



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

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

Mémoire de Fin de Cycle
En vue de l'obtention du diplôme

MASTER
Option : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment R + 9 + S-sol a usage
d'habitation et commerce
Contreventé par un système mixte
(Voiles/portiques).**

Présenté par :

OUZZANE Faycal

OUZANE Laid

Encadré par :

M^{me}. SELLAMI

Jury:

M^{me}. MEZIANI

M^r. BOUZIDI

Promotion 2019/2020

Remerciements

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

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

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

*A M^{me} SELLAAMI.N: notre promotrice, pour avoir accepté de nous
guider sur le bon chemin du travail.*

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

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

Faycal & laïd

Dédicaces

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

Je dédie ce travail :

A mes très chers parents & frères et sœur qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance.

A mon cher binôme (OUZZANE Faycal) et à toute sa famille.

A tous mes amis, qui ont la gratitude de m'avoir aidé de proche ou de loin.

Laid

Dédicaces

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

Je dédie ce travail :

A mes très chers parents & frères et sœurs qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance.

A mon cher binôme et cousin (OUZANE Laid) et à toute sa famille.

A tous mes chers amis, qui ont la gratitude de m'avoir aidé de proche ou de loin, Spécialement (A. Djebbar, Nadir, Younas, Yanis, Hicham, Wlida, Massinissa).

Faycal.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.1.1 Caractéristiques géométriques du projet	1
I.1.2 Caractéristiques géotechniques du sol	1
I.1.3 Description structurale	2
I.1.4 Ossature de l'ouvrage	2
I.2 Normes et règlements utilisés	2
I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux	2
I.3.1 Le Béton	4
I.3.2 Les aciers	5
Conclusion	5

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments 7

II.1 pré-dimensionnement des éléments principaux	7
II.1.1 les poutres.....	7
II.1.2 Les poteaux	7
II.1.3 les voiles	8
II.2 : pré dimensionnement des éléments secondaires	8
II.2.1 Les planchers à corps creux	8
II.2.2 Les dalles pleines	10
II.2.3 Les escaliers	12
II.2.4 acrotère	13
II. 3 Evaluation des charges et surcharges	14
II.4 Descente de charge	16
II.4.1 Calcul de l'effort normal ultime.....	19
II.4.2 Les vérifications nécessaires	19
II.4.3. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003.....	22
II.5. Conclusion	23

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux	24
III.1 planchers à corps creux	24
III.1.1 Type de poutrelle.....	24
III.1.2 charges revenant sur les poutrelles	27
III.1.3 Calcul des sollicitations dans les poutrelles	27
III.1.4 Ferrailage des poutrelles	32
III.1.5 Les vérifications nécessaires	33
III.1.6 schéma de ferrailage	38
III.2 Etude des dalles pleines	39
III.2.1 Calcul des sollicitations	39
III.2.2 Les vérifications nécessaires	41
III.2.3 Schéma de ferrailage	45
III. 3 Etude des escaliers	46
III.3.1 Ferrailage	49
III.3.2 Les vérifications nécessaires	50
III.3.3 schéma de ferrailage	53
III.3.4 Calcul de la poutre palière	45
III.3.5 Ferrailage	48
III.3.6 Les vérifications nécessaires	49
III.3.7 schéma de ferrailage	51
III.4 Etude de la poutre de chaînage	51
III.4.1 Calcul des sollicitations.....	52
III.4.2 ferrailages	52
III.4.3 Les vérifications nécessaires	54
III.4.4 schéma de ferrailage.....	55
III.5 Etude de l'ascenseur.....	55
III.5.1. Définition.....	55
III.5.2. Dalle de la salle de machine (charge concentrée).....	56
III.5.3 Evaluation des moments sous charge concentrée.....	56
III.5.4 schéma de ferrailage.....	59

III.5.5 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	59
III.5.6 schéma de ferrailage	61
III.7 Etude de l'acrotère	61
III.7.1 Calcul des sollicitations	62
III.7.2 Ferrailage	62
III.7.3 Les vérifications nécessaires	63
III.7.4 Schéma de ferrailage	65

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Méthodes de calcul	66
IV.1.1. La méthode statique équivalente	66
IV.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	66
IV.2 Calcul de la force sismique V_{st}	66
III.2 Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale	69
III.3 Résultats Obtenue	69
III.3.1 Disposition des voiles de contreventement	69
III.3.2 Mode de vibration et taux de participation des masses	70
III.3.2.1 Analyse des résultats	71
III.3.2.2 Les modes de vibrations	71
III.3.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003	73
III.3.3.1 Justification de l'interaction voiles-portiques	73
III.3.3.2 Vérification de l'effort normal réduit	75
III.3.3.3 Vérification de la résultante des forces sismiques	75
III.3.3.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux	76
III.3.3.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta	77
III.6 Conclusion	79

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1 Etude des poutres	80
V.1.1 Recommandation du RPA99/Version 2003	80
V.1.2 Sollicitations maximales dans les poutres	80
V.1.3 Ferrailage des poutres	81
V.1.4 les vérifications nécessaires.....	83

V.1.5 schéma de ferrailage	85
V.2 Étude des poteaux	86
V.2.1 Les sollicitations maximales	86
V.2.2 Calcul de ferrailage	87
V.2.2.1 Vérifications nécessaires	90
V.2.3 Schéma de ferrailage	95
V.3 Etude des voiles	96
V.3.1 Calcul des sollicitations	97
V.3.2 Ferrailages	99
V.3.3 Schema de ferrailage	103

Chapitre : VI étude de l'infrastructure

VI.1 Etude des fondations.....	103
VI.1.1. Combinaison de calcul.....	103
VI.1.2 Vérification de la semelle isolée	103
VI.1.3 Vérification de la semelle filante.....	104
VI.1.4 Radier général.....	104
VI 1.4.1 Caractéristiques géométriques du radier.....	100
VI 1.4.2 Vérifications nécessaires.....	101
VI.1.4.3 Ferrailage du radier.....	105
VI.1.4.4 Vérifications nécessaires.....	106
VI.1.4.5 Schéma de ferrailage.....	107
VI.2 Etude des nervures.....	112
VI.2.1. Méthode de calcul.....	113
VI.2.2 Calcul des sollicitations.....	114
VI.2.3 Ferrailage des nervures.....	116
VI.2.4 Vérification nécessaires.....	117
VI.2.5 Schémas de ferrailage.....	119
VI.3 Etude de voile périphérique	120
VI.3.1 Caractéristiques du sol	120
VI.3.2 Ferrailage du voile périphérique	121
VI.3.3 Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	122

Conclusion Générale

Bibliographie

Annexes

Tableau des notations et symboles

Symboles	Notations
A', A_{Ser}	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
A_t	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
α	Coefficient de la fibre neutre.
B	Aire d'une section de béton.
B_r	Section réduite.
b	La largeur en générale.
c	Cohésion du sol.
C_p	Facteur de force horizontal
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
E_i	Module de Yong instantané.
E_v	Module de Yong différé.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.
f_{bu}	Contrainte de compression du béton.
ea	Excentricité accidentelle.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
F_{t28}	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
f_{ji}	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
f_{gi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
f_{qi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.

f_{gv}	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale.
Δf_{adm}	Fleche admissible.
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
ht	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier.
he	Hauteur libre d'étage.
hr	Hauteur de la dalle du radier.
I	Moment d'inertie.
I_f	Moment d'inertie fissuré.
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
L	Portée d'un élément.
Lmax	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
Lx	Distance entre de deux poutrelles.
Ly	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
M	Moment en générale.
Ma	Moment en appui.
Mt	Moment en travée.
Mo	Moment isostatique.
N	Effort normal.
n	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
R	Coefficient de comportement global.
S	Section d'un élément.
Srad	Surface du radier.
St	Espacement des armatures.
T1, T2	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
Wp	poids total de l'acrotère.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
γ_w	Pois volumique de l'eau.

γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
σ_{adm}	Contrainte admissible.
τ	Contrainte de cisaillement.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
CT	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
β	Coefficient de pondération.
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé.

Liste des Figures

Figure II.1 Plancher à corps creux.....	7
Figure II.2 exemple de la disposition des poutrelles	8
Figure II.3 Schéma de la Poutrelle	8
Figure II. 4 Panneau de dalle D1.....	9
Figure II.5 Panneau de dalle D8.....	9
Figure II.6 schémas de terminologie d'escalier.....	10
Figure II.7 Escalier à deux volées.....	10
Figure II.8 Escalier à trois volées à marche balancées	10
Figure II.9 Coupe transversale de L'acrotère.....	11
Figure II.10 la surface afférente.....	16
Figure II.11 Ferraillage des poutrelles de RDC-bas	32
Figure II.12 Ferraillage des poutrelles du reste des étages	32
Figure II.13 Dalle sur 2 appuis.....	32
Figure II.14 Section de la dalle pleine à ferrailler	33
Figure II.15 schéma de ferraillage des dalles sur 2 appuis	35
Figure II.16 Dalle sur 3 appuis.....	35
Figure II.17 Schéma de ferraillage de la dalle sur 3 appuis	38
Figure II.18 Schéma statique de la volée 1.....	39
Figure II.19 Schéma de ferraillage escalier principal.....	42
Figure II.20 Schéma statique de la poutre brisée	42
Figure II.21 Schéma de ferraillage de la poutre brisée.....	45
Figure II.22 Schéma statique de laP. chaînage.....	46
Figure. II.23 Ferraillage de la poutre de chaînage.....	48
Figure II.24 Schéma de la cage d'Ascenseur.....	48
Figure II.25 Schéma représentant la surface d'impact	49

Figure II.26 Schéma de ferrailage du local machine.....	49
Figure II.27 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	50
Figure III. 1 Spectre de réponse.....	52
Figure III.2 Plans de disposition des voiles.....	53
Figure III.3 Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).....	55
Figure III.4 Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y)	57
Figure III.5 Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).....	61
Figure IV.1 Répartition des moments dans la zone nodale	61
Figure IV.2 Ferrailage du voile V_{y2} , v_{y3} au niveau du RDC au 1 ^{er} étage.....	62
Figure V.1 Le panneau le plus sollicité.....	80
Figure V.2 Ferrailage du radier.....	90
Figure V.3 Schéma des lignes de ruptures de la dalle du radier.....	97
Figure V. 4 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X ...	99
Figure V.5 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y	100
Figure V. 6 Schéma statique de la nervure selon X-X avec les charges équivalentes.....	101
Figure V. 7 Schéma statique de la nervure selon Y-Y avec les charges équivalentes.....	102
Figure V.8 Schéma de ferrailage du voile périphérique du S/sol.....	102

Liste des tableaux

Tableau II.1 section des poteaux	7
Tableau II.2 les épaisseurs des voiles	7
Tableau II. 3 Dimensionnement de dalles pleines	9
Tableau II.4 Caractéristique des escaliers de la structure	11
Tableau II.5 Evaluation des charges de l'acrotère	12
Tableau II. 6 Charges d'exploitations des différents éléments	12
Tableau II. 7 Evaluation des charges des planchers étages courants	12
Tableau II. 8 Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible	13
Tableau II.9 Evaluation des charges des planchers dalles pleines	13
Tableau II. 10 Evaluation des charges sur la volée	13
Tableau II.11 Evaluation des charges sur la volée.....	14
Tableau II.12 Evaluation des charges sur la volée.....	14
Tableau II.13 Evaluation des charges sur le palier	14
Tableau II.14 Evaluation des charges des murs extérieurs.....	15
Tableau II.15 tableau récapitulatif des poids des poteaux	15
Tableau II.16 descente de charge pour le poteau D3.....	17
Tableau II.17 efforts normaux dans les 2 poteaux (D3) et (B3).....	19
Tableau II.18 vérification des poteaux à la compression simple	20
Tableau II.19 vérification des poteaux au flambement.....	21
Tableau II.20 Types de poutrelles plancher terrasse.....	22
Tableau II.21 types de poutrelles plancher étages courants et RDC-Bas	23
Tableau II.22 types de poutrelles plancher RDC-Haut.....	23
Tableau II.23 charge revient sur le plancher et sur la poutrelle.....	24
Tableau II.24 sollicitation dans les différentes travées	25
Tableau II.25 sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles	26

