7,536 \text{ cm}^2$$

$$(0,1/100)B = 2,826 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max(7,536 \text{ ; } 2,826) = 7,536 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}^{RPA} **Choit= 12HA16=24,13cm**

V.2.4 Vérification des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{\text{imax}}}{3} \rightarrow \phi_t \geq \frac{16}{3} \rightarrow \phi_t \geq 5,33 \text{ cm} \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On prendre un cadre de $\phi_t 8$

Espacement entre les armatures transversales :

$$St \leq \min(15\phi_l ; a + 10 ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(15 \cdot 1,6 ; 60 + 10 ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(24 ; 70 ; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 24 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } St = 20 \text{ cm}$$

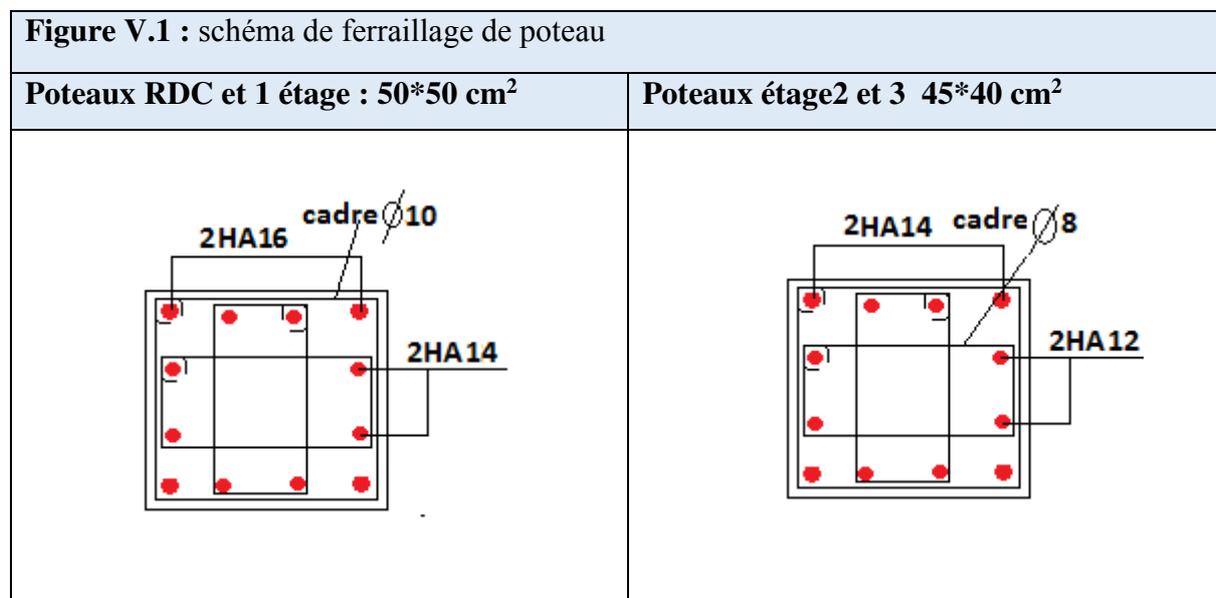
Vérification des contraintes à l'ELS

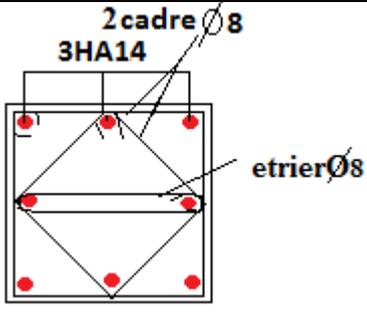
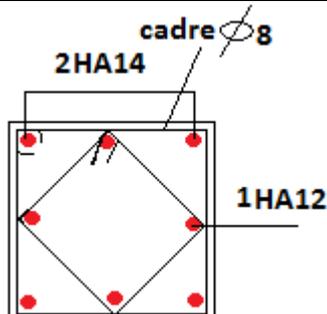
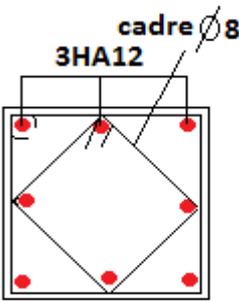
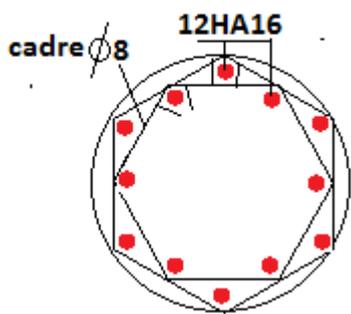
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{\text{ser}}}{B + 15A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1485,14310^{-3}}{0,2826 + (15 \cdot 24,1310^{-3})}$$

$$\sigma_{bc} = 2,294 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \quad \text{Vérifiée}$$

V.2.6. Schéma de ferrailage



<p>Poteaux étage4 et 5: 40*40 cm²</p>	<p>Poteaux étage6 et 7 : 35*35 cm²</p>
	
<p>Poteaux coupole : 35*30cm²</p>	
	
<p>Poteaux cerculaire</p>	
	

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des combinaisons les plus défavorables (moment fléchissant et effort de cisaillement) résultants les combinaisons suivantes :

$1.35G+1.5Q$	(ELU)
$G+Q$	(ELS)
$G+Q\pm E$	(ELA)
$0.8G\pm E$	(ELA)

V.3.1. Recommandations

- **Armatures longitudinales (RPA99/2003 art7.5.2.1)**
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone II_a .
- 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.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté 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 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

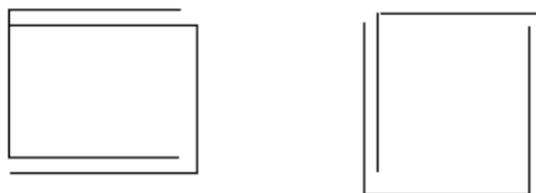


Figure V.2 : Armature transversale dans la zone nodale

➤ **Armatures transversales : (RPA99/2003 Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times b$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone courante}$$

V.3.2.Sollicitation et ferrailage des poutres

A) Ferrailage longitudinale

❖ **Poutres principales**

Les sollicitations sont tirées directement du logiciel Etabs sous les combinaisons les plus défavorables

Avec : $b = 30\text{cm}$, $h = 40\text{cm}$, $d = 38\text{cm}$

Fissuration peut nuisible (FPN),

Tableau V.9 : Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres principales de chaque étage

Niveaux	Position	M (KN. m)	Combinaison	A_{cal} (cm^2)	A_{min}^{RPA} (cm^2)	$A_{opté}$ (cm^2)	Choix de ferrailage
RDC + 1Etage	Travée	81.609	ELA (B31)	5.68	6	6.79	6HA12
	Appuis	-82.328	ELA (B31)	5.73	6	6.79	6HA12
Etage 2+3	Travée	87.524	ELA (B31)	6.11	6	6.79	6HA12
	Appuis	-88.945	ELA (B31)	6.22	6	6.79	6HA12
Etage 4+5	Travée	83.671	ELA (B31)	5.82	6	6.79	6HA12
	Appuis	-84.579	ELA (B31)	5.88	6	6.79	6HA12
Etage 6+7	Travée	55.295	ELA (B31)	3.77	6	6.79	6HA12
	Appuis	-75.935	ELA (B31)	6.63	6	6.79	6HA12
Etage 8	Travée	25.347	ELA (B31)	1.694	6	6.79	6HA12
	Appuis	-62.975	ELA (B31)	4.320	6	6.79	6HA12

❖ **Poutres secondaire**

$b = 30\text{cm}$, $h = 40\text{cm}$, $d = 38\text{cm}$

Fissuration peut nuisible (FPN),

Tableau V.10 Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres secondaires de chaque étage

Niveaux	Position	M (KN. m)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{opté} (cm ²)	Choix de ferrailage
RDC + 1Etage	Travée	49.012	ELA (B26)	3.32	6	6.79	6HA12
	Appuis	-57.461	ELA (B26)	3.93	6	6.79	6HA12
Etage 2+3	Travée	43.619	ELU (B26)	3.34	6	6.79	6HA12
	Appuis	-62.312	ELA (B26)	4.27	6	6.79	6HA12
Etage 4+5	Travée	45.189	ELU(B26)	3.55	6	6.79	6HA12
	Appuis	-60.472	ELA (B26)	4.14	6	6.79	6HA12
Etage 6+7	Travée	46.764	ELU (B26)	3.69	6	6.79	6HA12
	Appuis	-66.419	ELU (B26)	5.33	6	6.79	6HA12
Etage 8	Travée	43.859	ELU (B26)	3.44	6	6.79	6HA12
	Appuis	-53.393	ELU (B26)	4.23	6	6.79	6HA12

B) Ferrailage transversale

❖ Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,43; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,43. ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

avec: $\begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \end{cases}$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

❖ Calcul des espacements S_t

En zone nodale: $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

En zone courantes: $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t^{min} = \begin{cases} \text{poutre principale} \rightarrow 0,003 * 15 * 30 = 1,37 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre secondaire} \rightarrow 0,003 * 15 * 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_t > A_t^{min}$ Alors la condition est vérifiée pour toute les poutres.

Calcul des longueurs de recouvrement

$\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 50 \text{ cm}$

V.3.3. Les Vérifications nécessaire

- à l'ELU

1) Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

✓ En zone de recouvrement $A_{max} = 6\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{max} = 6\%(30 \times 40) = 72\text{cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{max} = 6\%(30 \times 40) = 72\text{cm}^2 \end{cases}$$

✓ En zone courante $A_{max} = 4\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{max} = 4\%(30 \times 40) = 48\text{cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{max} = 4\%(30 \times 40) = 48\text{cm}^2 \end{cases}$$

Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

2) Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Poutres	$V_{max}(\text{KN})$	$\tau_u(\text{Mpa})$	$\bar{\tau}_u(\text{Mpa})$	Observation
RDC + 1	Principale	99.838	0.875	3.33	Vérifiée
	Secondaire	57.532	0.505	3.33	Vérifiée
Etage 2+3	Principale	100.73	0.883	3.33	Vérifiée
	Secondaire	60.678	0.532	3.33	Vérifiée
Etage 4+5	Principale	86.938	0.762	3.33	Vérifiée
	Secondaire	56.344	0.492	3.33	Vérifiée
Etage 6+7	Principale	67.153	0.589	3.33	Vérifiée
	Secondaire	58.235	0.511	3.33	Vérifiée
Etage 8	Principale	43.685	0.383	3,33	Vérifiée
	Secondaire	52.126	0,457	3,33	Vérifiée

- à l'ELS

3) Etat limite de compression de béton

La condition a vérifié est la suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.12 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Niveau	Poutres	Positio n	M _{ser} (KN. m)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (m ⁴) *10 ⁻⁴	σ (Mpa)	σ̄ (Mpa)	Observation
RDC+ Etage1	Principales	Travée	22.691	6.79	13.02	85625	3.45	15	Vérifiée
		Appuis	-24.605	6.79	13.02	85625	3.74		Vérifiée
	Secondaires	Travée	31.072	6.79	13.02	85625	4.72		Vérifiée
		Appuis	-34.313	6.79	13.02	85625	5.52		Vérifiée
Etage 3+4	Principales	Travée	24.841	6.79	13.02	85625	3.77		Vérifiée
		Appuis	-29.092	6.79	13.02	85625	4.42		Vérifiée
	Secondaires	Travée	31.745	6.79	13.02	85625	4.82		Vérifiée
		Appuis	-38.281	6.79	13.02	85625	5.82		Vérifiée
Etage 4+5	Principales	Travée	29.486	6.79	13.02	85625	4.48		Vérifiée
		Appuis	-40.825	6.79	13.02	85625	6.21		Vérifiée
	Secondaires	Travée	32.839	6.79	13.02	85625	4.99		Vérifiée
		Appuis	-42.21	6.79	13.02	85625	6.41		Vérifiée
Etage 6+5	Principales	Travée	34.151	6.79	13.02	85625	5.96	Vérifiée	
		Appuis	-46.429	6.79	13,02	85625	7.06	Vérifiée	
	Secondaires	Travée	33.959	6.79	13.02	85625	5.92	Vérifiée	
		Appuis	-47.496	6.79	13.02	85625	5.16	Vérifiée	
Etage 8	Principales	Travée	18.341	6.79	13.02	85625	3.59	Vérifiée	
		Appuis	-45.481	6.79	13.02	85625	7.94	Vérifiée	
	Secondaires	Travée	32.139	6.79	13.02	85625	4.88	Vérifiée	
		Appuis	-38.654	6.79	13.02	85625	5.87	Vérifiée	

4) Etat limite de déformation Art B.6.5, 2 BAEL91R99

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

- $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$

- $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$
- $L < 8 \text{ m}$

Tableau V.13 : vérification de l'état limite de déformation

Poutre	h_t (cm)	B (cm)	L (cm)	A_s (cm ²)	$M_{t_{ser}}$ (KN. m)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{m_t}{10 * m_0}$	$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
Principale	40	30	4,5	6.79	34,151	$0,09 \geq 0,062$	$0,09 \geq 0,047$	$0,0059 \leq 0,01$
secondaire	40	30	3,25	6.79	33,959	$0,09 \geq 0,062$	$0,123 \geq 0,086$	$0,0059 \leq 0,01$

Commenter :

- ✓ Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire
- 5) Les moments sous P (Els) sont tirés directement à partir du logiciel ETABS par contre les moments isostatiques M_0 et les moments sous charges de revêtements sont calculés manuellement par la méthode RDM.

V.3.4.Vérification de la zone nodale

RPA99/2003Art 7.6.2

Pour assurer la sécurité des usagée d'un bâtiment, il est primordiale que les rotules plastiques se forme dans les poutres avant les poteaux

Alors le RPA99 exige de vérifiée la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times |M_W| + |M_E|$$

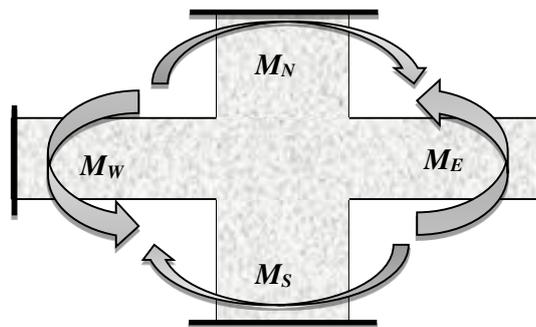


Figure V.3 : Moments résistants au niveau de la zone nodale.