Tableau II .26 tableau récapitulatif pour la vérification à L'ELS	27
Tableau II.27 Ferrailage des poutrelles de tous les étages	34
Tableau II.28 Vérifications de l'état limite de compression du béton	34
Tableau II.29 vérification nécessaires à l'ELU	35
Tableau II.30 Ferrailage de dalles sur 2 appuis	36
Tableau II.31 Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS	37
Tableau II.32 vérification des états limites d'ouverture des fissures.....	39
Tableau II.33 Ferrailage du balcon à l'ELU.....	40
Tableau II.34 ferrailage du balcon à l'ELS	40
Tableau .35 Sollicitation dans la volée 1	43
Tableau II.36 Résumé des résultats de ferrailage	43
Tableau II.37 Vérification des contraintes	44
Tableau II.38 Calculs des ferrailages à la flexion simple	46
Tableau II.39 Vérification des contraintes	47
Tableau II.40 les contraintes de cisaillements.....	49
Tableau II.41 Calculs des ferrailages à la flexion simple	49
Tableau II.42 Vérification des contraintes	50
Tableau II. 43 Les sollicitations sous charge concentrée	50
Tableau II. 44 Les sollicitations sous charges réparties	51
Tableau II. 45 Les moments corrigés	52
Tableau II. 46 Tableau des ferrailages de la dalle de l'ascenseur	56
Tableau II. 47 Tableau de vérification des contraintes	58
Tableau II.48 Combinaisons d'actions sur l'acrotère	60
Tableau II.49 Dimensions des poteaux	63
Tableau III.1 Valeurs des pénalités	63
Tableau III.2 Période et taux de participation massique de la structure	64
Tableau III.3 Charges verticales reprises par les portiques et voiles	64
Tableau III.4 Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	65
Tableau III.5 Vérification de l'effort normal réduit	65
Tableau III.6 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	66
Tableau III.7 Vérification des déplacements relatifs selon X-X	67

Tableau III.8 Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y	69
Tableau III.9 Vérification de l'effet P- Δ selon le sens X-X	70
Tableau III.10 Vérification de l'effet P- Δ selon le sens Y-Y	70
Tableau IV.1 Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principale & Secondaire non associées aux voiles	72
Tableau IV.2 Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principale & secondaire associées aux voiles.....	73
Tableau IV.3 Armatures longitudinales dans les poutres associées aux voiles.....	76
Tableau IV.4 Armatures longitudinales dans les poutres non associées aux voiles.....	77
Tableau IV.5 Vérification de l'effort tranchant	78
Tableau IV.6 Vérification de l'état limite de compression du béton	79
Tableau IV.7 Vérification de l'état limite de déformation	79
Tableau IV.8 sollicitations dans les poteaux	80
Tableau IV.9 Armatures longitudinales dans les poteaux	81
Tableau IV.10 Ferrailage transversales des poteaux	81
Tableau IV.11 Vérification au flambement des poteaux	82
Tableau IV.12 vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	82
Tableau IV.13 Vérification des contraintes de cisaillements	83
Tableau IV.14 Moments résistant dans les poteaux	84
Tableau IV.15 Moments résistants dans les poutres principales	84
Tableau IV.16 Moments résistants dans les poutres secondaires.....	85
Tableau IV.17 Vérification des zones nodales poutres principales	85
Tableau IV.18 Vérification des zones nodales poutres secondaires	86
Tableau IV.19 les sollicitations dans les voiles au niveau du RDC et ETAGE.....	87
Tableau IV.20 les sollicitations dans les voiles au niveau du ETAGE 2,3,4	87
Tableau IV.21 les sollicitations dans les voiles au niveau du ETAGE 5,6,7	88
Tableau IV.22 les sollicitations dans les voiles au niveau du ETAGE 8,9,10	89
Tableau IV.24 ferrailage des voiles au niveau du RDC-bas au 1 ^{er} ETAGE	98
Tableau IV.25 ferrailage des voiles au niveau du 2 ^{ème} au 4 ^{ème} ETAGE	98
Tableau IV.26 ferrailage des voiles au niveau du 5 ^{ème} au 7 ^{ème} ETAGE	99
Tableau IV.27 ferrailage des voiles au niveau du 8 ^{ème} au 10 ^{ème} ETAGE	99

Tableau IV. 28 ferrailage des voiles au niveau de la terrasse.....	103
Tableau V.1 ferrailage de radier.....	103
Tableau V.2 Vérification des contraintes à l'ELS.....	103
Tableau V.3 Calcul des armatures à l'ELS.....	104
Tableau V.4 Les chargements sur les travées sens X-X.....	104
Tableau V.5 Les chargements sur les travées sens Y-Y	104
Tableau V.6 Tableau des sollicitations l'ELU sens X-X	105
Tableau V.7 Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.....	106
Tableau V.8 Tableau des sollicitations l'ELU sens Y-Y	106
Tableau V.9 Tableau des sollicitations l'ELS sens Y-Y	109
Tableau V.10 Calcul des ferrailages.....	109
Tableau V.11 Vérification des contraintes à l'ELS.....	109
Tableau V.12 Calcul des armatures à l'ELS.....	110
Tableau V.13 Ferrailage des voiles périphérique à l'ELU.....	115
Tableau V.14 Vérification des contraintes à l'ELS.....	116
Tableau V.15 Calcule des armatures à l'ELS.....	117

Introduction générale

Concevoir est un art, réaliser est une science, tous les deux font partis de la construction civile.

Le génie civil est une expression désignant la construction en général, il représente donc, l'ensemble des activités techniques nécessaires à la réalisation de constructions civiles. Le génie civil intervient dans la structure, la géotechnique, l'hydraulique, le transport et l'environnement.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard du coût d'entretien.

Pour satisfaire l'exigence énoncée ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

Le projet qui nous a été confié est un bâtiment en R+9+1 sous sol, contreventé par un système mixte (voiles-portique).

Pour cela, l'étude a été structurée en six chapitres.

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux
- Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une

conclusion générale

Chapitre I :
Génialités

Introduction :

L'ingénieur en génie civil doit disposer de connaissances de base sur lesquelles il va prendre appui lors de l'étude d'une structure en béton armé, afin que cette dernière réponde à certaines exigences indispensables à son exploitation qui sont la sécurité et la durabilité ainsi que le prix de revient ou le facteur d'économie qui ne doit pas être ignoré. A cet effet, nous allons consacrer ce chapitre à quelques rappels et descriptions primordiaux à l'étude de notre projet.

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet à étudier est une promotion immobilière de 24 logements à usage d'habitation et commercial en R + 09 + sous-sol. Cet ouvrage sera implanté à Bejaia, sur le **BOULEVARD MOULAY NACER BEJAIA**. Le lieu en question est classé en zone **(IIa)**, D'après le RPA 99 version 2003. La hauteur totale de l'ouvrage est de 36.98m, d'où la nécessité des voiles de contreventement et pour cela nous avons optés un système de contreventement mixte (voiles – portiques en B.A).

Le site et de catégorie (S4), qui concerne les sols très meubles.

Le bâtiment est composé de :

- parking au sous-sol
- le rez-de-chaussée et le 1ere étage à usage commercial
- le 2eme étage jusqu'au 9ème étages à usage d'habitation

I.1.1 Caractéristique géométrique du projet :

- Longueur du bâtiment : $L = 26,85\text{m}$.
- Largeur du bâtiment : $b = 19,00\text{m}$.
- Hauteur de sous-sol: $h = 2,55\text{ m}$.
- Hauteur du RDC : $h = 3,23\text{ m}$.
- Hauteur des autres étages: $h = 3,06\text{m}$.
- Hauteur totale de bâtiment : $H = 36,98\text{ m}$.

I.1.2 Caractéristique géotechniques du sol

D'après les résultats obtenus par le laboratoire technique chargé de l'étude géotechnique, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Le terrain de la parcelle étudiée pour recevoir notre projet et constitué d'un sol de faible à très faible résistance.
- La contrainte admissible du sol et de 0,80 bars à partir d'une profondeur de 4 mètres de la surface.

- Les tassements sont assez importants, qui avoisinent 45 cm et qui doivent être pris en considération.
- La prise en considération l'écoulement des eaux (pluviales ou autres), en procédant à leur drainage systématique.
- Réduire au max, l'espace de temps séparant le terrassement des fouilles à la mise en place des bétons, pour ne pas permettre la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux pluviales.
- Réalisation d'une forme étanche au pourtour des constructions.

I.1.3 Description structurale

- ❖ **Les planchers:** On opte pour des planchers à corps creux et en dalles pleines.
- ❖ **Les escaliers:** Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre
- ❖ **La maçonnerie:**
 - **Les murs extérieurs** seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm, séparées par une âme d'air de 5cm.
 - **Les murs de séparation intérieure** seront en une seule paroi de brique de 10 cm

I.1.4 Ossature de l'ouvrage :

Selon le RPA2003 pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone de moyenne sismicité, il est indispensable d'introduire des voiles. Le système de contreventement sera défini ultérieurement.

I.2 Normes et règlements utilisés :

- Règlement parasismique Algérien (RPA 99v2003).
- Règlement du béton armé aux états limites (BAEL 91).
- Règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- Document technique réglementaire charges et surcharges (DTR B.C.2.2).

➤ **Combinaisons d'actions**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations selon le RPA99 version 2003 sont :

- situations durables :
$$\begin{cases} \text{ELU} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} : G + Q \end{cases}$$

- situation accidentelles :
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Avec :

G : charge permanentes

Q : charge d'exploitation

E : l'action du séisme

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.3.1 Le Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

Il est composé du ciment, sable, gravier et de l'eau. Ses caractéristiques principales sont les suivantes :

- **Résistance à la compression**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essai sur des éprouvettes cylindriques de type $(16 \times 32 \text{cm}^3)$

Pour $j < 28$ jours, on a les relations suivantes :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{MPa} \end{cases}$$

- **Résistance à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , Elle est déduite de la résistance à la compression :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

⇒ Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la Compression est de 25MPa prévue à 28j, et par conséquent

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{MPa}$$

➤ **Contrainte limites**

1- État limite ultime (ELU) :

- Contrainte ultime de compression :

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{en [MPa] (BAEL91/A4.3) :}$$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b = 1,15$ en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ en cas de situation durable.

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{lorsque } T > 24\text{h} \\ \theta = 0,9 \quad \text{lorsque } 1\text{h} < T < 24\text{h} \\ \theta = 0,8 \quad \text{lorsque } T < 1\text{h} \end{array} \right.$$

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

- Contrainte ultime de cisaillement :

$$\tau_{adm} \begin{cases} = \min(0,2f_{cj} / \gamma_b; 5\text{MPa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ = \min(0,15f_{cj} / \gamma_b; 4\text{MPa}) & \text{pour la fissuration nuisible} \end{cases}$$

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

$$\tau_{adm} \begin{cases} = 3,33\text{MPa} & \rightarrow \text{fissuration peu nuisible.} \\ = 2,5\text{MPa} & \rightarrow \text{fissuration nuisible.} \end{cases}$$

2- Etat limite de service (ELS) :

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

❖ Modules de déformation longitudinale :

- Sous charge instantanée :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{CBA93 (art A.2.1.2.1)}$$

- Sous charge différée :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} \times E_{ij} \quad \text{CBA 93 (art A.2.1.2.)}$$

❖ **Coefficient de poisson**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté « ν » :

$\nu = 0$: pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).

$\nu = 0,2$: pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.3.2 Les aciers

Le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé est l'acier, son rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

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

➤ **Contrainte limite :**

• **État limite ultime**

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

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

• **État limite de service**

fissuration peu nuisible: pas de vérification a faire.

fissuration nuisible: $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201,63$ MPa

fissuration tres nuisible : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 164,97$ MPa

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les armatures à hautes adhérence} \end{cases}$$

Conclusion :

Dans toute l'étude du projet, nous considérons les valeurs suivantes :

$f_{c28} = 25$ MPa

$f_{t28} = 2,1$ MPa

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

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15$ MPa

$E_{ij} = 32164,09$ MPa

$E_{vj} = 10721,39$ MPa

$$\tau_{\text{adm}} = \min(0,2f_{\text{cj}} / \gamma_b; 5\text{MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min(0,15f_{\text{cj}} / \gamma_b; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration nuisible.}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} f_{\text{st}} = 384 \text{ MPa} & \text{situation durable} \\ f_{\text{st}} = 400 \text{ MPa} & \text{situation accidentel} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{\text{tj}}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{fissuration nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{st}} = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{\text{tj}}}\right) = 164,97 \text{ MPa} \quad \text{fissuration tres nuisible}$$

Chapitre II :
Prédimensionnement des
éléments

Introduction

Le pré-dimensionnement c'est donner des dimensions aux différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Il se fait selon les règles parasismiques algériennes et les normes techniques assurant les conditions de la flèche et de résistance.

II.1 Pré-dimensionnement des éléments principaux

II.1.1 les poutres

- **Poutres principales :**

Ce sont les poutres destinées à reprendre les charges provenant des poutrelles, leur hauteur est donnée selon **(BAEL91)** par le critère de flèche qui est :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

Avec :

L : est la portée maximale entre nus d'appuis de la poutre.

$$L = 515 - 30 = 485 \text{ cm.}$$

$$32,33 \text{ cm} \leq h \leq 48,5 \text{ cm on prend: } \begin{cases} h = 40 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

- **les poutres secondaires :**

Ce sont des poutres disposées dans le sens parallèle aux poutrelles, leurs hauteurs est donnée selon **(BAEL91)** par le critère de flèche qui est :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

L: est la portée maximale entre nus d'appui de la poutre

$$L = 410 \text{ cm} - 30 \text{ cm} = 380 \text{ cm.}$$

$$25,33 \leq h \leq 38 \text{ on prend : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

❖ **Vérifications selon RPA 99 [Art 17.5.1] :**

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} 1. b \geq 20 \text{ cm} \\ 2. h \geq 30 \text{ cm} \\ 3. h / b \leq 4 \end{cases}$$

✓ **les conditions de RPA sont vérifiées**

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : b x h = (30,40) cm².

Poutres secondaires : b x h = (30,35) cm².

II.1.2 : Les poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant le critère de résistance et le critère de stabilité de forme tout en respectant les exigences du RPA 99 version 2003 en **zone IIa**.

Les exigences de RPA $\left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min (b, h) \geq h_e / 20 \text{ cm.} \\ 0.25 < b/h \leq 4 \end{array} \right.$

Tableau II.1 section des poteaux

Etage	Sous-sol + RDC	1 ^{er} +2 ^{ème} Étage	3 ^{ème} +4 ^{ème} Étage	5 ^{ème} +6 ^{ème} Étage	7 ^{ème} +8 ^{ème} Étage	9 ^{ème} Étage
Section	50*50	50*45	45*45	45*40	40*40	40*35

II.1.3 : les voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e \geq h_e/20$
- $e \geq 15 \text{ cm}$
- $L \geq 4 \times e$

RPA 99/ version 2003(art7.7.1)

Les différentes dimensions des voiles sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : les épaisseurs des voiles

Etage	h Etage (m)	h Libre (m)	$h_e / 20$ (cm)	« e » adoptée (cm)
sous sol	2,55	2,25	11,25	15
RDC	3,23	2,93	14,65	15
Autres étages	3,06	2,76	13,80	15

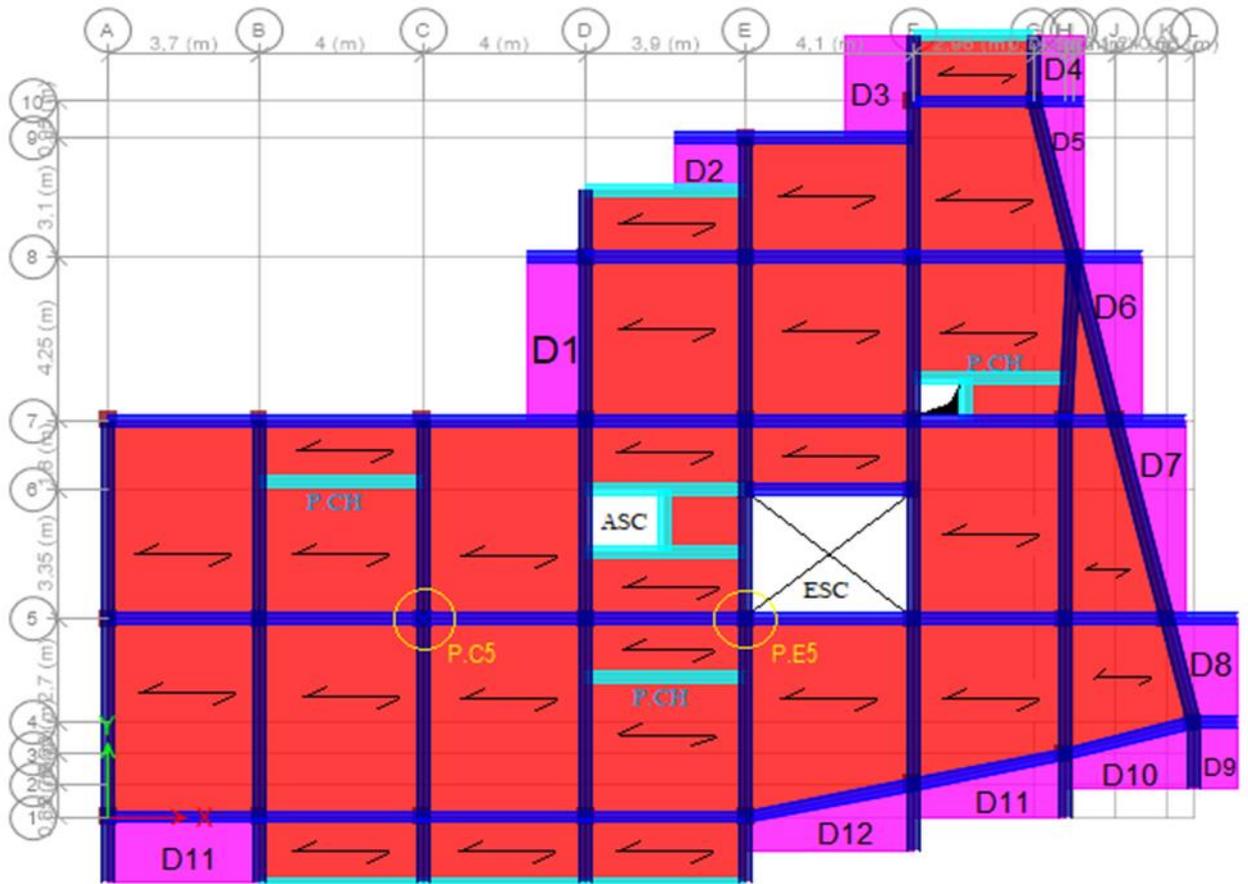
II.2 : Prédimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1 : Les planchers à corps creux :

On dimensionne le plancher à corps creux suivant la condition suivante :

$h_t \geq L_{\max} / 22,5$ **CBA 93** (Art B.6.8.4.2).

L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles.



h_t : hauteur du plancher.

$L = 380\text{cm}$ $h_t \geq 380/22,5 = 16,88\text{ cm}$.

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$.

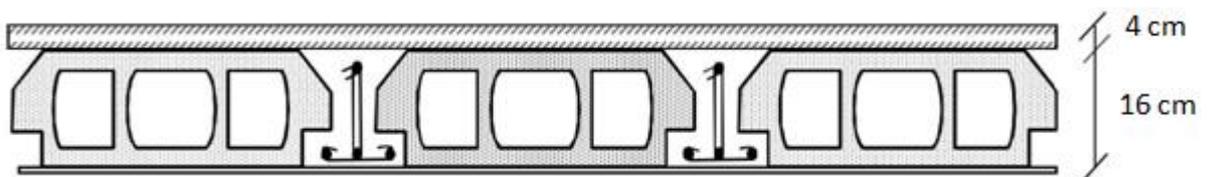
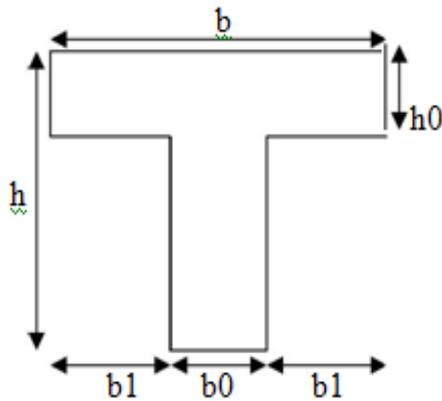


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

Figure II.2 exemple de la disposition des poutrelles avec repérage des poteaux les plus sollicités de 3^{ème} étage

❖ Pré-dimensionnement des poutrelles :



- $b_0 = 10 \text{ cm}$
- $b = \text{à calculer}$
- $b_1 = \text{à calculer}$
- $h_0 = 4 \text{ cm}$
- $h_t = 20 \text{ cm}$
- $l_x = 55 \text{ cm}$ (la distance entre nus des poutrelles)

Figure II.3 Schéma de la Poutrelle.

❖ Calcul de b : largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \quad \text{ou :}$$

L_x : la distance entre nus des poutrelles.

L_y : travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{220}{10}\right)$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq 22 \Leftrightarrow b \leq 22 \times 2 + b_0 = 54 \text{ cm} ; \text{ On adopte } b=54 \text{ cm.}$$

❖ Calcul de b_1 :

- $b_1 \leq \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm}$

- $b_1 \leq \frac{220}{10} = 22 \text{ cm}$

- $24 \leq b_1 \leq 32 \dots\dots\dots$ soit $b_1=24 \text{ cm}$.

Selon le B.A.E.L 83[1]

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right.$$

II.2.2 Les dalles pleines :

Le prédimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

a. critère de résistance à la flexion :

$L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur quatre (4) ou (2) appuis \perp .

$e \geq L_x/20$ pour une dalle sur un seul (1) ou (2) appui //.

$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ pour une dalle sur trois (3) ou quatre (4) appuis.

L_x : est la petite portée de la dalle.

L_y : est la grande portée de la dalle

b. coupe-feu :

- e ≥ 7cmpour une heure de coupe-feu ;
- e ≥ 11cm..... pour deux heures de coupe-feu.
- e ≥ 14 cm pour trois heures de coupe-feu.