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9d \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$$

Tableau V.14 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	d(cm)	z(m)	A(cm ²)	σ_s (MPa)	M _R (KN. m)
RDC	0,47	0,423	20,36	400	344,491
Etage1	0,47	0,423	20,36	400	344,491
Etage2	0,42	0,378	15,21	400	229,975
Etage 3	0,42	0,378	15,21	400	229,975
Etage 4	0,37	0,333	12,32	400	164,102
Etage 5	0,37	0,333	12,32	400	164,102
Etage 6	0,32	0,288	10,68	400	123,034
Etage 7	0,32	0,288	10,68	400	123,034
Etage 8	0,32	0,288	9,05	400	104,256

Tableau V.15: Les moments résistants dans les poutres secondaires

Niveau	Position	d (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M _r (KN. m)
RDC+	Travée	38	34,2	6,79	400	92,887
Etage1	Appui	38	34,2	6,79	400	92,887
Etage 2+3	Travée	38	34,2	6,79	400	92,887
	Appui	38	34,2	6,79	400	92,887
Etage 4+5	Travée	38	34,2	6,79	400	92,887
	Appui	38	34,2	6,79	400	92,887
Etage 6+7	Travée	38	34,2	6,79	400	92,887
	Appui	38	34,2	6,79	400	92,887
Etage 8	Travée	38	34,2	6,79	400	92,887
	Appui	38	34,2	6,79	400	92,887

Tableau V.16 : Les moments résistants dans les poutres principales

Niveau	Position	d(cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M _r (KN. m)
Entre sol 1+RDC	Travée	38	34,2	6,79	400	92,887
	Appui	38	34,2	6,79	400	92,887
Etage 2,3	Travée	38	34,2	6,79	400	92,887
	Appui	38	34,2	6,79	400	92,887
Etage 4,5	Travée	38	34,2	6,79	400	92,887
	Appui	38	34,2	6,79	400	92,887
Etage 6,7	Travée	38	34,2	6,79	400	92,887

	Appui	38	34,2	6,79	400	92,887
Terrasse	Travée	38	34,2	6,79	400	92,887
	Appui	38	34,2	6,79	400	92,887

Les résultats de la vérification des zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V.17 : Vérification de la zone nodale dans le sens principale

Niveau	M_N (KN. m)	M_S (KN. m)	$M_N + M_S$ (KN. m)	M_E (KN. m)	M_W (KN. m)	$1,25(M_E + M_W)$	Observation
RDC	344,491	344,491	688,982	92,887	92,887	232,217	Vérifiée
Etage 1	229,975	344,491	644,441	92,887	92,887	232,217	Vérifiée
Etage 2	229,975	229,491	459,95	92,887	92,887	232,217	Vérifiée
Etage 3	164,102	229,491	393,593	92,887	92,887	232,217	Vérifiée
Etage 4	164,102	164,102	328,204	92,887	92,887	232,217	Vérifiée
Etage 5	123,034	164,102	287,136	92,887	92,887	232,217	Vérifiée
Etage6	123,034	123,034	246,068	92,887	92,887	232,217	Vérifiée
Etage7	104,256	123,034	227,29	92,887	92,887	232,217	Non Vérifiée
Etage8	0	104,256	104,256	92,887	92,887	232,217	Non Vérifiée

Tableau V.18 : Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire

Niveau	M_N (KN. m)	M_S (KN. m)	$M_N + M_S$ (KN. m)	M_E (KN. m)	M_W (KN. m)	$1,25(M_E + M_W)$	Observation
RDC	344,491	344,491	688,982	92,887	92,887	232,217	Vérifiée
Etage 1	229,975	344,491	644,441	92,887	92,887	232,217	Vérifiée
Etage 2	229,975	229,491	459,95	92,887	92,887	232,217	Vérifiée
Etage 3	164,102	229,491	393,593	92,887	92,887	232,217	Vérifiée
Etage 4	164,102	164,102	328,204	92,887	92,887	232,217	Vérifiée
Etage 5	123,034	164,102	287,136	92,887	92,887	232,217	Vérifiée
Etage 6	123,034	123,034	246,068	92,887	92,887	232,217	Vérifiée
Etage7	104,256	123,034	227,29	92,887	92,887	232,217	Non Vérifiée
Etage8	0	104,256	104,256	92,887	92,887	232,217	Non Vérifiée

Commentaire :

Les vérifications de zone nodale sont vérifiées dans tous les niveaux, sauf les 7 et 8 étages .Mais selon RPA (RPA99/2003 ART 7.6.2), les deux derniers niveaux la vérification est facultative

V.3.5.Schéma de ferrailage

Figure. 4: Schémas de ferrailages de la poutre principale et secondaire étage courante

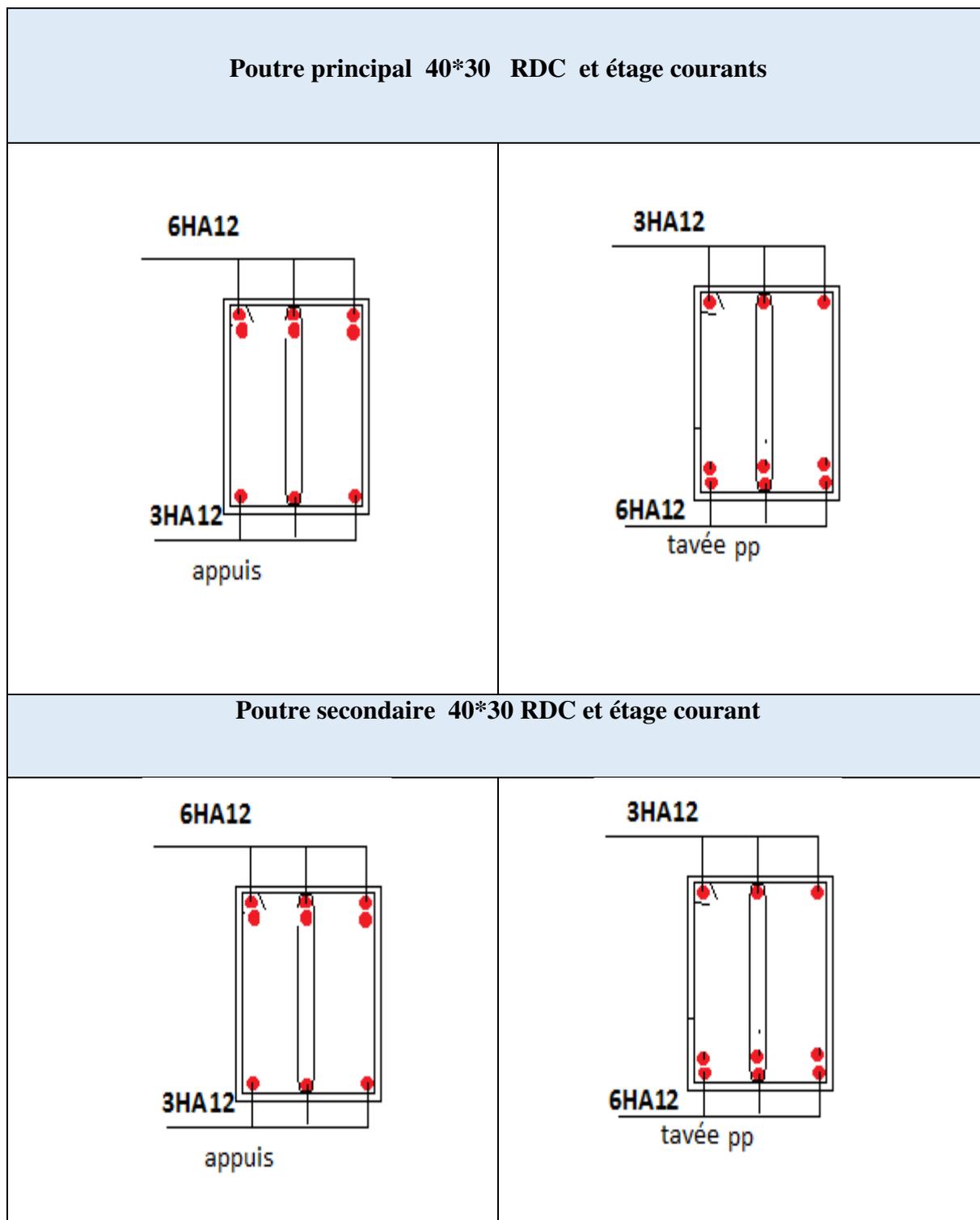
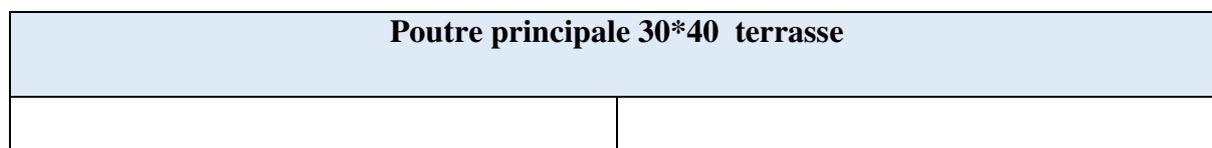
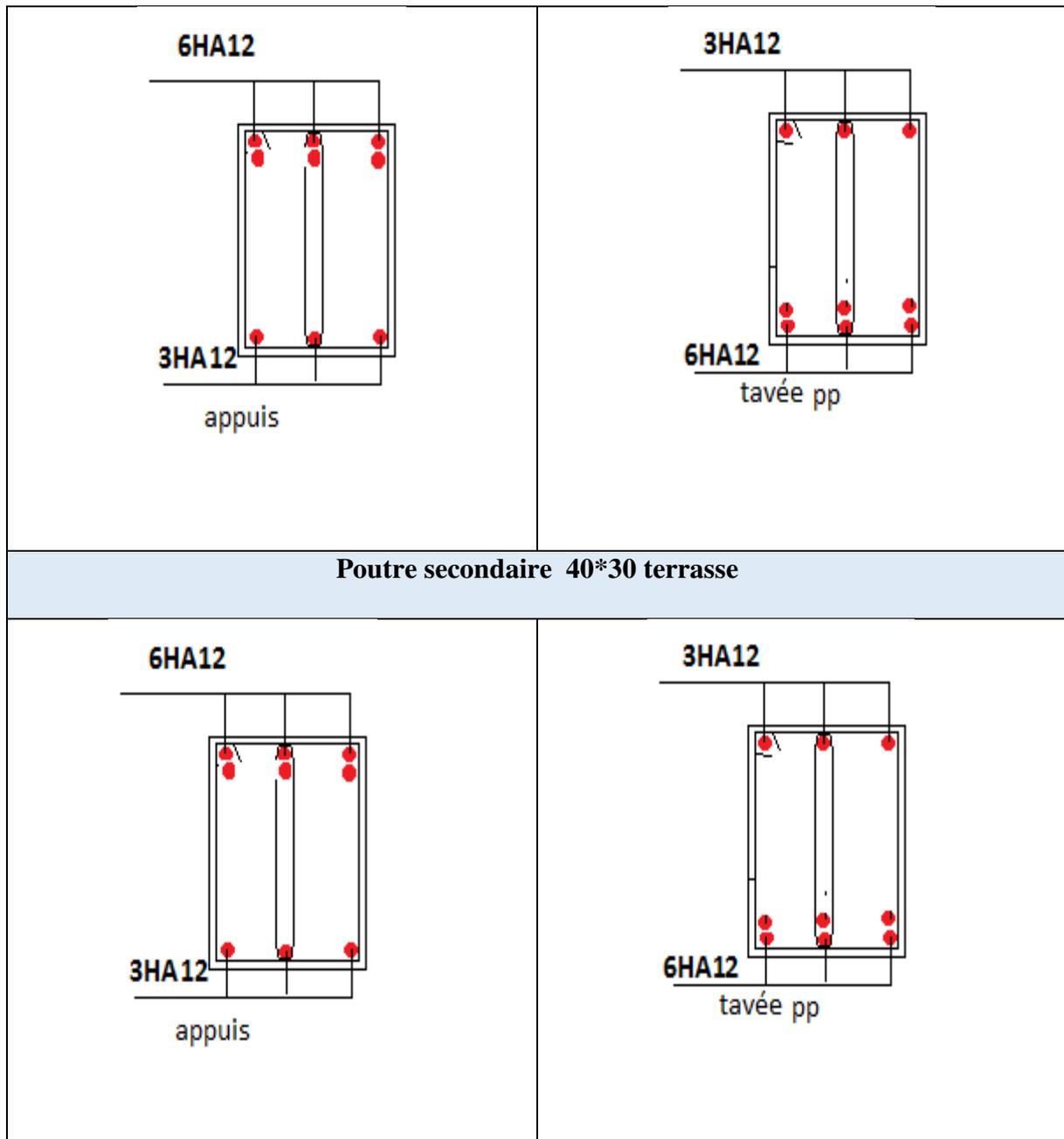


Figure V.5: Schémas de ferrailages de la poutre principale et secondaire terrasse





V.4. Etude des voiles

V.4.1. Introduction :

Un voile de contreventement est un élément verticale de section ($e \times l$), travaillant en flexion composée du même principe qu'un poteau.

La structure qui fait l'étude de notre projet, située dans la zone II_a (moyenne sismicité) avec une hauteur qui dépasse (14m), le RPA99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant et considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont : rupture par flexion, rupture en flexion par effort tranchant, rupture par écrasement ou traction du béton.

Les calculs se feront sous les combinaisons les plus défavorables suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$ (ELU)
- ❖ $G+Q\pm E$ (ELA)
- ❖ $0.8G\pm E$ (ELA)

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnée par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{\max} & \rightarrow M^{\text{corr}} & \rightarrow A_1 \\ N^{\min} & \rightarrow M^{\text{corr}} & \rightarrow A_2 \\ M^{\max} & \rightarrow N^{\text{corr}} & \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

V.4.2.Recommandation du RPA99 version 2003

A) Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

B) Armatures Horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

C) Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

• **Règles communes RPA99 V2003 ART.7.7.4.3**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- L'espace des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3.Calcul de la sollicitation revenant aux voiles

❖ **Exemple de calcul**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.19: Sollicitations sous différentes combinaisons dans le voile V_{x1} // à x.x

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	V_{\max}
	906,8056 → 16,4316	175,9511 → 828,7281	4,1431 → 139,7534	

RDC+ Etage1+2	Accidentelles	Accidentelles	Accidentelles	105,8746
Etage 3+ 4+5	781,8968 → 1,2691	77,3731 → 306,0722	122,5173 → 26,4925	74,3735
	Accidentelles	Accidentelles	Accidentelles	
Etage 6+ 7+8	476,5006 → 11,0752	44,4472 → 331,6925	11,161 → 20,8041	56,8096
	Accidentelles	Accidentelles	Accidentelles	

Tableau V.20 : Sollicitations sous différentes combinaisons dans le voile V_{x1} // à y.y

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	V_{max}
RDC+ Etage1+2	994,551 → 222,2891	259,7952 → 734,8363	9,5584 → 194,528	118,1653
	Accidentelles	Accidentelles	Accidentelles	
Etage 3+ 4+5	685,7909 → 18,124	118,8116 → 595,6441	97,8629 → 33,317	18,124
	Accidentelles	Accidentelles	Accidentelles	
Etage 6+ 7+8	731,7831 → 26,3127	51,0768 → 349,3354	10,728 → 3,3298	57,3342
	Accidentelles	Accidentelles	Accidentelles	

➤ Voile V_{x1} (RDC+1et é Etage)

Données :

$$N_{max} = 4,1431 \text{KN}; \quad M_{cor} = 139,75 \text{ KN.m} ; \quad V_u = 105,8746 \text{KN}$$

$$l = 1,2 \text{ m}; \quad e = 15 \text{cm}; \quad d = 1,15 \text{ m}; \quad d' = 0.05 \text{ m}; \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,029 \text{m} < \frac{l}{2} = \frac{1,2}{2} = 0,6 \text{m}$$

Avec:

$$N_U (d-d') - M_{UA} = \dots\dots\dots(1)$$

$$(0.337h-0.81d') b h f_{bu} = \dots\dots (2)$$

$$(1) \rightarrow 0, 137 \text{ MN.m}$$

$$(2) \rightarrow 1, 210 \text{ MN.m}$$

⇒ N effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section et

(1) < (2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 139,75 + 4,1431 \times \left(1,15 - \frac{1,2}{2} \right) = 142,028 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2f_{bu}} = \frac{0,142028}{0,15 \times (1,15)^2 \times 18,48} = 0,038$$

$$\mu_{bu} = 0,190 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,048$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,128\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{0,142028}{1,127 \times 400} = 3,17 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 3,16\text{cm}^2$$

- **Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec : l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \quad \text{Dans notre cas : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{4,1431 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,15} + \frac{139,75 \times 10^{-3}}{0,0216} \times 0,6 = 3,904 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{906,8056 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,15} - \frac{16,4316 \times 10^{-3}}{0,0216} \times 0,6 = -3,189 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{3,189 \times 1,2}{3,904 + 3,189} = 0,54\text{m} \\ l_c = 1,2 - 2 \times 0,545 = 0,12\text{m} \end{cases}$$

- **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

On a :

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0,2\%(e \times l_t) = 0,2\%(15 \times 54,5) = 1,62\text{cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0,10\%(e \times l_c) = 0,10\%(15 \times 11) = 0,18\text{cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{\min} = 0,15\%(e \times l) = 0,15\%(15 \times 120) = 2,7\text{cm}^2$

- **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1,5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e} \quad \text{Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 105,875 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1,15} = 0,859 \text{ MPa}$$

- **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 22,5 \dots \dots \dots \text{ On opte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_h = \frac{0,849 \times 0.15 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0,795 \text{ cm}^2$$

V.4.4.Ferrailage longitudinale

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, et pour les autres voiles ils seront résumés dans les tableaux :

Tableau V.21 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux

Niveau	RDC+1+2 Etage	3+4+5 Etage	6+7+8 Etage
Section	0.15 × 1,2	0.15 × 1,2	0.15 × 1,2
Type de section	SPC	SPC	SPC
N(KN)	4,1431	781,896	476,501
M(KN.M)	139,75	1,269	11,0752
V(KN)	105,874	74,373	56,809
τu(Mpa)	0,859	0,64	0,49
τū(Mpa)	5	5	5
A ^{cal} (cm ²)	3,16	0	0
A _{min} (cm ²)	2,7	2,7	2,7
L _t (m)	0,54	0,6	0,53
L _c (m)	0,12	0,01	0,14
A _{min} ^{tendut} (cm ²)	1,62	1,79	1,59
N ^{barre/face} (cm ²)	6HA10	6HA10	6HA10
AZ _{comp}	0,18	0,01	0,21
S _t (cm)	20	20	20
A _h ^{cal} (cm ²)	0,86	0,6	0,46

$A_h^{min} (cm^2)$	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	0,86	0,6	0,45
$N^{barre}/face 5cm^2)$	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t (cm)$	20	20	20

Tableau. V 22 : Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	RDC + 1 +2 Etage	3+4+5 Etage	6+7+8 Etage
Section	0.15 × 1,5	0.15 × 1,5	0.15 × 1,5
Type de section	SPC	SPC	SPC
N(KN)	-9,558	685,7909	11,161
M(KN.M)	194,528	18,124	20,8041
V(KN)	118,165	18,124	56,8041
τ_{bu} (MPa)	0,82	0,59	0,39
$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	5	5	5
$A^{cal} (cm^2)$	3,53	0	0,22
$A_{min} (cm^2)$	3,38	3,38	3,38
L_t (m)	0,74	0,67	0,65
L_C (m)	0,02	0,16	0,2
$A_{min}^{tenut} (cm^2)$	2,22	2,01	1,95
$N^{barre}/face(cm^2)$	6HA10	6HA10	6HA10
$A_{Z.comp}$	0,02	/	/
$S_t (cm)$	20	20	20
$A_h^{cal} (cm^2)$	0,77	0,56	0,3
$A_h^{min} (cm^2)$	0,45	0,45	0,3
$A_h^{adopté}$	0,77	0,56	0,45
$N^{barre}/face (cm^2)$	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t (cm)$	20	20	20

V.4.5. Schéma de ferrailage

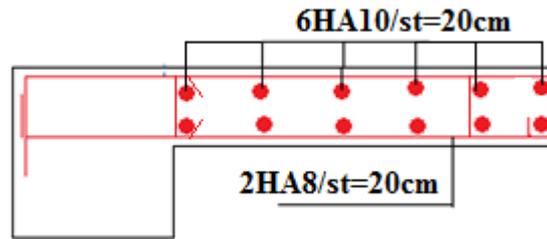


Figure V.6 : Schéma de ferrailage voilé Vx1 et Vy2

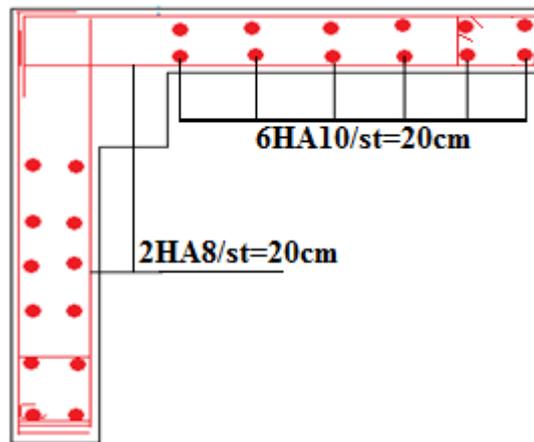


Figure V.7: schéma de ferrailage de voile Vx1 et Vy1

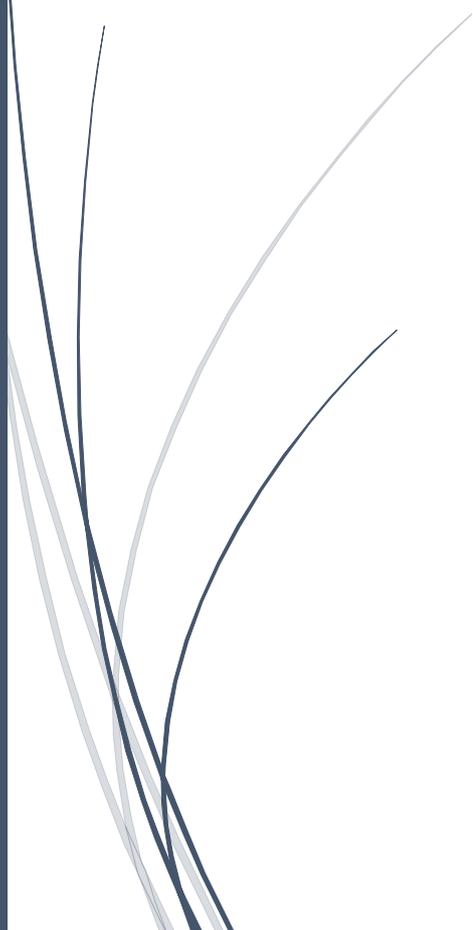
V.5. Conclusion

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations,
- Ils sont ferrailés souvent par le minimum du **RPA**, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques,
- Les exigences du **RPA** favorisent la sécurité par rapport à l'économie.

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



VI.1 Introduction

L'infrastructure est la partie inférieure de la construction c'est ensemble des ouvrages constituant la fondation et l'implantation sur le sol d'une construction (semelle, poutre de rigidité semelle filant, radier...)

La fondation est l'un des outils de transmission des charges et surcharge au sol

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut

Assurer :

Un bon encastrement de la structure dans le sol.

Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.

Une bonne limitation des tassements différentiels

VI.2. Etude des fondations

VI.2.1. Les différents types de fondation

Le **D.T.U 13-12** définit les différents types de fondation en fonction du rapport

D/B est qui sont :

- $D/B \leq 6$: fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)
- $6 < D/B < 10$: fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieu ...)

VI.2.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ($D=2 \text{ m} \leq B \times 6$). Ensuite

Pour le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les

Semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

➤ **Capacité portante du sol d'assise**

L'assiette choisie pour accueillir les immeubles abritant on permit de conclure les résultats suivants

Le taux de travail à adopter alors, est de **2,0 bars**, pour une profondeur d'encrage de **2m**.

VI.2. 3. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

VI.2.3.1 Semelles isolées

➤ **Combinaisons d'actions à considérer**

D'après le **RPA99/Version 2003(Article 10.1.4.1)** les fondations

Superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

Situation accidentelle :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

Les vérification a faire est :

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ tel que } S = A * B$$

N: Effort normal du poteau plus sollicité a la base de la structure donné par logiciel **ETABS**

V16

S : Surface de la semelle

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

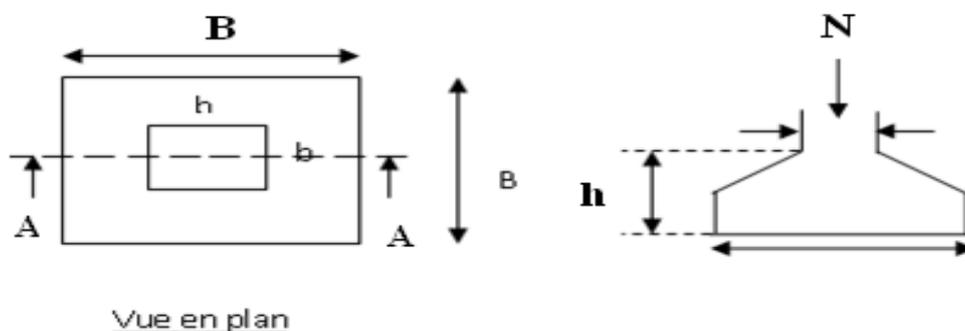


Figure VI.1 : schéma d'une semelle isolée

$$\sigma = \frac{1485,1434}{S_{\text{semelle}}} \leq 200$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{1485,1434}{200} = 7,42\text{m}^2$$

On a une semelle est un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} * B$

Ce qui donne : $B \geq \sqrt{\frac{b * N}{a * \sigma_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{0,5 * 1485,1434}{0,5 * 200}} = 2,73\text{m}$

Sens x : L min (entre axe de poteaux)=2,3m

Sens y : L min (entre axe de poteaux)=2,5m

On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas ne passe pas

VI.2.3.2 Vérification des semelles filantes :

Dans cette cas on choisit une semelle filantes a plusieurs travée et qui port aussi la petite travée (**L min=2.3m**) située sur portique formée de 8 poteaux

Avec : $N_t = \sum N_i = 1485,1434 + 1133,0832 + 919,2110 + 907,7191 + 876,9212 + 668,3471 + 919,6653 + 962,37 = 7872,46\text{KN}$

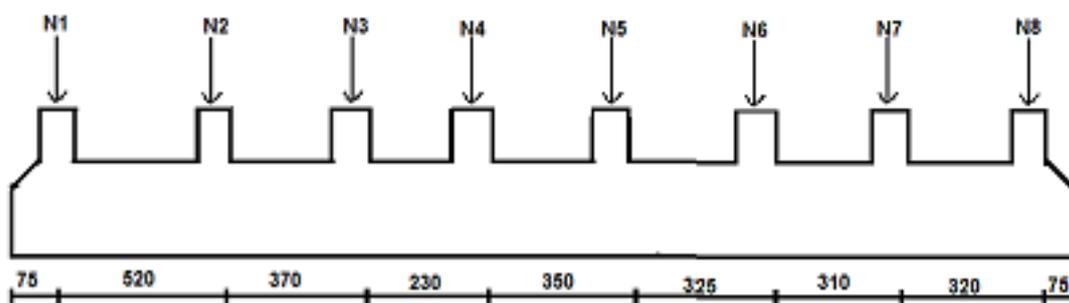


Figure VI.2 : la semelle filante la plus sollicitée

D'ou $B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} * L} = \frac{7872,46}{200 * 24,55} = 1,603\text{m}$

Donc le type de fondation adéquate pour notre structure sera les semelles filantes.