Dans notre étude on a 2 types de dalles pleines :

- Dalles pleines qui reposent sur 3 appuis.
- Dalles pleines qui reposent sur 2 appuis

❖ Dalle sur 3 appuis D7

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{4,85} = 0,3 < 0,4$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow 4,28 \leq e \leq 5$$

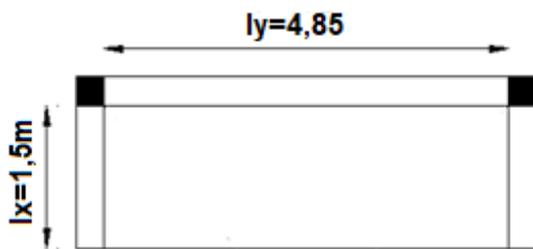


Figure II.4 Panneau de dalle D7

❖ Dalle sur 2 appuis D3

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{245} = 0,64 > 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 3,33 \leq e \leq 3,75$$

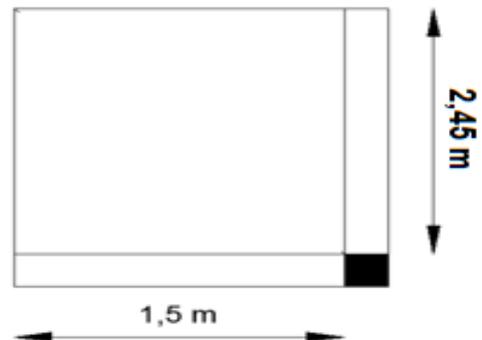


Figure II.5 Panneau de dalle D3

Les différentes dimensions des dalles pleines sont données dans le tableau II.3

Tableau II. 3 Dimensionnement de dalles pleines :

Panneau x	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆	D ₇	D ₈	D ₉	D ₁₀	D ₁₁	D ₁₂
L _x (m)	1,2	1,3	1,5	0,97	1,5	1,45	1,5	1,5	0,85	1,5	1,5	1,5
L _y (m)	3,95	1,5	2,45	1,5	3,75	3,95	4,85	2,5	1,5	2,85	3,4	3,8
ρ	0,3	0,86	0,61	0,64	0,4	0,36	0,3	0,6	0,56	0,52	0,44	0,39
e (cm) ≥	2,66	2,88	4,28	2,77	2,77	3,22	3,33	3,33	2,42	3,33	3,33	3,33
e adoptée (cm)	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14

II.2.3 Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place, Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : **e** (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : **L₀** (Longueur totale d'escalier)
- (3) : **g** (Giron)
- (4) : **h** (Hauteur de la contre marche)
- (5) : **H'** (Hauteur de la volée)
- (6) : **α** (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

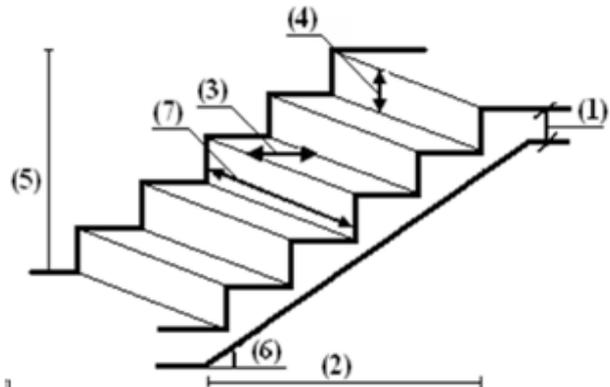


Figure II. 6 schémas de terminologie d'escalier.

Dimensionnement :

Condition d'accès d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant
Pratiquement :

- la hauteur **h** des contre marches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur **g** se situe entre 24 et 30 cm.

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier; escalier droit à deux volées identiques :

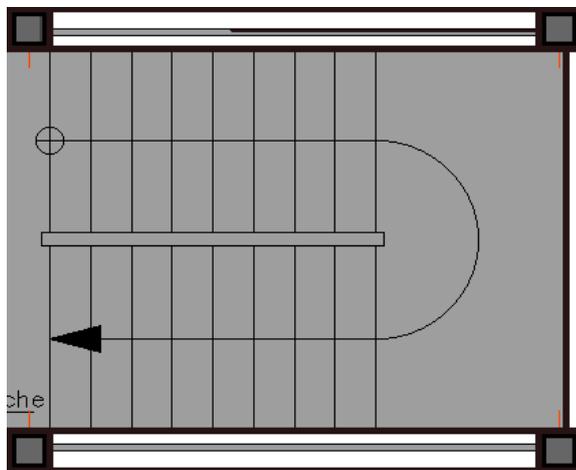


Figure II.7 Escalier à deux volées

Escalier de RDC jusqu'à la terrasse :

- Détermination de la valeur de (n) :

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$\Rightarrow 64n^2 - 610n + 306 = 0 \Rightarrow n = 9$$
- Calcul du giron (g) et la hauteur (h) de la marche :

$$g = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm} \quad ; \quad h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

- Inclinaison des paillasse :

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H'}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{153}{240}\right) = 32,52^\circ$$
- Dimensionnement de l'épaisseur de la paillasse (e) :
 $L = L_V + L_P$

$L_V = \sqrt{(H')^2 + (L_0)^2}$; la longueur de la volée.

$L_V = 2,85 \text{ m} \Rightarrow L = 4,05 \text{ m}$

✓ $\frac{405}{30} \leq e \leq \frac{405}{20} \Rightarrow 13,5 \leq e \leq 20,25$

✓ $E \geq 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe-feu

\Rightarrow On prend : **e=15 cm**

Tableau II.4 Caractéristique des escaliers de la structure

Types	Volée	H' (m)	L _o (m)	Inclinaison A	N	h (cm)	g (cm)	Epaisseurs (cm)
1 RDC Vers tous les étages	1et2	1,53	2,40	32,52°	9	17	30	13,5 ≤ e ≤ 20,25
2 De sous- sol vers le RDC	1et2	1,36	2,10	32,93°	8	17	30	12,33 ≤ e ≤ 18,5

Donc on opte **e = 15cm** pour toutes les paillasse de la structure.

II.2.4 acrotères :

Les dimensions de l'acrotère sont représentées dans la figure suivant :

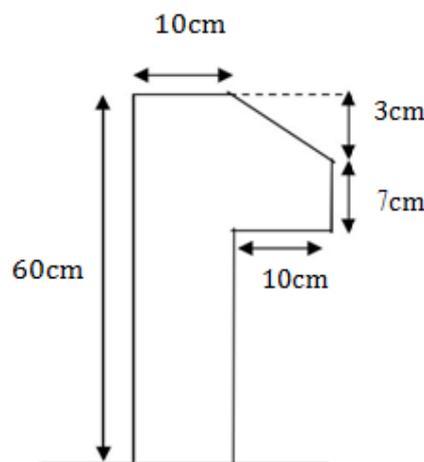


Figure II.8 Coupe transversale de L'acrotère

Le tableau suivant représente les caractéristiques de l'acrotère :

Tableau II.5 Evaluation des charges de l'acrotère

h (m)	Surface (m ²)	Poids (kn/ml)		Poids propre Total G(KN/ml)	Surcharge d'exploitation Q (KN/ml)
		Acrotère (e=10cm)	Enduite (e=3cm)		
0,60	0,0685	1,71	0,324	2,03	1

II. 3 Evaluation des charges et surcharges :

a-Charges d'exploitation :

Tableau II. 6 Charges d'exploitations des différents éléments.

Nature de plancher	Valeurs de Q (KN/m ²)
Sous sol (parking)	2,5
RDC et 1 ^{er} étage (commerce)	5
Etage courant (habitation)	1.5
Terrasse inaccessible	1
Escalier	2.5
Balcon	3.5

b- Charges permanentes :

1- Plancher étage courant :

Tableau II. 7 Evaluation des charges des planchers étages courants.

éléments	e (cm)	Densités (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Enduit plâtre	2	10	0.2
Corp. creux	(16+4)	14.25	2.85
Cloison de séparation	10	10	1
		G	5.21

2- Plancher terrasse inaccessible

Tableau II. 8 Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible

éléments	e (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillons d'étanchéité	5	20	1
Étanchéité multicouches	2	6	0.12
Forme de pente	10	22	2.2
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Plancher à corps creux (16+4)	(16+4)	14.25	2.85
		G	6.53

3- Plancher dalle pleine

Tableau II.9 Evaluation des charges des planchers dalles pleines

éléments	e (cm)	Densité (KN/m ³)	poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Mur intérieur	10	10	1
Dalle pleine	14	25	3.5
Enduit de ciment	2	18	0.36
		G	6.02

4- Charges sur l'escalier : vu que dans notre projet tous les escaliers sont presque identiques donc on va s'intéresser dans ce qui suit à un type qui est le plus défavorable.

Tableau II. 10 Evaluation des charges sur la volée

Éléments	e (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Paillasse	15/cos32.52	25	4.44
Contre Marches	17/2	22	1.87
carrelage horizontal	2	22	0.44
Mortier de pose horizontal	2	20	0.4
carrelage vertical	2xh/g	22	0.25
Mortier de pose	2xh/g	20	0.22
Enduit en mortier ciment	2/cos32.52	18	0.42
Garde corps	/	/	0.6
		G	8,64

Tableau II.11 Evaluation des charges sur le palier.

éléments	e (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Couche de sable	2	18	0.36
Dalle pleine	15	25	3.75
Enduit en mortier ciment	2	18	0.36
		G	5.27

5- Murs extérieures (doubles parois en briques creuses)

Tableau II.12 Evaluation des charges des murs extérieurs.

Éléments	e (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Briques creuses	15	9	1.35
Lame d'air	5	/	/
Briques creuses	10	9	0.9
Enduit de ciment	2	20	0.4
		G	2.85

II.4 Descente de charge :

✓ **La loi de dégression**

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

Sous la terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous avant dernier étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

D'après l'analyse des plans on constate que les poteaux les plus sollicités sont E5 (poteau associé à la cage d'escalier) et le poteau C5.

✓ **Poids des poteaux supposés :**

Tableau II.13 Tableau récapitulatif des poids des poteaux.