VI.3. Etude des semelles filantes sous poteaux

VI.3.1. Dimensionnement de la semelle filante :

➤ **Calcul de la largeur de la semelle(B) :**

$S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{\text{sol}}} = 39,36 \text{ m}^2$

S : surface de la semelle

$S = \text{Total} * B$

Total=24,55m

$B \geq \frac{S}{L_{\text{TOTAL}}} = \frac{39,36}{24,55} = 1,603\text{m}$ Soit B=1,65m

Calcul de la hauteur total de la semelle :

La hauteur totale ht est déterminée par équation $ht = d + c$

Avec :

c : enrobage des armatures ; $c=5\text{cm}$.

d : hauteur utile doit vérifier la condition suivante :

$$d \geq \max \left(\frac{B-a}{4} ; \frac{B-b}{4} \right)$$

On a : $a=b=50\text{cm}$

$$\text{Donc } d = \frac{B-a}{4} = \frac{165-50}{4} = 28,5$$

On prend $d=30$

$$ht=30+5=35\text{cm}$$

Remarque : Avec le choix de $d \geq \frac{B-b}{4}$, les conditions de non poinçonnement de compression maximale du béton dans les bielles et de cisaillement maximal sont vérifiées

VI.3.2.Charges agissantes sur la semelle :

On a : $N_{\text{Total}}=N$ (superstructure) + N (infrastructure)

$$N_{\text{Total}} = N + N_{\text{fiche pot}} + N_{\text{terre}} + N_{\text{semelle}} + N_{\text{dalle}} + N_{\text{longrin}}$$

$$N_{\text{terre}} = 20,1 \times 39,36 \times 1,5 = 1186,7 \text{ KN}$$

$$N_{\text{dalle}} = 25 \times (1,65 \times 24,55) - (0,5 \times 0,5)0,12 = 115,52 \text{ KN}$$

$$P_{\text{fiche pot}} = 25 \times 0,5 \times 0,5 \times 8 \times 2,5 = 125 \text{ KN}$$

$$P_{\text{semelle}} = 25 \times 39,36 \times 0,35 = 344,4 \text{ KN}$$

$$P_{\text{longrin}} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 24,55 = 73,65 \text{ KN}$$

N (superstructures)= $N_1+N_2+N_3+N_4+N_5+N_6+N_7+N_8=7872,46$ KN d'après (**Logiciel**

ETABS V16)

$$N_{\text{Total}} = 9717,728 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de la surface de la semelle :**

$$S \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S \geq \frac{9717,728}{200} = 48,58 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul de la largeur de la semelle(B) :**

$$S = L_{\text{TOTAL}} * B =$$

$$L_{\text{TOTAL}} = S/B = 24,55 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{S}{L_{\text{TOTAL}}} = \frac{48,58}{24,55} = 1,97 \text{ m}$$

Soit $B=2\text{m}$

➤ **Calcul de la hauteur total de la semelle :**

On a $B=2\text{m}$

$$a = b = 50\text{cm}$$

Donc

$$d \geq \max\left(\frac{B-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) \Rightarrow d \geq \max\left(\frac{2-0,5}{4}, \frac{2-0,5}{4}\right) = 0,37$$

On prend $d=40\text{cm}$

Soit $ht=40+5=45\text{cm}$

VI.3.3. Les vérifications nécessaire

VI.3.3.1. Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 200 \text{ MPa}$$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme AUTOCAD, on obtient les caractéristiques suivantes :

$$S = L \times B = 2 \times 24,55 = 49,1 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} X_G = 12,275 \text{ m} \\ Y_G = 1 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{cases} I_{xx} = 2466,057 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 16,366 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{xx} = 9,755 \text{ MN.m} \\ M_{yy} = 14,1005 \text{ MN.m} \end{cases} \quad \text{Résultat tiré du logiciel ETABS}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

$$\text{Sens X-X : } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{semelle}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{9717,728}{49,1} + \frac{9,755}{2466,057} \times 1 = 0,198 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{semelle}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{9717,728}{49,1} - \frac{9,755}{2466,057} \times 1 = 0,197 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{0,197 + 0,197}{2} = 0,197 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,2 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifier}$$

$$\text{Sens-Y-Y : } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{semelle}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{9717,728}{49,1} + \frac{14,1005}{16,336} \times 12,275 = 0,208 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{semelle}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{9717,728}{49,1} - \frac{14,1005}{16,336} \times 12,275 = 0,187 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{0,208 + 0,187}{2} = 0,197 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,285 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifier}$$

VI.3.3.2. Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec :}$$

N_d : Effort normale à l'état ultime

h_t : Épaisseur de la semelle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (0.5x0.5) m², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$, Tel que :

$$A = a + h_t = 0,5 + 0,45 = 0,95 \text{ m}$$

$$B = b + h_t = 0,5 + 0,45 = 0,95 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } U_c = 3,8 \text{ m et } N_d = 9717,728 \text{ KN}$$

$$N_d = 9,717728 \text{ MN} < 0.045 \times 3,8 \times 0,45 \times \frac{25}{1.15} = 1,673 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

VI.3.3.3. vérification à la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\checkmark \text{ Sens X-X : } e = \frac{9,755}{9717,728} = 0,001 < \frac{2}{4} = 0,5 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$\checkmark \text{ Sens-Y-Y : } e = \frac{14,1005}{9717,728} = 0,001 < \frac{2}{4} = 0,5 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

VI.3.4. Ferrailage :

➤ **Acier principaux (A//B) :**

Calcul à l'ELU

- **Calcul des sollicitations**

$$A//B = \frac{N_u(B-b)}{8.d\sigma_{st}}$$

Avec

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$\sigma_{st} : \text{Contrainte d'acier } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

D'après(ETAPS) on a : $N_u : 10834,844\text{KN}$

Aciers de réparation (A B) :

$$A B = A/B/3$$

VI.3.4.1. Application numérique

$$A//B = \frac{10834,8443 \cdot 10^{-3} \cdot (2-0.5)}{8 \cdot 0,35 \cdot 348}$$

$$A//B = 16,67\text{cm}^2$$

On adapte = 9HA16 = 18.10cm²; Avec un espacement de 15 cm

$$A B = \frac{18,10}{3} = 6,03\text{cm}^2/ml$$

On adapte = 8HA10 = 6,28 av cm²; avec un espacement de 15cm

VI .4. Etude de la poutre de rigidité

C'est une poutre disposée le long de semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

VI .4.1. Dimensionnement

La hauteur h de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L = 5,20\text{ m} \Rightarrow 520/9 \leq h \leq 520/6 \Rightarrow 57,77 \leq h \leq 86,66\text{ (cm)}$$

Soit : $h = 80\text{cm}$

b = bavant poteau \Rightarrow **$b = 50\text{cm}$**

VI .4.2. Sollicitations

La poutre de rigidité se calcule comme une poutre continue (renversée) sur n appuis (poteaux), soumise à une charge uniformément répartie qu agissant de bas en haut :

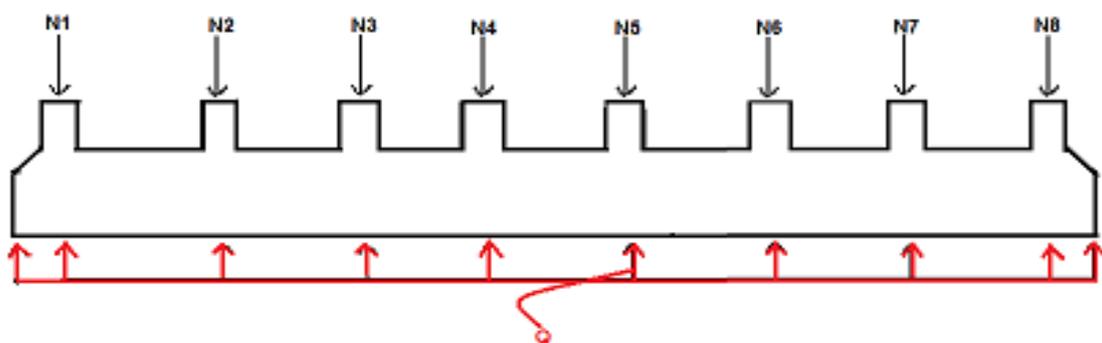


Figure VI.3 : charges agissant sur la poutre de rigidité

$$Q = \sum N_i / L ; N_i = 10834,84\text{kn}, L = 24,25\text{m} \Rightarrow Q = 446,79\text{kn}$$

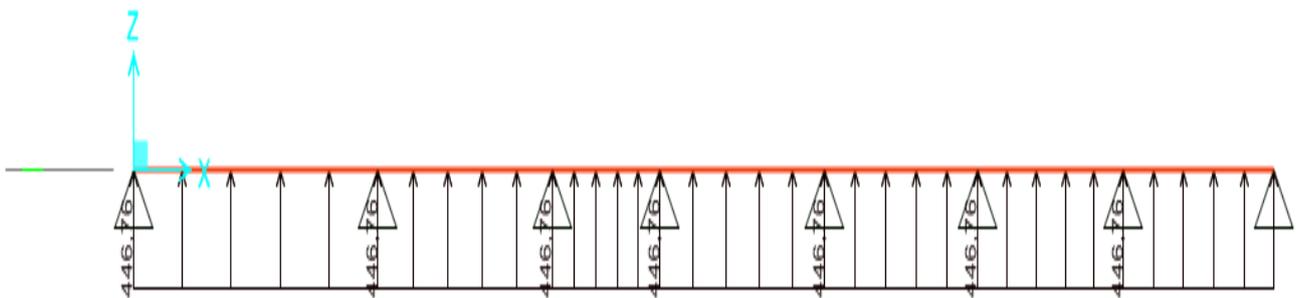


Figure VI.4 schéma statique de la poutre de rigidité

Après la modélisation de la poutre on a obtenu les diagrammes suivants :

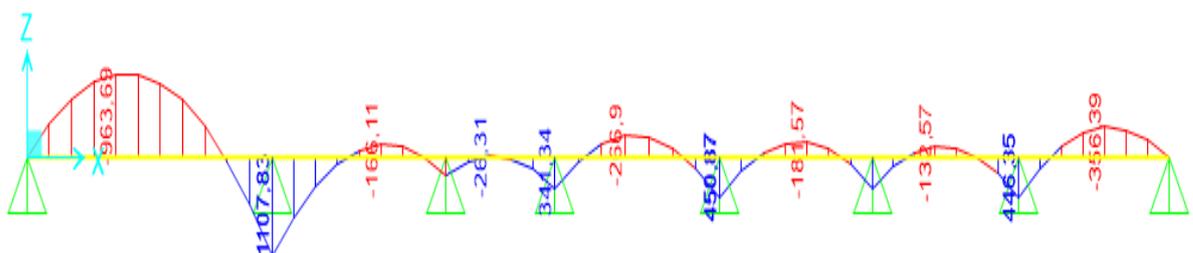


Figure VI.5 diagramme des moments dans la poutre de rigidité

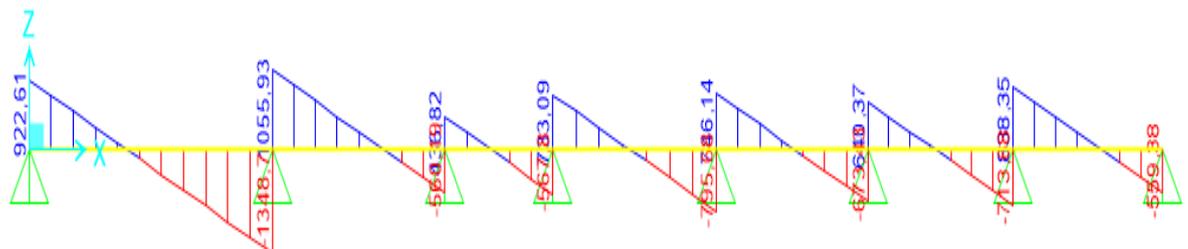


Figure VI.6 diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau VI .1 : sollicitation agissante sur la poutre de rigidité

Travées	L (m)	q KN/ml	Mt (KN .m)	Ma (KN .m)	V (KN)
AB	5,2	446,79	963,69	1107,83	1348,7
BC	3,7	446,79	166,11	26,31	1055,97

VI .4.3. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$) à la flexion simple.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.2. :Ferrailage de la poutre de rigidité

Localisation	M KN. m	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /m l)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Parte supérieure	963,69	0,244	0.350	0,645	42,93	9,05	5HA25+6HA20 chap=43,98 cm ²
Partie inférieure	1107,8	0,277	0,415	0,625	50,93	9,05	11HA25=54cm ²

Ferrailage transversale

➤ **Ferrailage transversale**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1348,7 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,75} = 3.59 \text{MPa}$$

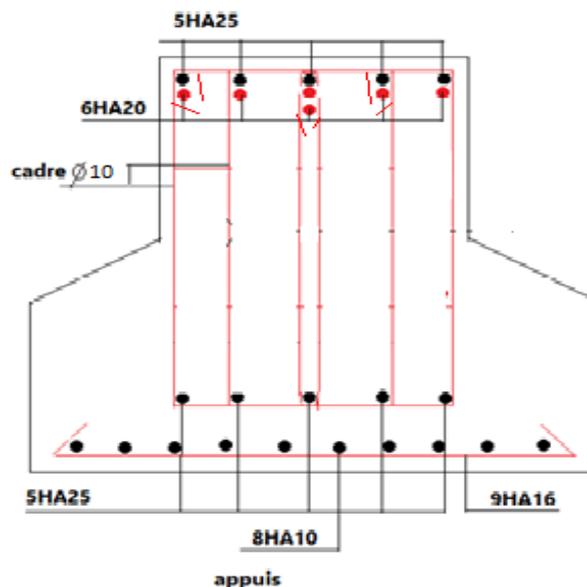
$$\phi_t \leq \min \left[\phi_l^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right] ; \phi_l^{min} : \text{Diamètre minimal des armatures longitudinales}$$

$$\phi_t \leq \min \left[10 ; \frac{800}{35} ; \frac{500}{10} \right] = \min(10 ; 22,85 ; 50) = 10 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 10 \text{mm}$$

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi^{min} \right) ; St \leq 17.5 \text{cm} \Rightarrow St = 15 \text{cm} \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} ; St \leq 40 \text{cm} \Rightarrow St = 20 \text{cm} \dots \dots \text{zone courante}$$

VI .4.4. Schéma de ferrailage



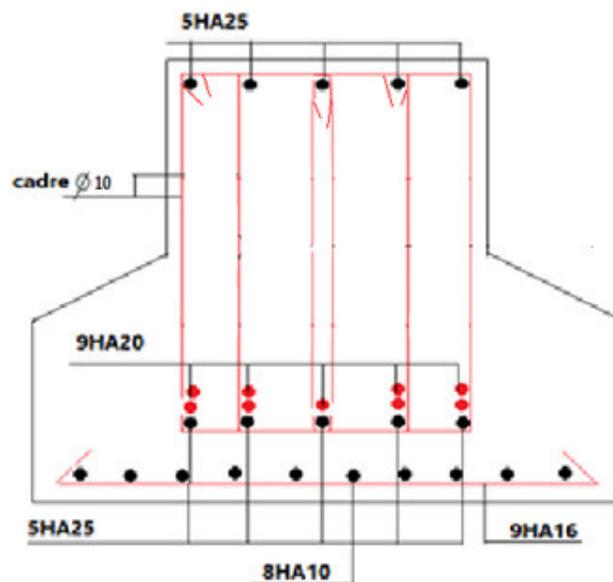


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de la semelle filante

VI-5 Les longrines

Les longrines ont des formes de poutres reliant les différentes semelles filantes, de section $b \times h$, situées au niveau de l’infrastructure destinée à :

- Porter les murs de façades
- Solidariser les points d’appui d’un même bloc en s’opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

VI-5.1. Dimensionnement

D’après Art 10.1.1.b RPA99 V2003 la section minimale ($b \times h$) est : $25 \times 30 \text{ cm}^2$ pour les sites de catégorie S2 et S3

La hauteur « h » des longrines est définie par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots \text{RPA99 V2003}$$

Avec :

L_{max} : Longueur maximale entre axes des longrines ; $L_{max} = 5,20m$

$$\Rightarrow \frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \Rightarrow 34,66cm \leq h \leq 52cm \Rightarrow \text{Soit : } b = 35cm ; h = 40cm$$

VI-5.2. Ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l’action d’une force égale à :

$$F = N/\alpha \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Art 10.1.1.b RPA99 V2003}$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée :

$$\begin{cases} \text{Site : Site S2} \\ \text{Zone: II} \end{cases} \Rightarrow \alpha = 15 \qquad \text{Art 10.1.1.b RPA99 V2003}$$

Nous avons $N_u = 10834,84 \text{ KN}$, d'après le RPA on a: $\alpha = 15$ en zone II, site S2.

$$F_u = \frac{10834,84}{15} = 722,322 \text{ KN} \text{ D'où : } F > 20 \text{ KN}$$

$$N_s = 7872,46 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{7872,46}{15} = 524,83 \text{ KN} \text{ D'où: } F > 20 \text{ KN}$$

A. Les armatures longitudinales

$$A_u = \frac{F_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.72232 \times 1.15}{400} = 20,76 \text{ cm}^2 ; A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{0.52483}{180} = 26,24 \text{ cm}^2$$

• **Minimum d'armature exigé par le RPA :**

$$A_{min} = 0.6\% b.h = 0.6\% (35 \times 40) = 8,4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Art 10.1.1.b RPA99 V2003}$$

Choit : $5HA16 + 5HA20 = 30,91 \text{ cm}^2$

B. Les armatures transversales (A_t)

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left[\phi_l^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right] ; \phi_l^{min} : \text{Diamètre minimal des armatures longitudinales}$$

$$\phi_t \leq \min \left[16 ; \frac{400}{35} ; \frac{350}{10} \right] = \min(16 ; 11,42 ; 35) = 11,42 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Soit un cadre et un étrier $\phi_{10} : 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$

• **Espacement**

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi_l) \dots\dots\dots \text{Art 10.1.1.b RPA99 V2003}$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15 \times 1,6) = 20 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

VI-5.3.Schéma de ferrailage

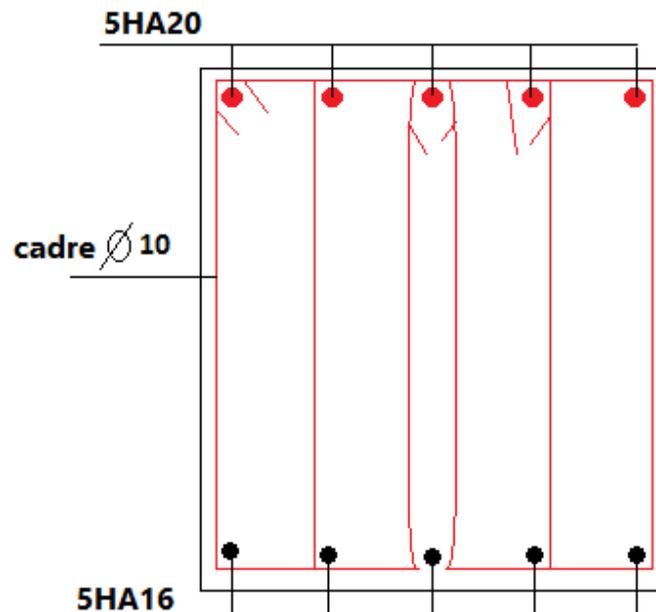


Figure VI.8 Schéma de ferrailage des longrines

Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol.

Elle ne peut donc être calculé que lorsqu'on connaît :

Les caractéristiques géométriques de la structure

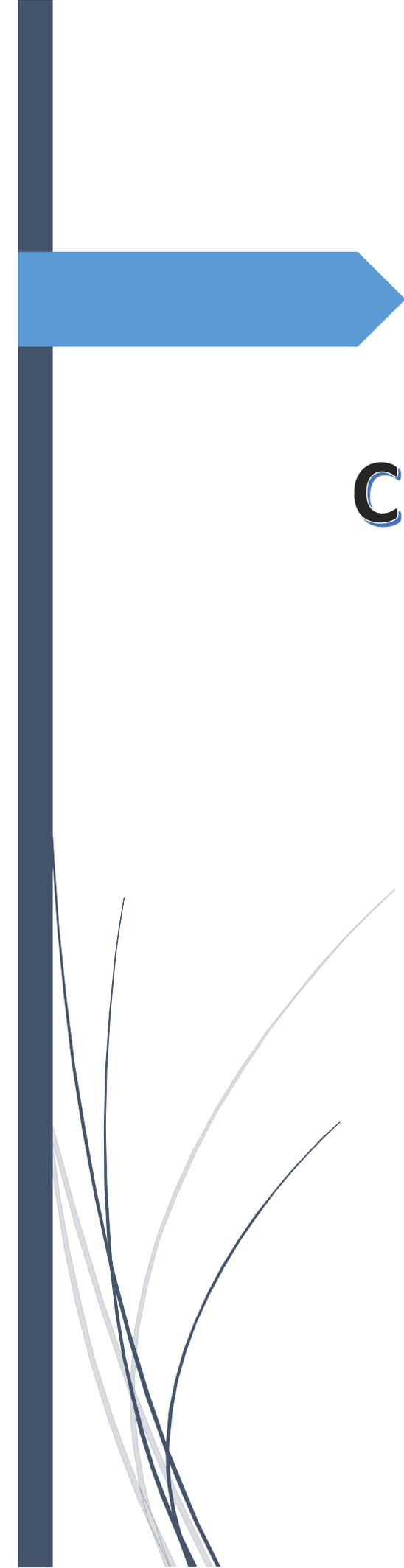
Les caractéristiques du sol

Alors d'après ces connaissances qu'on a et d'après les calculs on a optés les semelles filantes comme choix de type de fondation de notre projet à cause de ses avantages :

Elle est adoptée à des sols moins homogènes

Limite de risque de tassement

Elle est économes par rapport aux radier, elle satisfait les conditions de stabilité et de résistance.



CONCLUSION GENERALE

Conclusion

L'étude d'un bâtiment R+8 consiste à éviter ou à réduire le risque sismique. Cette dernière s'intéresse principalement aux caractéristiques du sol et au renforcement de la structure.

La réalisation de ce projet nous a permis de mettre en application nos connaissances acquises tout au long de notre parcours universitaire. Elle nous a permis également d'approfondir notre savoir-faire, d'être au cœur de chaque étape de ce projet et de nous familiariser avec la réglementation qui régit le domaine du génie civil.

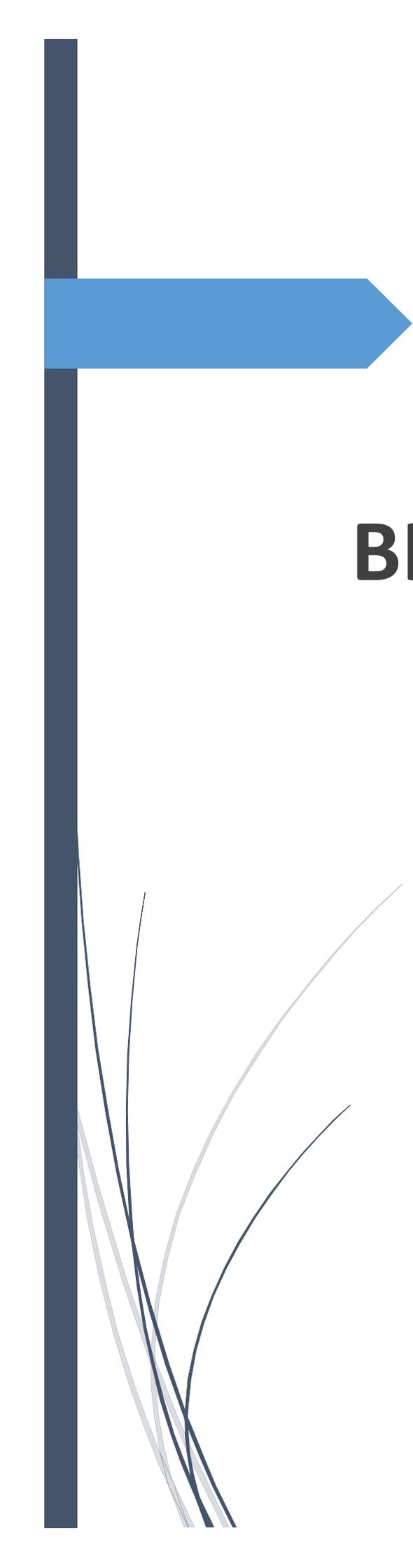
Il convient de dire, après avoir réalisé cette étude, qu'une meilleure conception parasismique ne peut être que le fruit d'une parfaite collaboration entre l'ingénieur civil et l'architecte. Car les deux métiers

sont complémentaires, et le partage du savoir-faire est primordial.

Aujourd'hui, nous avons bien constaté que le domaine du génie civil est très avancé en termes d'amélioration des structures (voiles, ferrailage, escalier,...), et des études des caractéristiques du sol.

Ce qui nous a permis de construire des ouvrages solides, tels qu'ils répondent aux exigences réglementaires concernant la sécurité et la conformité des structures.

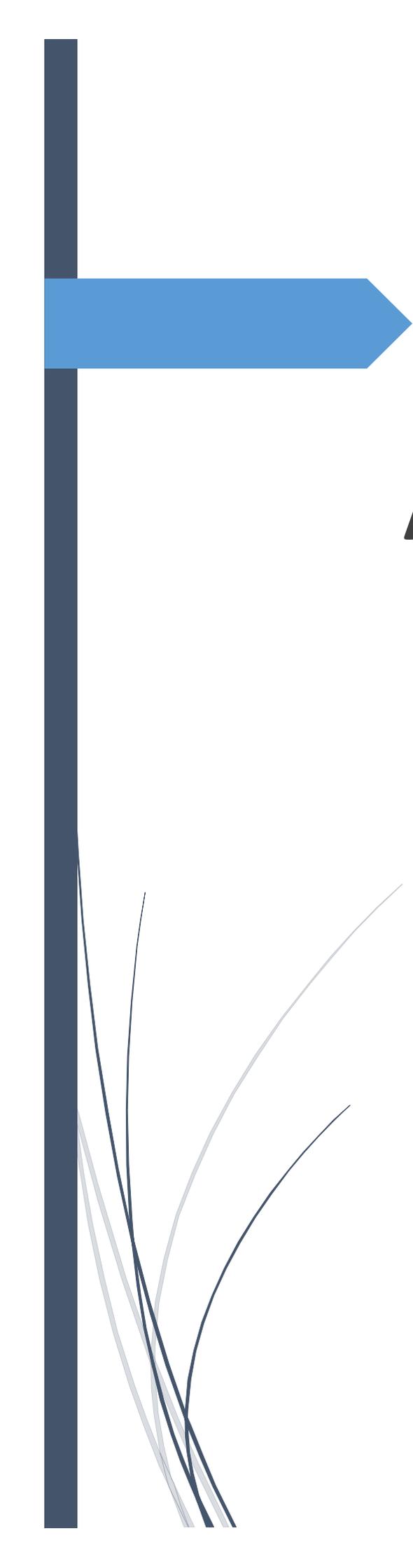
Au final, avec ces changements climatiques et aussi de l'activité continue des plaques tectoniques, l'ingénieur civil doit mener des défis face à ces phénomènes qui menacent la stabilité et la viabilité de ses œuvres d'art.



BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

- Règles parasismiques Algériennes. **RPA99 / VERSION 2003**
- Règles de conception et calcul des structures en béton arme **C.B.A. 93**
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**B.A.E.L 91**).
- Document technique règlementaire (**D.T.R**) charges et surcharges d'exploitations.
- Mémoires de fin d'études
- Cahiers de cours de cursus.
- formulaire de calcul des sections en béton armé préparé par Mm.Hamouche.S et Mr.Tahakourt.A.
- **Logiciels et programmes utilisés :**
 - ETABS 2016
 - AutoCAD 2016.
 - Excel 2013



ANNEXES

Annexe

Annexe 1 :

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

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	80.09	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	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	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	188.50
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	226.20
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 2 :

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	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	0.0956	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	0.4065	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 3 :

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

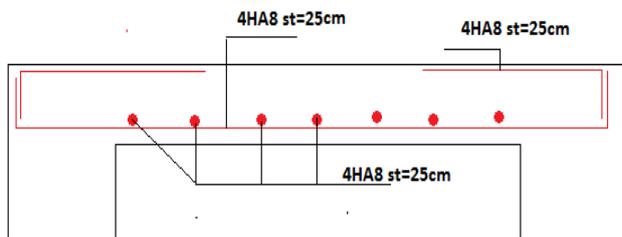
Annexe 4 :

Valeur de M_1 et M_2 pour $\rho = 0,9$

U/L_x	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
v/L_y											
0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	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
0.2	0,260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	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
0.4	0,202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	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
0.6	0,161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	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
0.8	0,132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	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
1.0	0,112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	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
0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	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
0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	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
0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	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
0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	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
1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 5 :

Schéma de ferrailage de dalle pleine



Coupe 1-1

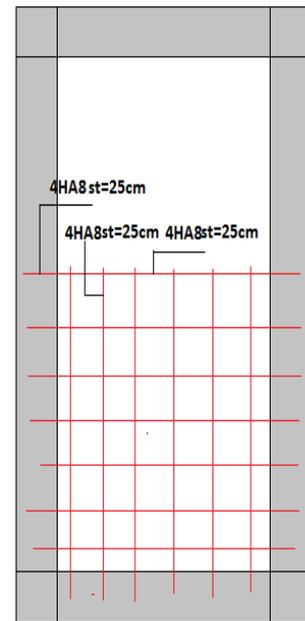
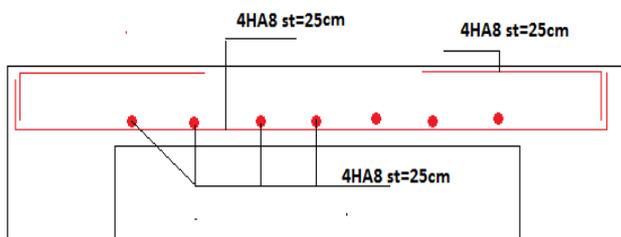


Figure III.6 : schéma de ferrailage du panneau D1



Coupe1-1

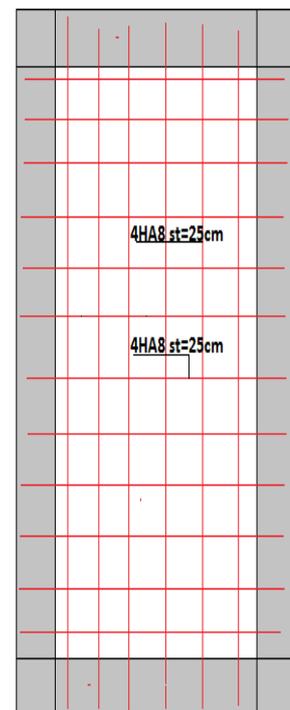
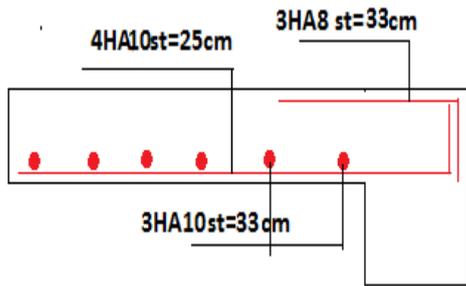