Poteaux	Section (cm ²)	Poids (KN)
Sous sol	50*50	15,93
RDC	50*50	20,18
1 ^{er} et 2 ^{eme} étages	50*45	17,21
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	45*45	15,49
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	45*40	13,77
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages	40*40	12,24
9 ^{eme} étages	40*35	10,71

Descente de charge pour le poteau (C5) :

- La surface afférente:(on suppose que tous les niveaux ont la même surface afférente)

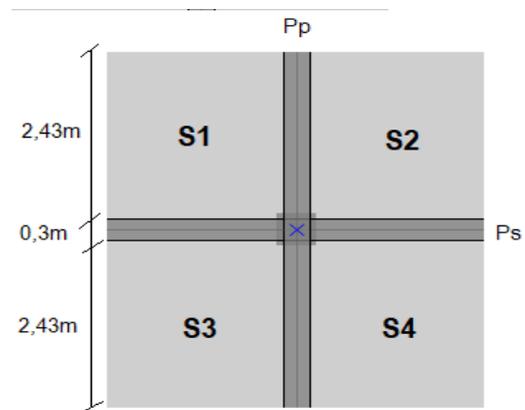
$$\Rightarrow S_{aff(G)} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{aff(G)} = 4,5 + 4,5 + 4,5 + 4,5$$

$$S_{aff(G)} = 18 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{aff(Q)} = S_{aff(G)} + S_{(poutres)}$$

$$S_{aff(Q)} = 20,75 \text{ m}^2$$



a-terrasse inaccessible

1-Poids de plancher

$$G_{(plancher)} = 6,53 \times 18 \quad \rightarrow \quad G_{(plancher)} = 117,54 \text{ KN}$$

$$Q_{(plancher)} = 1 \times 20,75 \quad \rightarrow \quad Q_{(plancher)} = 20,75 \text{ KN} \quad \text{Figure II.9 la surface afférente.}$$

2-Poids des poutres

$$P_{poutre} = b \times h \times L \times \gamma_b \quad ; \quad G_{(poutres)} = P_{pp} + P_{ps} \quad \rightarrow \quad G_{(poutres)} = 24,29 \text{ KN}$$

b-plancher étage 9 à 2 :

1-poids de plancher

$$G_{(\text{plancher})}=5,21 \times 18 \quad \rightarrow \quad G_{(\text{plancher})}=93,78 \text{ KN}$$

$$Q_{(\text{plancher})}=1,5 \times 20,75 \quad \rightarrow \quad Q_{(\text{plancher})}=31,13 \text{ KN}$$

2-poids des poutres

$$P_{\text{poutre}}=b \times h \times L \times \gamma_b \quad ; \quad G_{(\text{poutres})}=P_{pp}+P_{ps} \quad \rightarrow \quad G_{(\text{poutres})}=24,29 \text{ KN}$$

C- plancher étage 1 et RDC :

1-poids de plancher

$$G_{(\text{plancher})}=5,21 \times 18 \quad \rightarrow \quad G_{(\text{plancher})}=93,78 \text{ KN}$$

$$Q_{(\text{plancher})}=5 \times 20,75 \quad \rightarrow \quad Q_{(\text{plancher})}=103,75 \text{ KN}$$

2-poids des poutres

$$P_{\text{poutre}}=b \times h \times L \times \gamma_b \quad ; \quad G_{(\text{poutres})}=P_{pp}+P_{ps} \quad \rightarrow \quad G_{(\text{poutres})}=24,29 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente de charge pour le poteau (C5) sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau II.14 Descente de la charge pour le pot (C5).

Etage	niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
9	N0	Plancher	117,54	20,75
		poutres	24,29	
		poteaux	10,71	
		Somme	152,24	20,75
8	N1	venant de N0	152,24	31,13
		plancher	93,78	
		poutres	24,29	
		poteaux	12,24	
		Somme	282,55	58,88
7	N2	venant de N1	282,55	31,13
		plancher	93,78	
		poutres	24,29	
		poteaux	12,24	
		Somme	412,86	79,90
6	N3	venant de N2	412,86	31,13
		plancher	93,78	
		poutres	24,29	
		poteaux	13,77	

	Somme		544,70	104,80
5	N4	venant de N3	544,70	31,13
		plancher	93,78	
		poutres	24,29	
		poteaux	13,77	
	Somme		676,54	126,59
4	N5	venant de N4	676,54	31,13
		plancher	93,78	
		poutres	24,29	
		poteaux	15,49	
	Somme		810,10	145,27
3	N6	venant de N5	810,10	31,13
		plancher	93,78	
		poutres	24,29	
		poteaux	15,49	
	Somme		943,66	160,83
2	N7	venant de N6	943,66	31,13
		plancher	93,78	
		poutres	24,29	
		poteaux	17,21	
	Somme		1078,94	176,40
1 Commerce	N8	venant de N7	1078,94	31,13
		plancher	93,78	
		poutres	24,29	
		poteaux	17,21	
	Somme		1214,22	191,69
RDC Commerce	N9	venant de N8	1214,22	103,75
		plancher	93,78	
		poutres	24,29	
		poteaux	20,18	
	Somme		1352,47	295,44
Sous Sol	N10	venant de N9	1352,47	103,75
		plancher	93,78	
		poutres	24,29	
		poteaux	15,93	
	Somme		1486,47	399,19

II.4.1 Calcul de l'effort normal ultime

A la base de Poteau on a :

$N_G=1486,47 \text{ KN}$ et $N_Q=399,19 \text{ KN}$

$N_u=1,35G+ 1,5Q= 1,35 \times 1486,47 + 1,5 \times 399,19 \rightarrow N_u=2605,51 \text{ KN}$

Récapitulation des résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.15 efforts normaux dans les 2 poteaux (C5) et (E5).

Poteaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_U (KN)
Poteau C5	1486,47	399,19	2605,51
Poteau E5	1837,88	410,52	3096,91

II.4.2 Les vérifications nécessaires

D'après le BAEL 91(art B.8.1,1) l'effort **Nu** doit être majorée de :

- 10% → pour les poteaux voisins de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.
- 15% → pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiment à 2 travées.

Poteau C5 : portique à 2 travées donc elle sera majorée de 15%.

$$N_u^* = 1,15 \times N_u = 2996,33 \text{ KN.}$$

Poteau E5 : portique a plusieurs travées donc elle sera majorée de 10%.

$$N_u^* = 1,1 \times N_u = 3406,60 \text{ KN.}$$

On voit bien que le **poteau E5** est le plus sollicité avec un **Nu*** à la base :

$$N_u^* = 3406,60 \text{ KN}$$

Donc il sera l'objet de vérification ou deux critères <résistance et stabilité de forme>.

a- Vérification à la compression simple

Exemple de calcul (à la base de poteau E5)

On doit vérifier que : $\frac{N_u^*}{B} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = f_{bu}$ avec : B la section de poteau.

$$B \geq \frac{3406,60 \times 10^{-3}}{14,2} \rightarrow B \geq 0,239 \text{ m}^2$$

$$B = 0,50 \times 0,50 = 0,25 \text{ m}^2$$

$$B = 0,25 \text{ m}^2 > B_{cal} = 0,239 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression simple à tous les niveaux du poteau (E5) :

Tableau II.16 Vérification des poteaux à la compression simple.

Poteaux	Section (cm ²)	N _u * (MN)	B (m ²)	B _{cal} (m ²)	Observation B>B _{cal}
s/sol et RDC	50×50	3,406	0,250	0,239	Vérifiée
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	50×45	2,622	0,225	0,183	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	45×45	2,093	0,202	0,146	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	45×40	1,554	0,180	0,109	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	40×40	0,994	0,160	0,07	Vérifiée
9 ^{ème} étages	40×35	0,429	0,140	0,03	Vérifiée

b- Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante

$$Nu^* \leq \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

Avec :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } 0 < \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

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

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

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

Exemple de calcul

Vérification au flambement pour le poteau a la base (poteau du sous sol)

On a: $L_0 = 2,55\text{m} \rightarrow l_f = 0,7 \times 2,55 = 1,78\text{m}$

$$B = 0,5 \times 0,5 = 0,25 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,5 \times 0,5^3}{12} = 5,21 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{5,21 \times 10^{-3}}{0,25}} = 0,144 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1,78}{0,144} = 12,36 < 50 \quad \rightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{12,36}{35}\right)^2} = 0,829$$

Selon le BAEL :

As ∈ [0,8% Br ; 1,2% Br]

On prend : As = 1% Br

On doit vérifier :

$$Br \geq \frac{Nu^*}{\alpha} \times \frac{1}{\left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \Leftrightarrow \quad Br \geq 0,184m^2$$

On a : Br=(50-2) × (50-2)= 0,230 m² ⇒ 0,230 m² > 0,184 m² Condition vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications au flambement à tous les niveaux du poteau (E5) :

Tableau II.17 Vérification des poteaux au flambement.

Niveau	L ₀ (m)	Section (m ²)	Nu* (MN)	Br (m ²)	Br _{cal} (m ²)	Observation
s/sol	2,55	50×50	3,406	0,230	0,184	Vérifiée
RDC	3,06	50×50	3,012	0,230	0,165	Vérifiée
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3,06	50×45	2,612	0,206	0,143	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	3,06	45×45	2,079	0,184	0,114	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	3,06	45×40	1,551	0,163	0,085	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	3,06	40×40	0,996	0,144	0,055	vérifiée
9 ^{ème} Etages	3,06	40×35	0,429	0,125	0,026	vérifiée

II.4.3. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes :

$$\begin{cases} \min (b, h) \geq 25 \\ \min (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \end{cases} \quad \text{avec } h_e : \text{ la hauteur d'étage}$$

On vérifie le poteau de dernier étage (40×35) cm²

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (40, 35) \geq 25 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \min (40, 35) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq 40/35 \leq 4 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

II.5. Conclusion :

Le pré dimensionnement est fait de manière à répondre aux différentes exigences de pré dimensionnement données par **RPA99** version 2003, **BAEL91** et **CBA93**, dans le but d’avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

L’épaisseur des planchers corps creux a été estimé à **(16+4) cm** ; l’épaisseur des dalles pleines à **15cm** et volées d’escaliers et à **15cm** pour les paliers de repos d’escaliers.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux. Les voiles ont été ainsi dimensionné à **15cm** d’épaisseur, les sections des poutres ont été estimé à **(30×40) cm** pour les poutres principales et **(30×35) cm** pour les poutres secondaires.

Les poteaux ont été étudiés à la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant à la surface afférente, l’aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d’escalier. D’après l’analyse des résultats du calcul on constate que le poteau E5 est le plus sollicité.

Les sections des poteaux ainsi adoptés sont :

- ❖ Sous sol et R.D.C est de section (50x50) cm² ;
- ❖ 1^{ème} et 2^{ème} étage est de section (50x45) cm² ;
- ❖ 3^{ème} et 4^{ème} étage est de section (45x45) cm² ;
- ❖ 5^{ème} et 6^{ème} étage est de section (45x40) cm² ;
- ❖ 7^{ème} et 8^{ème} étage est de section (40x40) cm² ;
- ❖ 9^{ème} étage est de section (40x35) cm²

Chapitre III :
Etude des éléments non
structuraux

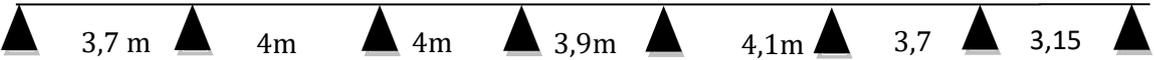
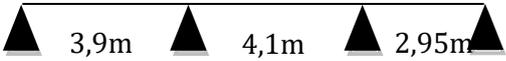
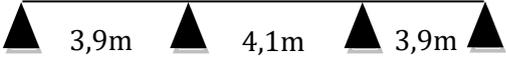
Introduction :

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

III.1 Planchers à corps creux :

III.1.1 Types de poutrelles :

Tableau III.1 Types de poutrelles plancher RDC et 1^{er} étage.

Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	
Type 9	
Type 10	

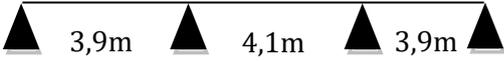
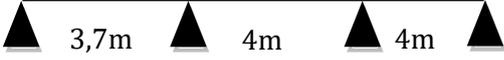
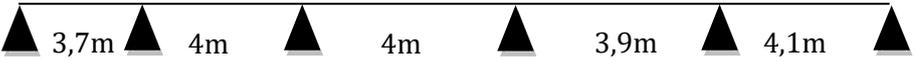
Type 11	
Type 12	

Tableau III.2 Types de poutrelles plancher étages courants

Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	
Type 9	
Type 10	
Type 11	

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

Tableau III.3 Types de poutrelles plancher terrasse inaccessible

Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	
Type 9	
Type 10	

➤ **Méthode de calcul des poutrelles :**

Le règlement B.A.E.L 91 propose plusieurs méthodes qui permettent de déterminer des sollicitations (M et V) en appui et en travée.

Il y'a deux méthodes à utiliser :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot Minorée

III.1.2 charges revenant sur les poutrelles :

Le calcul des charges revenant sur les poutrelles sont représenté dans les tableaux suivants :

Tableau III.4 Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions

désignation	G KN/m ²	Q KN/m ²	ELU		ELS	
			P _u (KN/m ²)	q _u (KN/m)	P _s (KN/m ²)	q _s (KN/m)
RDC et 1^{er} ETAGE	5,21	5	14,53	9,44	10,21	6,63
2^{ème} ETAGE	5,21	1,5	9,8	6,03	6,71	4,36
	5,21	3,5	12,28	7,98	8,71	5,66
ETAGE COURANTS (3^{ème} 8^{ème} ETAGE)	5,21	1,5	9,28	6,03	6,71	4,36
TERRASSE INACCESSIBLE	6,53	1	10,31	6,7	7,53	4,89

III.1.3 Calcul des sollicitations dans les poutrelles

1) Exemple illustratif de méthode forfaitaire (type 9 RDC)

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1) $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN})$

$5\text{KN} \leq \min (10,42\text{KN} ; 5\text{KN})$ Condition vérifiée

2) $0.8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1.25 (L_i/L_{i+1})$

$(3,9/4,1) = 0,95 \in [0,8 ; 1,25]$
 $(4,1/3,9) = 1,05 \in [0,8 ; 1,25]$ } condition vérifiée

3) $I = \text{Constans (même corps creux 16+4)}$ condition vérifiée

4) F.P.N Contrition vérifiée

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées, donc on applique la (M.F) pour ce type de poutrelles.

➤ **Moments aux appuis**

• **Appuis de rive :**

$MA = MD = 0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif $M = - 0.15 M_0$, tel que : $M_0 = \max (M_0^1 ; M_0^3)$

$M_0^U = 17,94 \text{ KN.m}$; $M_0^S = 12,60 \text{ KN.m}$

ELU: $M_A^U = M_D^U = -0,15 \times 17,94 = -2,69 \text{ KN.m}$

ELS: $M_A^S = M_D^S = -0,15 \times 12,60 = -1,89 \text{ KN.m}$

- **Appuis intermédiaires :**

Appui (B) :

$M_B = -0,5M_0$ tel que : $M_0 = \max (M_0^1 ; M_0^2)$

$M_0^U = 19,83 \text{ KN.m}$; $M_0^S = 13,93 \text{ KN.m}$

ELU : $M_B^U = -9,91 \text{ KN.m}$

ELS : $M_B^S = -6,96 \text{ KN.m}$

Appui (C) :

ELU : $M_C^U = M_B^U = -9,91 \text{ KN.m}$

ELS : $M_C^S = M_B^S = -6,96 \text{ KN.m}$

- **les sollicitations en travée :**

Deux expressions :

$M_t + \frac{Mg + Md}{2} \geq \max(1 + 0,3\alpha ; 1,05)M_0$ ①

$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots (T.R)$
 $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots (T.I)$ } ②

Entre ① et ② on prend le max défavorable.

$\alpha = Q/G + Q$

Le calcul des sollicitations sont représenté dans le tableaux suivants :

Tableau III.5 Sollicitation dans les différentes travées.

travée	Combinaison	L (m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)	
AB	ELU	3,9	15,63	ELU	18,40
	ELS		10,97		-20,24
BC	ELU	4,1	12,84	ELU	21,28
	ELS		9,01		-21,24
CD	ELU	3,9	15,63	ELU	20,24
	ELS		10,97		-18,40

2) Exemple illustratif de la méthode de Caquot minorée (Type 7 RDC)

On voit bien que la 2^{ème} condition de la (M.F) n'est pas vérifiée

$$L_i / L_{i+1} = 4,1 / 2,95 = 1,38 \notin [0,8;1,25]$$

Donc on va utiliser la méthode de caquot minorée. On minore **G** par un coefficient de 2/3 uniquement pour le calcul des moments sur appuis.

➤ **Moments aux appuis :**

$$\begin{cases} G' = \frac{2}{3}G = \frac{2}{3} \times 5,21 = 3,47 \text{KN} / \text{m}^2 \\ Q = 5 \text{KN} / \text{m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } q_u' = 1,35G' + 1,5Q \\ \text{ELS: } q_s' = G' + Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p_u' = 0,65q_u' = 7,92 \text{KN} / \text{m} \\ p_s' = 0,65q_s' = 5,50 \text{KN} / \text{m} \end{cases}$$

• **Appuis de rive :**

$M_A = M_D = 0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif ($M = -0,15M_0$). Tel que : $M_0 = \frac{p'l^2}{8}$, $l = \max(l_{AB}; l_{CD}) = 3,9\text{m}$

$$\text{Donc : } M_A = M_D = -0,15 M_0^{AB} \Rightarrow \begin{cases} M_A^u = M_D^u = -2,25 \text{KN.m} \\ M_A^s = M_D^s = -1,56 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Appuis intermédiaires :**

$$\text{Pour une charge répartie: } M_i = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)}, \text{ avec: } \begin{cases} q_g = q_d = p' \\ L' = L \text{ pour une (T.R)} \\ L' = 0,8L \text{ pour une (T.I)} \end{cases}$$

Appui(B) : $L'_g = L_{AB} = 3,9\text{m}$; $L'_d = 0,8L_{BC} = 3,28\text{m}$

$$M_B = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)} \Rightarrow \begin{cases} M_B^u = -\frac{7,92 \times 3,9^3 + 7,92 \times 3,28^3}{8,5 \times (3,9 + 3,28)} = -12,27 \text{KN.m} \\ M_B^s = -\frac{5,5 \times 3,9^3 + 5,5 \times 3,28^3}{8,5 \times (3,9 + 3,23)} = -8,52 \text{KN.m} \end{cases}$$

Appui(C) : $L'_g = 0,8L_{BC} = 3,28\text{m}$; $L'_d = L_{CD} = 2,95\text{m}$

$$M_C = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)} \Rightarrow \begin{cases} M_C^u = -\frac{7,92 \times 3,28^3 + 7,92 \times 2,95^3}{8,5 \times (3,28 + 2,95)} = -9,11 \text{KN.m} \\ M_C^s = -\frac{5,5 \times 3,28^3 + 5,5 \times 2,95^3}{8,5 \times (3,28 + 2,95)} = -6,33 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travées :**

N.B : *les moments aux appuis sont négatifs, pour le calcul de **Mt** par caquot on les prend avec leur signes (-).

*il faut reprendre la totalité de **G** pour le calcul de **Mt**.

On a : $q_u = 9,44 \text{KN/m}$; $q_s = 6,63 \text{KN/m}$

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

$$M_0(x) = \frac{q_u \times x}{2} \times (L - x); \text{ tel que : } x = \frac{L_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_u \times L_i}$$

• **Travée AB :**

$$x = \frac{3,9}{2} - \frac{0 - (-12,27)}{9,44 \times 3,9} = 1,61\text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{9,44 \times 1,61}{2} \times (3,9 - 1,61) = 17,4\text{KN.m}$$

$$M_t^u(x) = 17,4 + \left(-12,27 \times \frac{1,61}{3,9}\right) = 12,33\text{KN.m}$$

$$M_t = \begin{cases} M_t^u = 12,33\text{KN.m} \\ M_t^s = 7,15\text{KN.m} \end{cases}$$

• **Travée BC :**

$$x = \frac{4,1}{2} - \frac{-12,27 + 9,11}{9,44 \times 4,1} = 2,13\text{m}$$

$$M_t = \begin{cases} M_t^u = 9,17\text{KN.m} \\ M_t^s = 6,52\text{KN.m} \end{cases}$$

• **Travée CD :**

$$x = \frac{2,95}{2} - \frac{-9,11}{9,44 \times 2,95} = 1,80\text{m}$$

$$M_t = \begin{cases} M_t^u = 6,21\text{KN.m} \\ M_t^s = 4,39\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V_i = V_0 - \frac{M_g - M_d}{L_i}; \text{ avec : } V_0 = \pm \frac{q_u \times L_i}{2}$$

• **Travée AB :**

$$\begin{cases} V_A = q_u \times \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{L_{AB}} = 15,26\text{KN} \\ V_B = -q_u \times \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{L_{AB}} = -21,56\text{KN} \end{cases}$$

• **Travée BC :**

$$\begin{cases} V_B = q_u \times \frac{L_{BC}}{2} - \frac{M_B - M_C}{L_{BC}} = 20,12\text{KN} \\ V_C = -q_u \times \frac{L_{BC}}{2} - \frac{M_B - M_C}{L_{BC}} = -18,59\text{KN} \end{cases}$$

• **Travée CD :**

$$\begin{cases} V_c = q_u \times \frac{L_{CD}}{2} - \frac{M_c - M_D}{L_{CD}} = 17,01\text{KN} \\ V_D = -q_u \times \frac{L_{CD}}{2} - \frac{M_c - M_D}{L_{CD}} = -10,84\text{KN} \end{cases}$$

Les résultats des autres types de poutrelles des différents planchers sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.6 : Récapitulatif des sollicitations max dans les poutrelles.

RDC et 1 ^{er} étage							
Types de poutrelles	ELU			ELS			Effort Tranchant (KN)
	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.r (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.r (KN.m)	
1	10,27	/	-1,54	7,22	/	-1,08	13,94
2	16,81	-11,91	-2,97	11,81	-8,36	-2,09	-22,27
3	12,34	-12,28	-2,69	8,71	-8,53	-1,89	-21,57
4	16	-11,33	-2,83	11,24	-7,96	-1,99	21,72
5	15,87	-9,44	-2,69	11,15	-6,63	-1,89	20,78
6	11,02	-11,26	-2,42	7,77	-7,83	-1,7	-20,52
7	12,33	-12,27	-2,25	7,15	-8,52	-1,56	-21,57
8	11,59	-9,90	-2,42	8,17	-6,88	-1,7	-20,15
9	15,63	-9,91	-2,69	10,97	-6,96	-1,89	21,24
10	17,8	-9,92	-2,97	12,51	-6,97	-2,09	21,3
11	14,11	-9,92	-2,42	9,91	-6,97	-1,7	21,3
12	11,56	-9,96	-2,42	8,15	-6,92	-1,7	-20,17
Etagé courants							
1	6,56	/	-0,98	4,74	/	-0,71	8,9
2	9,36	-7,11	-1,9	6,79	-5,1	-1,37	14,1
3	9,07	-6,34	-1,72	6,55	-4,58	-1,24	13,6
4	8,24	-6,99	-1,71	5,97	-5,01	-1,24	-13,56
5	9,86	-6,03	-1,8	7,12	-4,36	-1,3	13,27
6	9,22	-6,03	-1,72	6,66	-4,36	-1,24	13,27
7	7,68	-5,67	-1,54	5,75	-4,06	-1,11	12,69
8	10,36	-6,34	-1,9	7,49	-4,58	-1,37	13,6
9	8,05	-6,34	-1,54	5,82	-4,58	-1,11	-13,6
10	8,45	-6,03	-1,54	6,11	-4,36	-1,11	13,27
11	13,9	-7,98	-2,39	9,85	-5,66	-1,69	17,56
Terrasse inaccessible							
1	7,27	/	-1,09	5,32	/	-0,79	9,89
2	10,55	-7,56	-2,11	7,72	-5,49	-1,54	-15,59
3	9,86	-7,04	-1,91	7,20	-5,14	-1,39	15,12
4	9,30	-7,43	-1,91	6,80	-5,39	-1,39	-14,98

5	10,72	-6,7	-2,01	7,83	-4,89	-1,46	14,75
6	10,03	-6,7	-1,91	7,32	-4,89	-1,39	14,75
7	8,65	-6,03	-1,71	6,33	-4,37	-1,25	-14,03
8	11,27	-7,04	-2,11	8,22	-5,14	-1,54	15,12
9	8,71	-7,04	-1,72	6,36	-5,14	-1,25	-15,12
10	9,15	-6,7	-1,72	6,68	-4,89	-1,25	14,75

III.1.4 Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations Maximales, pour cela on distingue 2 groupes de ferrailage :

Tableau III.7 Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	Ma (rive) KN.m	Ma (inter) KN.m	Mt KN.m		Ma (rive) KN.m	Ma (inter) KN.m	Mt KN.m
T.incc+étage courants	-2,39	-7,98	13,90	17,56	-1,69	-5,66	9,85
RDC et 1^{er} Etage (commerce)	-2,83	-12,28	17,8	22,27	-2,09	-8,53	12,51

Remarque :

Donc On opte pour deux types de ferrailage (le premier pour les plancher RDC et 1^{er} étage, et le deuxième pour les autres planchers).