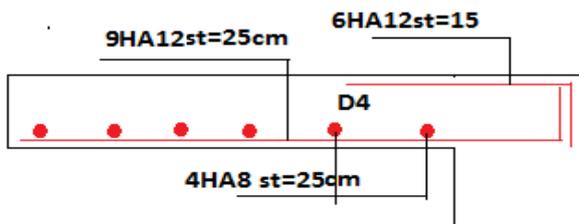
Figure III.7 : schéma de ferrailage du panneau D2



Coupe1-1



Figure III.8 : schéma de ferrailage du panneau D3



Coupe1-1

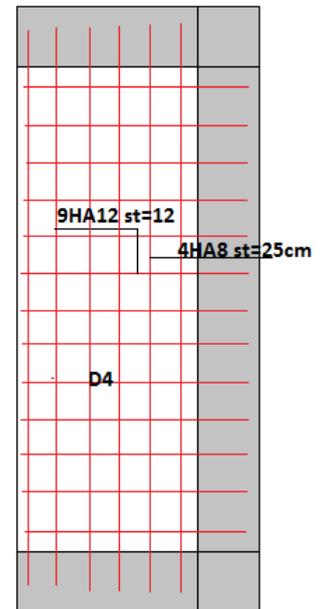
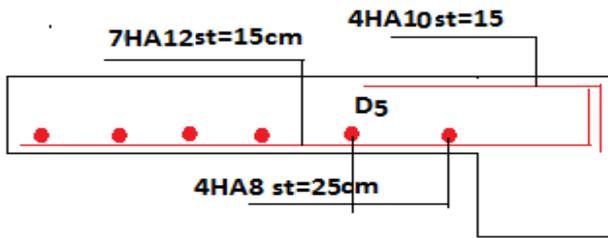


Figure III.9 : schéma de ferrailage du panneau D4



Coupe1-1

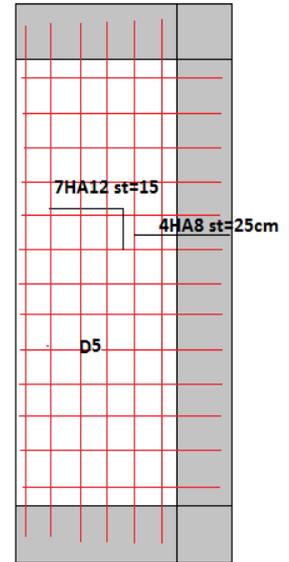
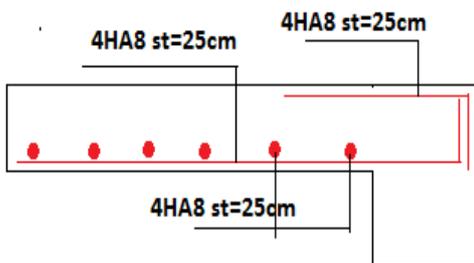


Figure III.10 : schéma de ferrailage du panneau D5



COUPE 1-1

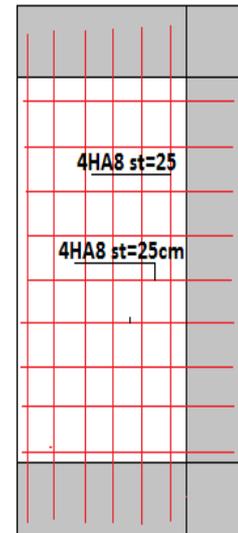
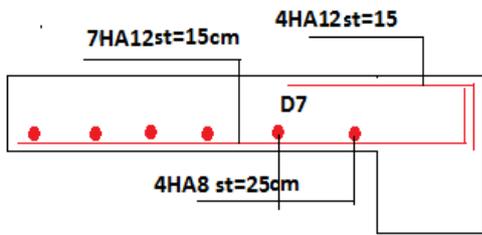


Figure III.11 : schéma de ferrailage du panneau D6



coupe1-1

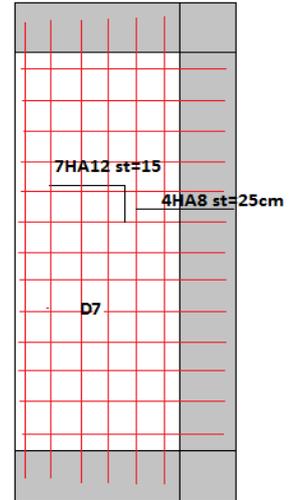


Figure III.12 : schéma de ferrailage du panneau D7

Schémas de ferrailage :

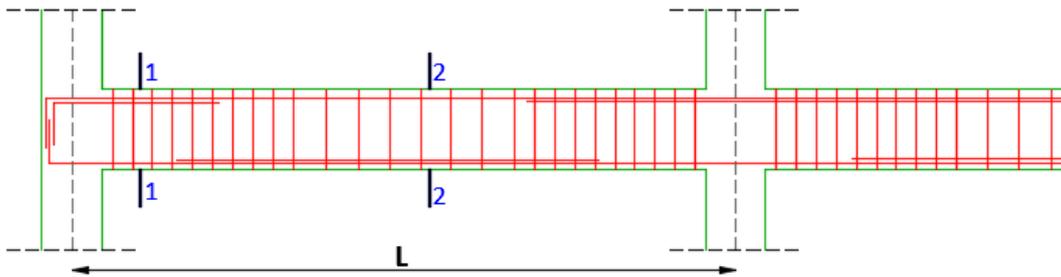


Figure V.2 exemple de ferrailage de poutre

Annexe 6 :

VII - CONCLUSION ET RECOMMANDATION :

Afin de donner un aperçu sur la qualité du sol, nous avons exploité les résultats des essais in situ et les essais au laboratoire, dans le cadre de la réalisation de 58 Logements Promotionnels à TAGHZOUTH. A la base de ces résultats nous suggérons comme suit :

- ✓ La lithologie du site est formée essentiellement par des :
 - Remblais ;
 - Schiste argileux graveleux ;
 - Schiste friable grisâtre.

Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pénétrogrammes a enregistré des résistances bonnes le long des profondeurs testées.

-Une contrainte de **2.00 bars** pour un encrage de 2.60 m de profondeur par apport à la cote de terrain actuel pour le Bloc « A-B ».

-Une contrainte admissible de **2.00 bars** pour un ancrage de 2.00m de profondeur par apport à la cote de terrain actuel pour le Bloc « C ».

Afin d'éviter toute modification des caractéristiques de portance et de déformation du sol de fondation il est recommandé de prendre des mesures préventives suivantes :

- ✓ L'emploi des fondations superficielles selon la conception de BET.
- ✓ Les travaux de terrassement et de creusement des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.
- ✓ Capter toutes les eaux de surfaces, qui s'écoulent périodiquement ou de façon pérenne.
- ✓ Eviter les ruissellements diffus et infiltration dans la zone d'assise.

Laboratoire de Genie Civil & Travaux Publics

Sevane



 LABORATOIRE DE GENIE CIVIL ET TRAVAUX PUBLICS L.G.C.T.P		
Etabli Le : 24/03/2019	ETUDE DE SOL A TAGHZOUTH W. BEJAIA	Page : 12/13
Client : Entreprise de Promotion Immobilière TOULOUM Mouloud		

- Sur la base de l'essai de compression réalisé sur les carottes prélevés (ou la résistance de la carotte est de 3.2MPa) et d'après le Tableau de classification des sites (selon RPA99/version 2003 Art3.3.1 page 25) , le sol est classé dans la catégorie S2 (sol ferme)
- Selon les recommandations du CGS (Règlement Parasismique Algérienne RPA 99/2003), la région de la wilaya de Bejaia est classée en zone de sismicité moyenne IIa.
D'où, il ya lieu de prendre en compte les normes parasismiques dans le dimensionnement des futures constructions.

Nous restons à votre entière disposition pour tout renseignement complémentaire.