Exemple de calcul (RDC et 1^{er} étage) :

a- En travée :

$$M_u^t = 17,80 \text{ KN.m}$$

$$b=54 \text{ cm}; h=20 \text{ cm}; b_0=10 \text{ cm}; c=2 \text{ cm}; h_0=4 \text{ cm} \quad ; \text{F.P.N}$$

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \rightarrow M_{tu} = 49,07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u^t \text{ max} \rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire (bxh).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17,8 \times 10^{-3}}{0,54 \times 0,18^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,071$$

$$\mu_{bu} \leq 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A calcul rectangulaire (bxh)} ; \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'=0 ;$$

$$\alpha = 0,092 \rightarrow z = 0,173$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{17,8 \times 10^{-3}}{0,173 \times 348} \Rightarrow A_u^t = 2,95 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min}^t = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,21 \text{ cm}^2 < A_u^t.$$

Donc en choisi : 2HA14=3,08 cm²

b- En appuis :

1-Appuis intermédiaire :

$$M_u^a = -12,28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu}=0,049$$

$$\alpha = 0,062 \rightarrow z = 0,175$$

$$A_u^a = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{12,28 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} \Rightarrow A_u^a = 2,01 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min}^a = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,21 \text{ cm}^2 < A_u^a.$$

Donc en choisi : 2HA12=2,26cm²

2- appui de rive :

$$M_a^r = -2,83 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,011$$

$$\alpha = 0,013 \rightarrow z = 0,179$$

$$A_u^a = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{2,83 \times 10^{-3}}{0,179 \times 348} \Rightarrow A_u^a = 0,45 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min}^a = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,21 \text{ cm}^2 < A_u^a ; \quad \text{Soit : } A = 1 \text{ HA } 12 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

II.1.5 Les vérifications nécessaires

❖ Vérifications à ELU :

• Vérification au cisaillement

F.P.N \Rightarrow

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

$$V_u = V_{\max} = 22,27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{22,27 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 1,23 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

Ferrailage transversal:

$$\Phi_t \leq \min \{ht / 35 ; b_0/10 ; \Phi_{L \min}\} \rightarrow \Phi_t \leq \min \{200/ 35 ; 120/10 ; 10\} = 5,7 \text{ mm}$$

On adopte à un étrier $\Phi 6$ Donc on choisit : $A_t = 1\Phi 6 = 0,28 \text{ cm}^2$.

Calcul de l'Espacement S_t :

1) $S_{t1} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \rightarrow S_{t1} \leq 16,2\text{cm}$

2) $S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{0,28 \times 400}{0,4 \times 10} = 28 \text{ cm}$

3) $S_{t3} \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = 14,93 \text{ cm}$ **CBA 93 (Article A.5.1.2.2)**

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table -nervure :**

On doit vérifier que : **(ArtA.5.3.2 [1])**

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u^{\max}}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau} \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa}.$$

$\tau_u = 1,52 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

• **Vérification de la bielle :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma} \quad ; \quad a = \min(la - 2c ; 0,9d)$$

$$a = \min(30 - 2 \times 2 ; 0,9 \times 18) = 16,2 \text{cm}$$

$V_{u_{\max}} \leq 0,267 \times b_0 \times a \times f_{c28} \Rightarrow 22,27 \text{ KN} < 108,13 \text{ KN} \dots \dots$ vérifiée.

• **Vérification des armatures longitudinales**

1. Appui de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times v_u = 0,64 \text{cm}^2 \Rightarrow A_l = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2 \geq A_l^{\min} = 0,64 \text{cm}^2 \dots \dots \dots$$
 vérifier.

2. Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(v_u + \frac{M_a^{\text{inter}}}{0,9 \times d} \right) = -1,53 < 0 \Rightarrow \text{pas de vérification à faire au niveau de}$$

l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant moment fléchissant .

Ferrailage de la table de compression :

• **Sens perpendiculaire aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = 0,54 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit: } A_{\perp} = 4\text{HA}5 = 0,79 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \quad ; \quad S_t = 25 \text{ cm} .$$

- **Sens parallèle aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad \text{Soit : } A_{//} = 3HA5 = 0,59 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \quad ; \quad St = 30 \text{ cm} .$$

- **Vérification à l'E.L.S :**

En travée :

On doit vérifier que :

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

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -2,14 \times 10^{-4} \text{m}^3 < 0$$

$H \leq 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure) \Rightarrow calcule comme une section en T.

Calcul de y

$$\frac{b_0}{2}y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0 \Rightarrow y = 4,8\text{cm}.$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)(y - h_0)^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \Rightarrow I = 10048,05 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,51 \times 10^{-3}}{10,048 \times 10^{-5}} 4,8 \times 10^{-2} = 5,97\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \text{vérifiée}$$

Tableau III.8 Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

Endroit	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	12,51	3,08	0	4,8	10048,05	5,97	Vérifiée
Appuis	-8,53	2,26	0	4,16	7789,3	4,55	

- **Etat limite de déformation :**

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

Pour notre cas on a : RDC et 1^{er} étage, h=20 cm, L=4,1m

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\text{alors : } \frac{h}{l} = 0,048 > \frac{M_t}{15M_0} = 0,042 \Rightarrow \text{C. V}$$

$$\frac{A_s}{b_0d} = 0,017 > \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \Rightarrow \text{C. N. V}$$

$$\frac{h}{l} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0,06 \Rightarrow \text{C. N. V}$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,82\text{cm} \quad (L < 5\text{m})$$

Evaluation des moments en travée :

$$G = 5,21 \text{ KN/m}^2, Q = 5 \text{ KN/m}^2, J = 3,85 \text{ KN/m}^2, At=3,08\text{cm}^2$$

$$q_{j\text{ser}} = 0,65 \times j : \text{La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.}$$

$$q_{g\text{ser}} = 0,65 \times G : \text{La charge permanente qui revient à la poutrelle.}$$

$$q_{p\text{ser}} = 0,65(G + Q) : \text{La charge permanente et la surcharge d'exploitation}$$

$$q_{j\text{ser}} = 0,65 \times 3,85 = 2,5 \text{ KN / m}$$

$$q_{g\text{ser}} = 0,65 \times G = 0,65 \times 5,21 = 3,38 \text{ KN / m}$$

$$q_{p\text{ser}} = 0,65 \times (G + Q) = 0,65(5,21 + 5) = 6,63 \text{ KN / m}$$

• **Evaluation des moments**

$$M = 0,67 \times \frac{q \times l^2}{8} \quad ; \quad \sigma_s = 15 \times \frac{M_{\text{ser}} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,017 \quad \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\begin{cases} M_j = 3,51 \text{ KN.m} \\ M_g = 4,75 \text{ KN.m} \\ M_p = 9,33 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{sj} = 69,62 \text{ MPa} \\ \sigma_{sg} = 94,12 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = 184,63 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_j = 0,46 \\ \mu_g = 0,56 \\ \mu_p = 0,75 \end{cases}$$

• **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre :

$$Y = 4,8 \text{ cm}$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_s \times d}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15A_s} \quad ; \quad Y_G = 7,03 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale homogénéisé par rapport à l'axe qui passe par le centre de gravité « I₀ » :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2 \quad ; \quad I_0 = 18568 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2b + 3b_0)} = 2,4 \quad \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0,96 \quad \text{Pour la déformation différée.}$$

Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \begin{pmatrix} I_{fg,i} = 8,6247 \times 10^{-5} m^4 \\ I_{fj,i} = 9,6535 \times 10^{-5} m^4 \\ I_{fp,i} = 7,2884 \times 10^{-5} m^4 \end{pmatrix} ; I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \begin{pmatrix} I_{fg,v} = 1,3201 \times 10^{-4} m^4 \\ I_{fj,v} = 1,4122 \times 10^{-4} m^4 \\ I_{fp,v} = 1,1868 \times 10^{-4} m^4 \end{pmatrix}$$

• **Calcul des flèches :**

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 5,6mm \quad ; \quad f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 1,88mm$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 6,63mm \quad ; \quad f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 2,85mm$$

La flèche totale : $\Delta f_T = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 7,48 \text{ mm} < \bar{f} = 8,2mm \Rightarrow$ La flèche est vérifiée

Tableau III.9 Ferrailage des poutrelles de tous les étages.

Etage	position	M (KN.m)	μ_{bu}	Z (m)	A (cm2)	Amin (cm2)	Choix
T.inacc+ étage courants	Travée	13,9	0,056	0,174	2,22	0,21	3HA10=2,36
	Appui rive	-2,39	0,0096	0,179	0,38	0,21	1HA10=0,79
	Appui inter	-7,98	0,032	0,177	1,29	0,21	1HA12+1HA10=1,92
RDC + 1 ^{er} étage	Travée	17,8	0,071	0,173	2,95	0,21	3HA12=3,39
	Appui rive	-2,83	0,049	0,175	2,01	0,21	2HA12=2,26
	Appui inter	-12,28	0,011	0,179	0,45	0,21	1HA12=1,13

Vérification a l'ELU :

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau II I.10 Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.