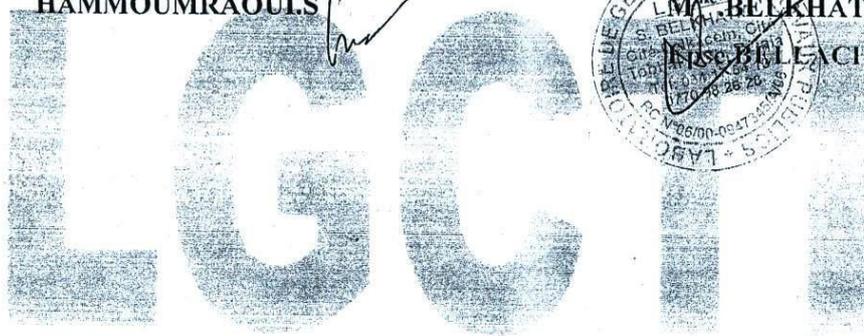
L'ingénieur Chargée d'étude

HAMMOUMRAOULS

LA DIRECTRICE

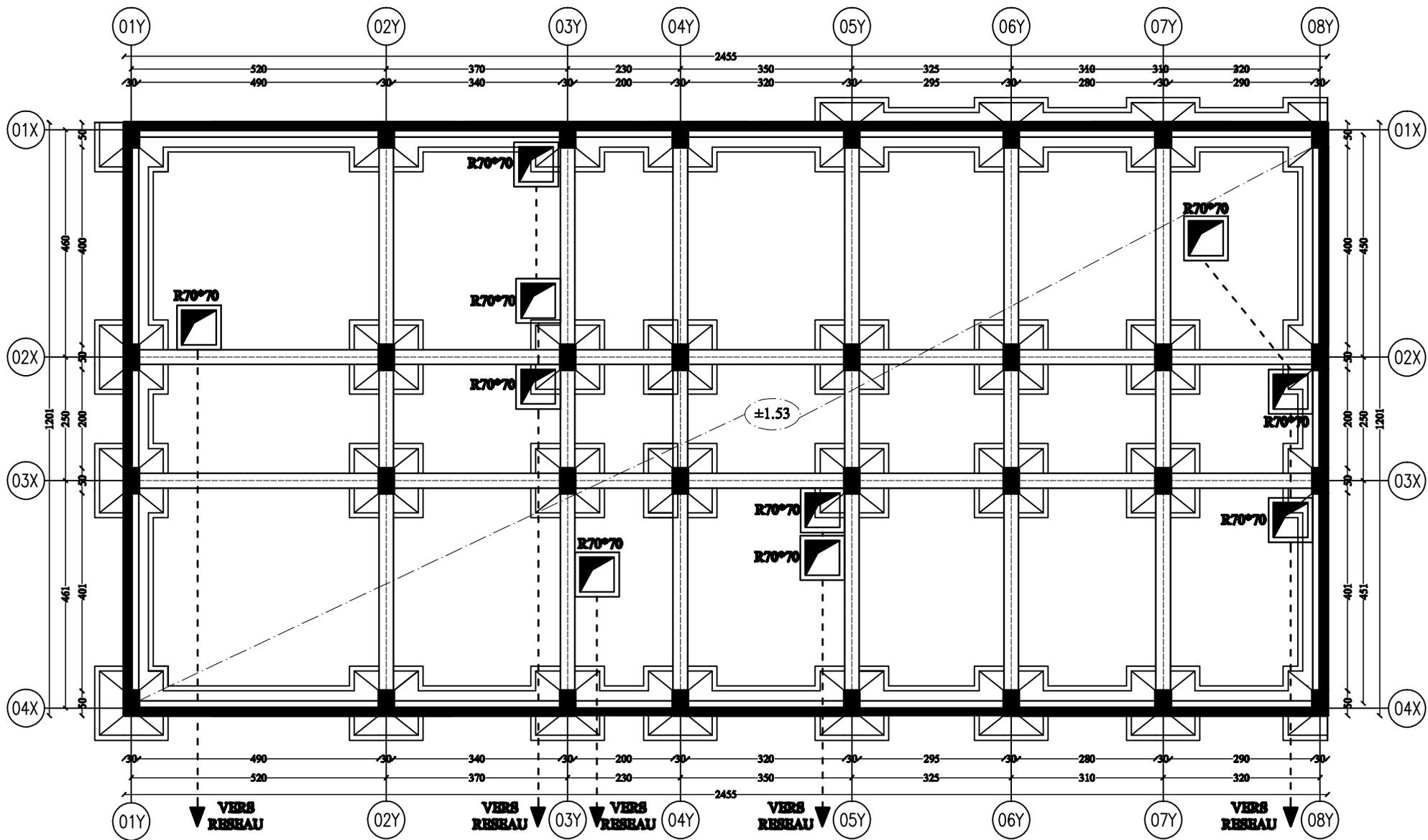
LM^{ter} BELKHATMI

NSC BELLEACHE

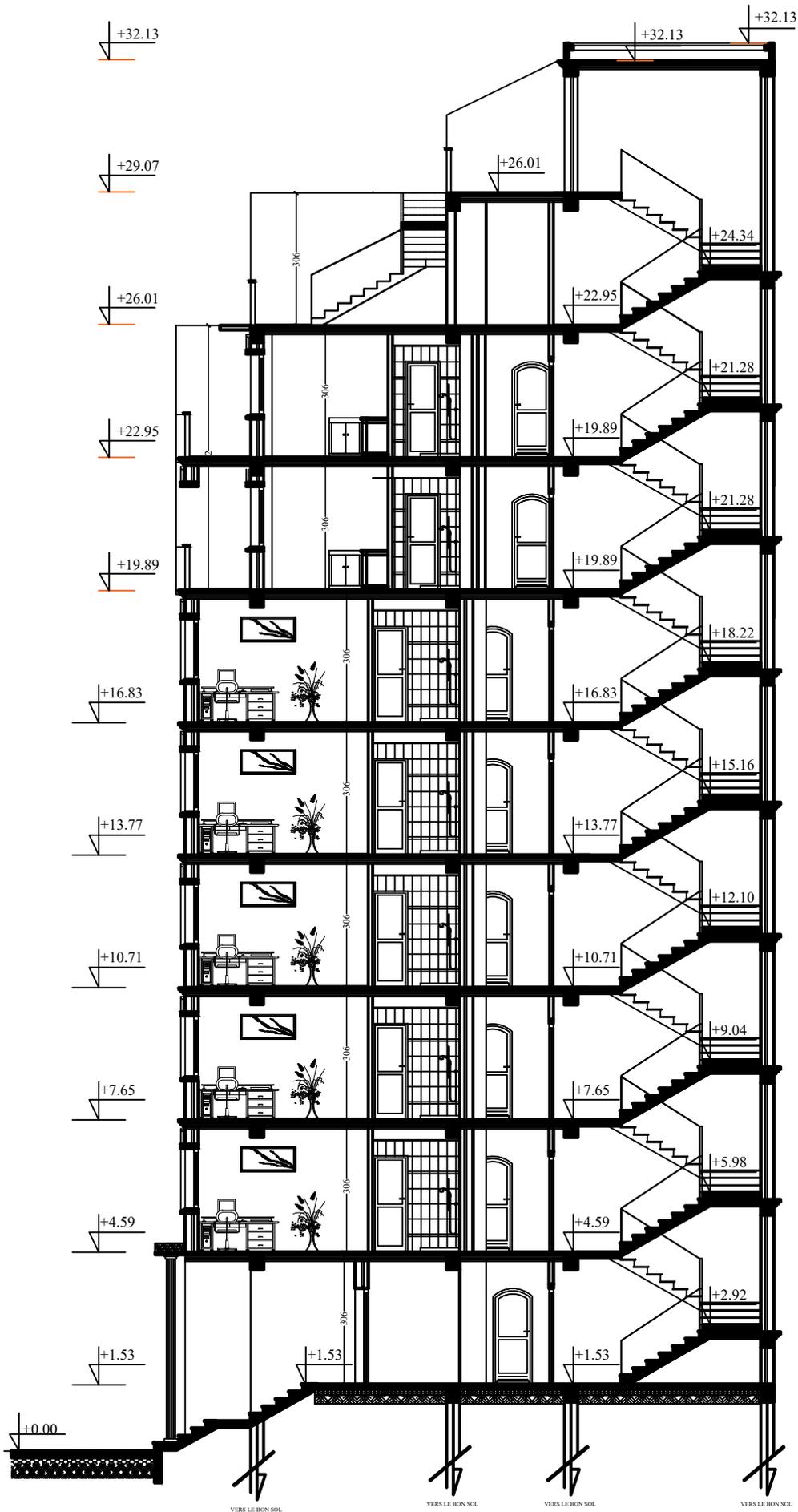


Laboratoire de Genie Civil & Travaux Publics

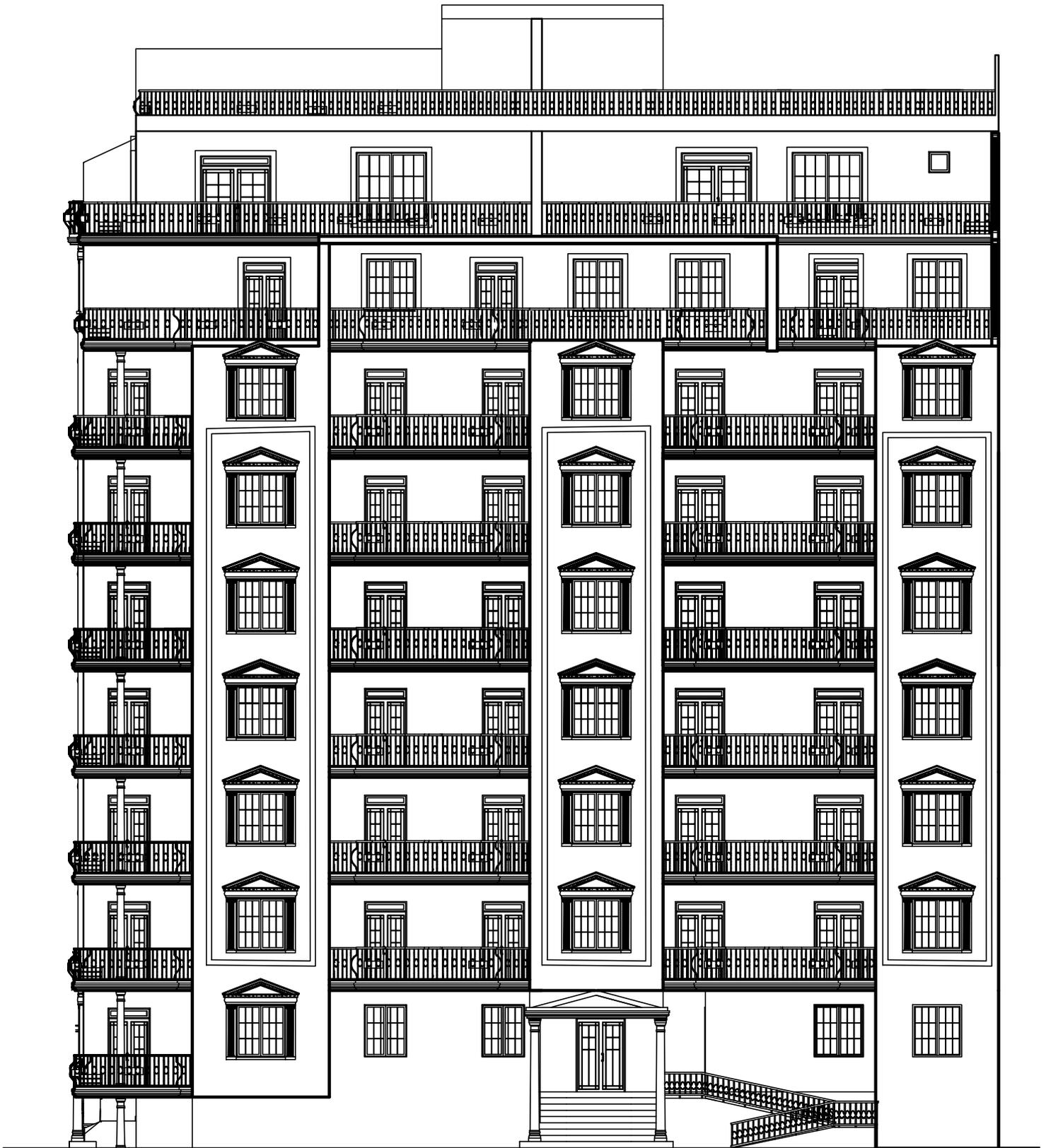
 LABORATOIRE DE GENIE CIVIL ET TRAVAUX PUBLICS L.G.C.T.P		
Etabli Le : 24/03/2019	ETUDE DE SOL A TAGHZOUTH W. BEJAIA	Page : 13/13
Client : Entreprise de Promotion Immobilier TOULOUM Mouloud		



PLAN FONDATIONS ECH: 1/50



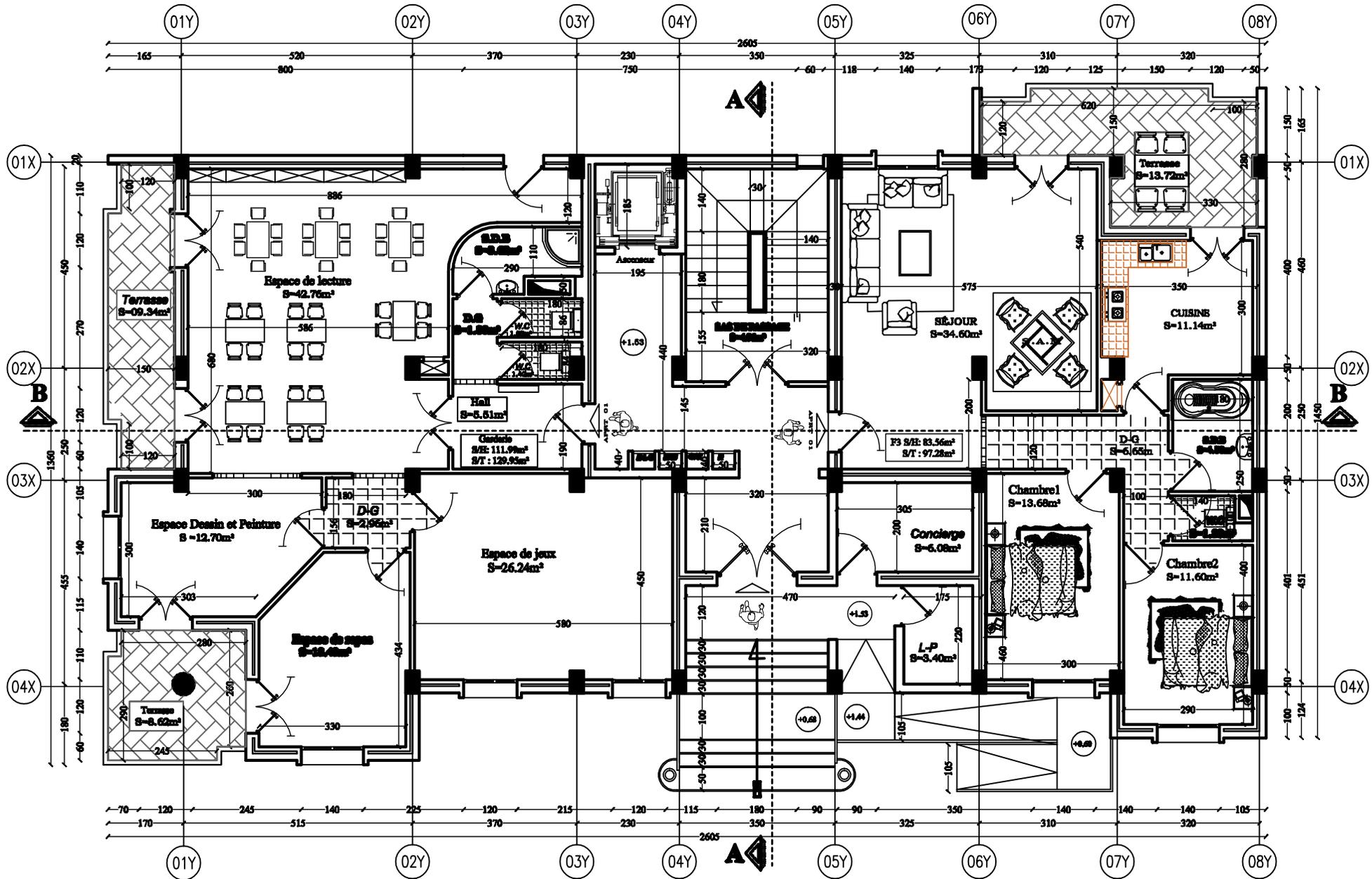
COUPE AA ECH: 1/50



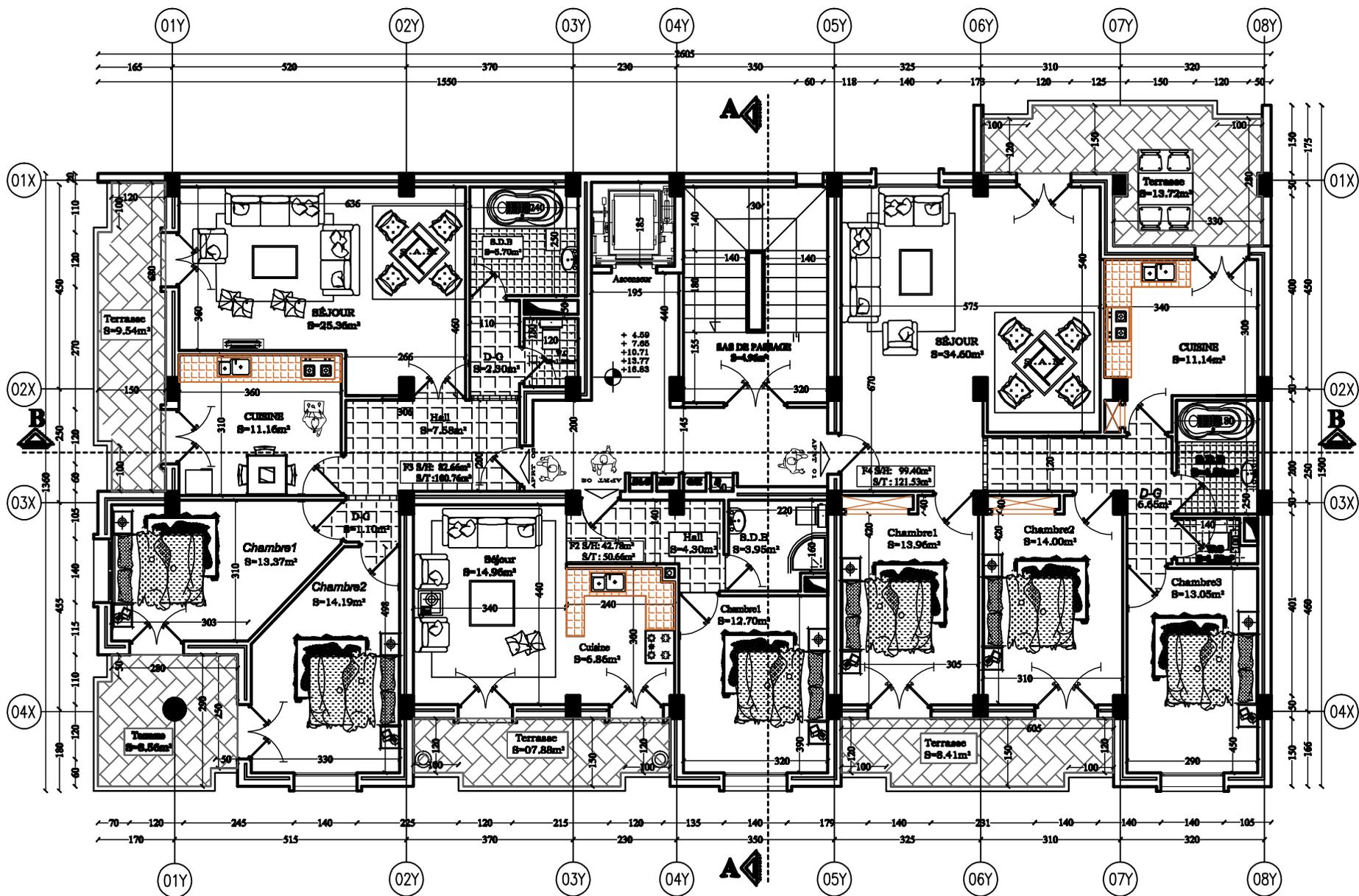
FACADE PRINCIPALE BLOC C ECH 1/50



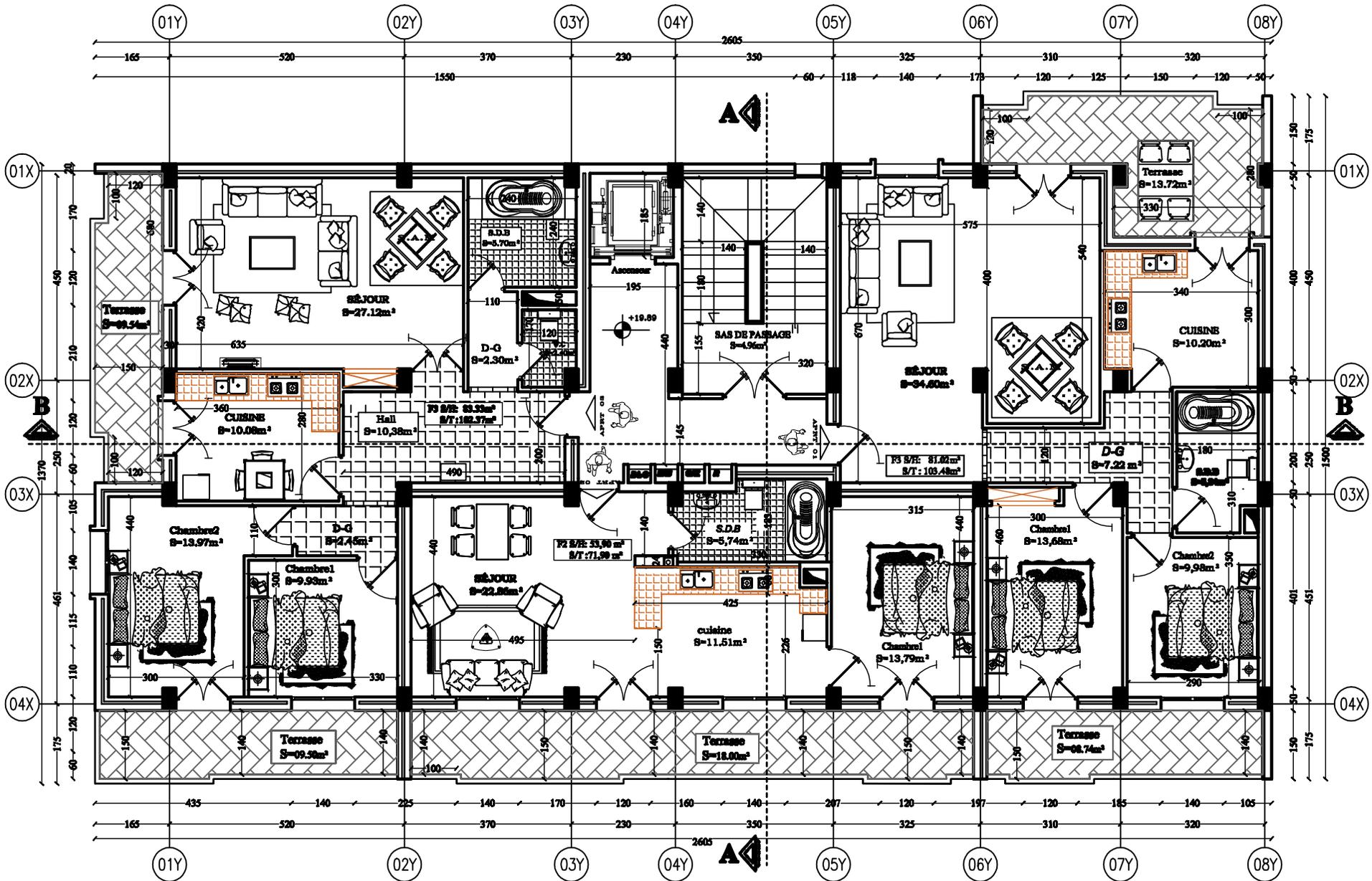
COUPE -BB- ECH: 1/50



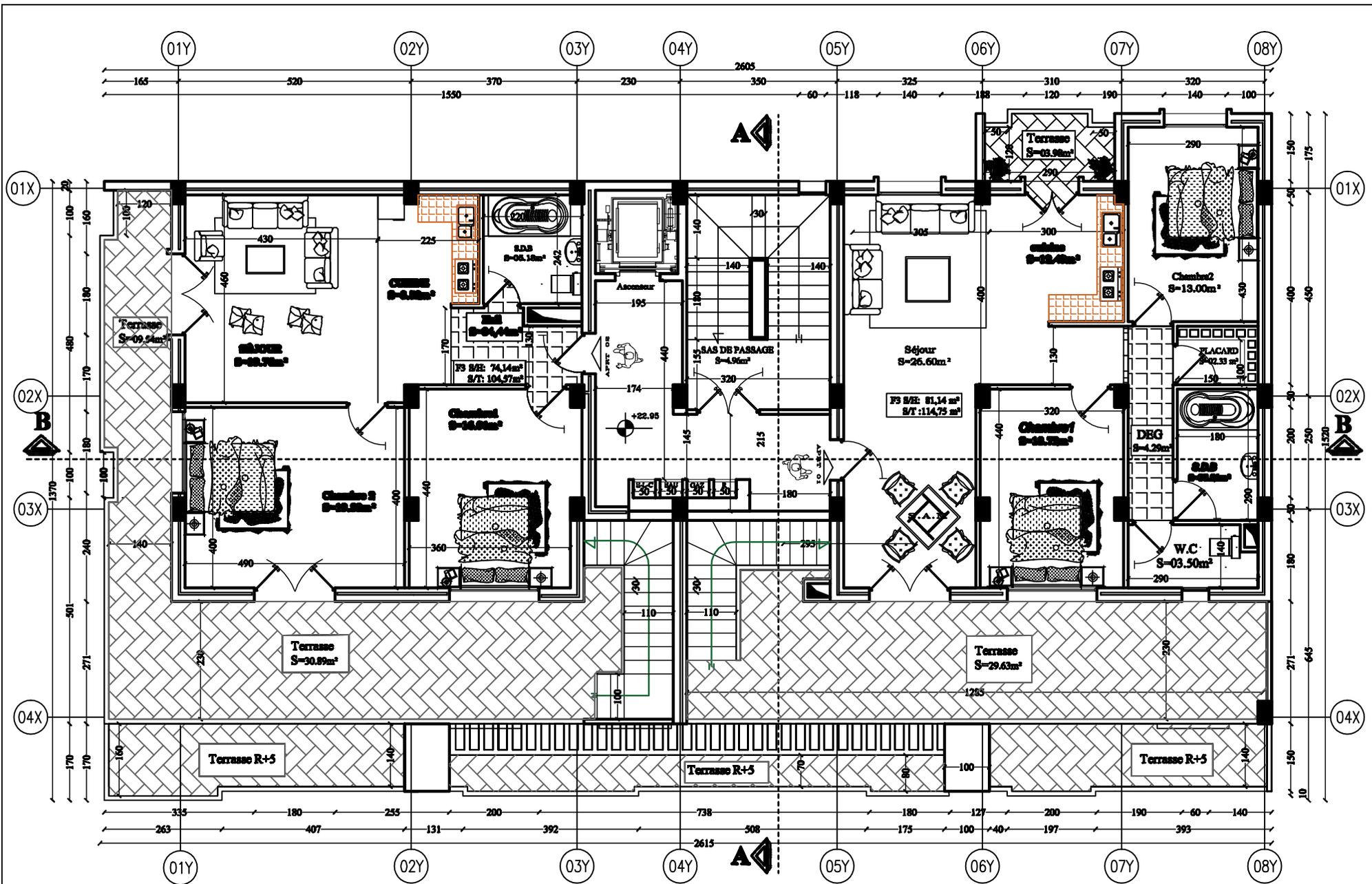
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE ECH: 1/50



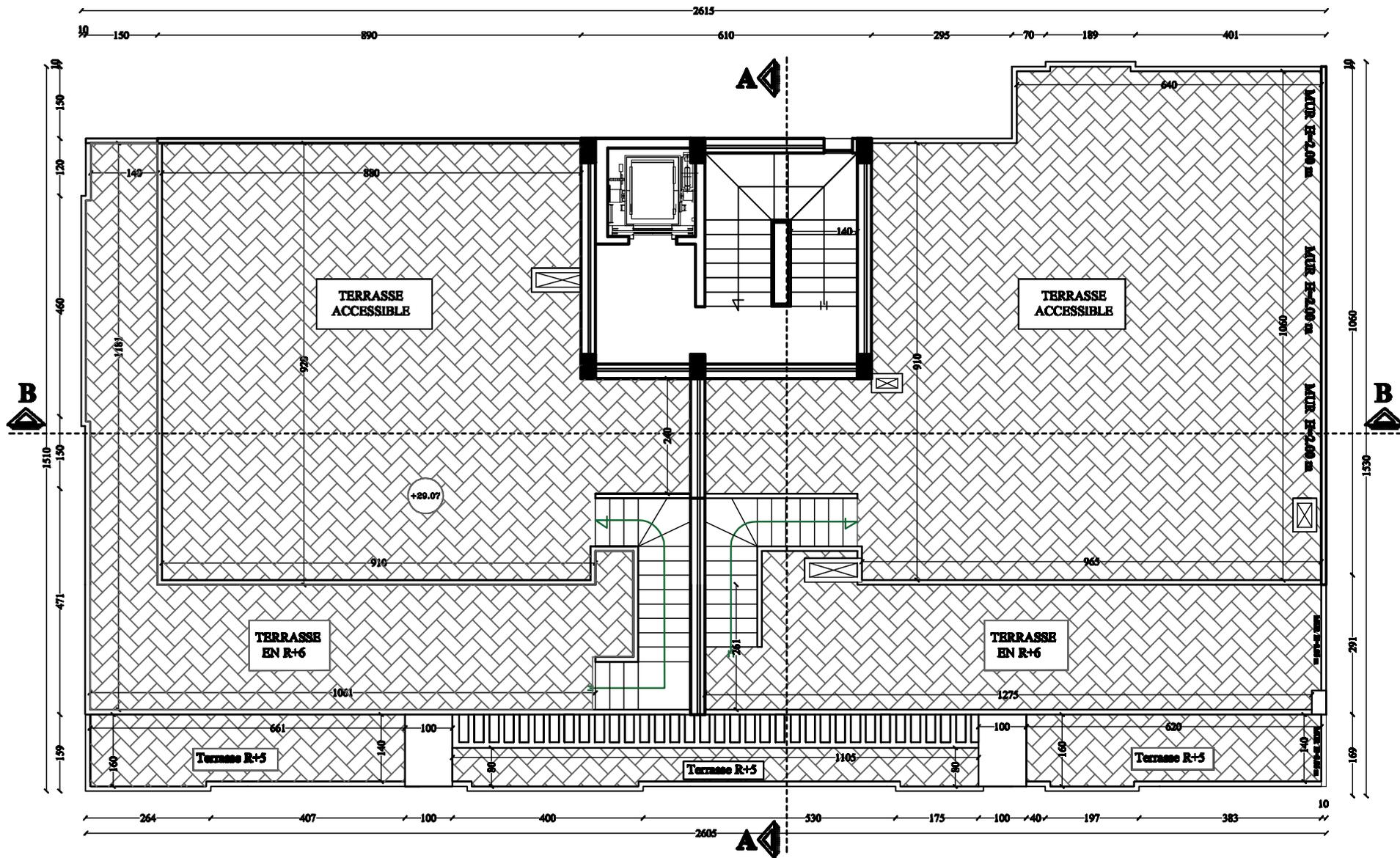
PLAN DU 1 EME AU 5 EME ETAGE ECH: 1/50



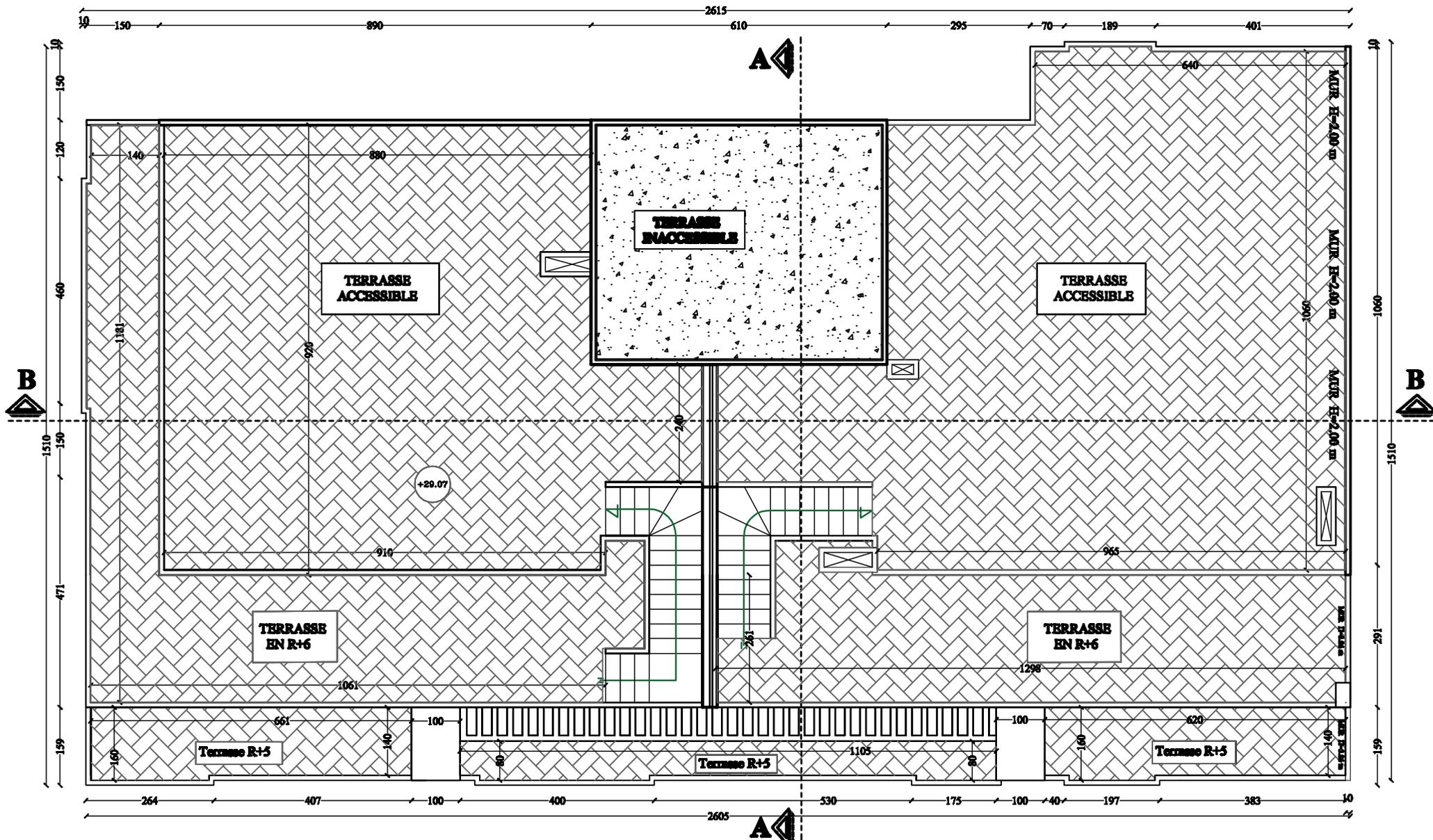
PLAN DU 6.7 EME ETAGE BCH: 1/50



PLAN DU 8 EME ETAGE ECH: 1/50



PLAN TERRASSE ECH: 1/50



PLAN TOITURE ECH: 1/50