Plancher	En travé				En appui				σ_{bc} MPa	Obs
	M KN.m	Y cm	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	M KN.m	Y cm	I cm ⁴	σ_{bc} MPa		
t.inacc+ étage courants	9,85	4,16	7789,3	5,26	-5,66	4,3	4246,8	5,73	15	vérifiée
RDC + 1 ^{er} étage	12,51	4,8	10048, 05	5,97	-8,53	4,16	7789,3	4,55		vérifiée

Tableau III.11 Vérifications nécessaires à l'ELU

ETAGE	Cisaillement $\tau < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_{min} \geq$		La bielle $V_u \leq 0.267 \times$ $a \times b_0 \times f_{c28}$	jonction $\tau_1 < \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s V_u}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_{inter.}}{0,9 d})$		
t.inacc + E.courant	0,97 < 3,33	0,79 > 0,5	1,92 > -0,91	17,56 < 108	1,2 < 3,33
RDC + 1 ^{er} étage	1,23 < 3,33	1,13 > 0,64	2,26 > -1,53	22,27 < 108	1,52 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

II.1.6 schéma de ferrailage :

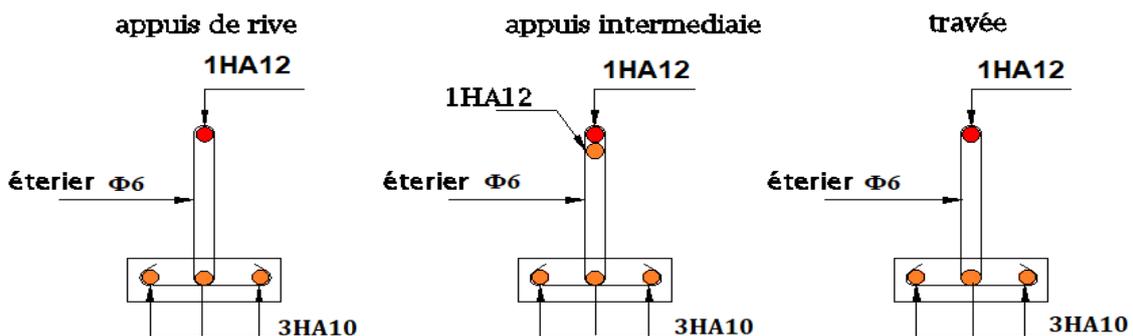


Figure III.1 Ferrailage des poutrelles de RDC+1^{er} étage

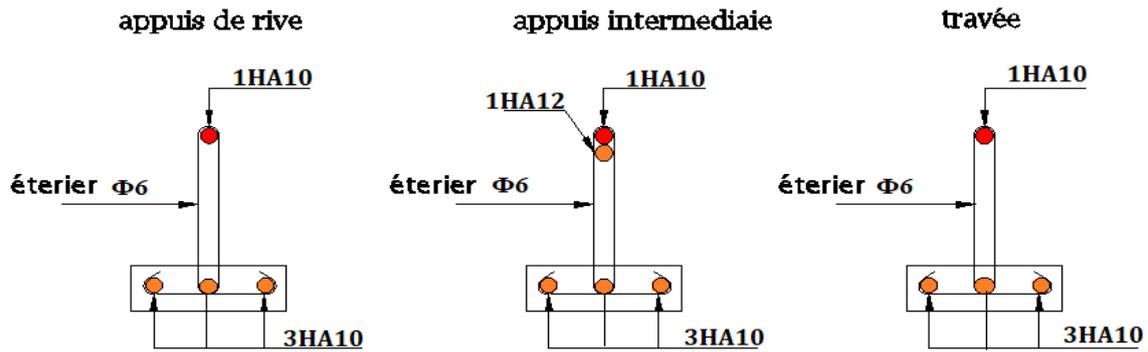


Figure III.2 Ferrailage des poutrelles du reste des étages

III.2 Etude des dalles pleines :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale mince, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs côtés, comme elle pourrait être assimilée à une console.

Panneau de la dalle sur 2 appuis :

$e = 14 \text{ cm}$

$G = 6,02 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,5}{2,45} = 0,61 > 0,4$

⇒ Donc la dalle travaille selon deux sens.

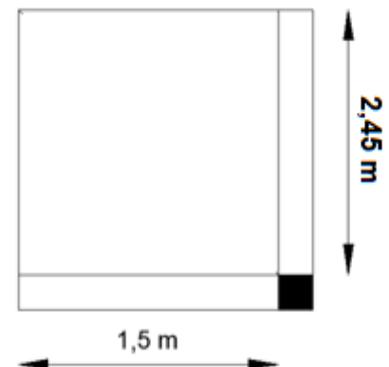


Figure III.3 Dalle sur 2 appuis

III.2.1 Calcul des sollicitations :

$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 13,37 \text{ KN/m}$

$q_{ser} = G + Q = 9,52 \text{ KN/m}$;

$M_{0x} = \mu_x (q \times l_x^2)$

$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{0x} = 2,43 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{0y} = 0,74 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_{0x} = 1,83 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{0y} = 0,87 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des moments corrigé (réel) :

Travée : $M^t = 0,85 \times M_0$

$$\begin{cases} \text{ELU} : M_x^t = 2,06 \text{KN.m} & ; M_y^t = 0,63 \text{KN.m} \\ \text{ELS} : M_x^t = 1,55 \text{KN.m} & ; M_y^t = 0,74 \text{KN.m} \end{cases}$$

Appuis : $M_a = -0,5 \times M_0$

$$\begin{cases} \text{ELU} : M_x^a = -1,21 \text{KN.m} & ; M_y^a = -0,37 \text{KN.m} \\ \text{ELS} : M_x^a = -0,91 \text{KN.m} & ; M_y^a = -0,43 \text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul de la section d'armatures :

Le ferrailage de la dalle plein se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml
 F.N ; $c \geq 3 \text{cm}$, soit $c = 3 \text{cm}$ ce qui donne $d = e - c = 14 - 3 = 11 \text{cm}$

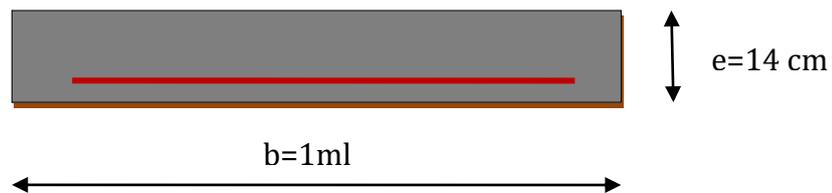


Figure III.4 Section de la dalle pleine à ferrailier.

Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

Sens x_x :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,0119$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0149$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,109$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{2,06}{348 \times 0,109} \Rightarrow A_u^t = 0,54 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\rho_0 = 0,0008 \text{ (fe400)} ; A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1,12 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A \Rightarrow$ on ferraille avec A_{\min} .

Soit : 4HA8 = 2,01 cm².

Calcul de l'espacement

$$St = (100/4) = 25 \text{cm} \leq \min (3e, 25 \text{cm}) = 25 \text{cm} \dots\dots \text{vérifiée}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 Ferrailage de dalles sur 2 appuis.

position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} cm ² /ml	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	x-x	2,06	0,0109	0,011 9	0,109	0,54	1,12	4HA8=2,01	25
	y-y	0,63	0,0036	0,004 6	0,109	0,16	1,12	4HA8=2,01	25
Appuis	x-x	-1,21	0,007	0,008 8	0,109	0,31	1,12	4HA8=2,01	25
	y-y	-0,37	0,0021	0,002 7	0,109	0,09	1,12	4HA8=2,01	25

III.2.2 Les vérification nécessaire

Vérifications à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x \times l_y} = 1,98KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,018MPa \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa\right) = 3,33 MPa.$$

$T_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0,016 < 3,33 \Rightarrow$ Condition vérifiée , pas de risque de rupture par cisaillement.

Vérifications à l'ELS :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.13 Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

Position	sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
Travée	x-x	1,55	2,01	2,28	2687,63	1,30	15	Vérifiée
	y-y	0,74	2,01	2,28	2687,63	0,63	15	
Appuis	x-x	-0,91	2,01	2,28	2687,63	0,77	15	
	y-y	-0,43	2,01	2,28	2687,63	0,36	15	

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Vérification de contraint des aciers :

$$F.N \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y).$$

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \left(110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa} .$

Tableau III.14 Vérification des états limite d'ouverture des fissures.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	σ _{st} (MPa)	σ _{st} < σ̄ _{st} (MPa)	obs
En travée	x-x	1,55	75,43	201,63	vérifiée
	y-y	0,74	36,02	201,63	
En appuis	x-x	-0,91	44,28	201,63	
	y-y	-0,43	20,92	201,63	

• Etat limite de déformation (la flèche) :

$$\frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20 \times M_0^{\max}} \right) \Leftrightarrow 0,09 > 0,04 \text{ vérifiée}$$

→ la flèche est inutile.

$$A_t \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 2,01 < 5,5 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

II.6.3 Schéma de ferrailage :

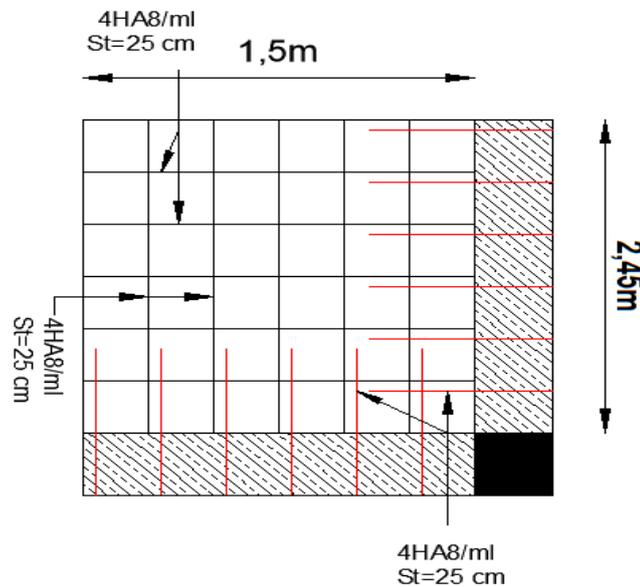


Figure III.5 schéma de ferrailage des dalles sur 2 appuis.

Panneau de la dalle sur 3 appuis (balcon étage courants) :

e = 14 cm.

G = 6,02 KN/m² ; Q = 3,5 KN/m².

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{4,85} = 0,3 < 0,4$$

⇒ Donc la dalle selon un seul sens (console).

➤ **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 13,37 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = G + Q = 9,52 \text{ KN/m} ;$$

$$M_u^{max} = \frac{q_u \times l_x^2}{2} = 15,04 \text{ KN.m}$$

$$M_s^{max} = \frac{q_s \times l_x^2}{2} = 10,71 \text{ KN.m}$$

$$V^{max} = q_u \times l_x = 20,05 \text{ KN}$$

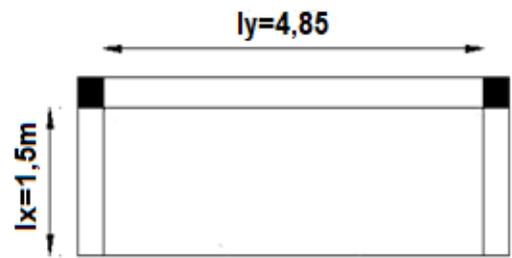


Figure III.6 Dalle sur 3 appuis

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.15 Ferrailage du balcon à l'ELU.

M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Achoisit (cm ² /ml)	A répartition (cm ² /ml)
15,04	0,087	0,114	0,105	4,11	1,44	4HA12=4,52	4HA8=2,01

➤ **Les vérifications nécessaires**

• **Vérification de l'espacement :**

$$St \leq \min(2,5h; 25\text{cm}) \rightarrow St \leq 25\text{cm}.$$

On a choisi 4HA12, soit St = 100/4 = 25 cm donc c'est vérifiée.

• **Vérifications à l'ELU :**

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,07f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = 0,182 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa} \quad \text{vérifiée.}$$

• **Vérification à l'ELS :**

Calcul de y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow y = 3,24 \text{ cm}.$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5216,5 \text{ cm}^4.$$

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y = 6,65 \text{ MPa}; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma} \text{ est vérifiée}$$

Calcul de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) = 238,98 \text{ MPa.}$$

$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 238,98 \text{ MPa}$ la condition n'est pas vérifiée.

Donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS :

Tableau III.16 Ferrailage du balcon à l'ELS.

M_{ser} (KN.m)	$\beta \cdot 10^{-3}$	α	A_{ser} (cm ²)	choix	St (cm)
10,71	4,11	0,337	4,97	7HA10	14

• **Etat limite de déformation :**

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\text{Alors : } \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0,096 < 0,1.$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que : $\bar{f} = 6 \text{ mm}$

Evaluation des moments

$$M = \frac{q \times l^2}{2} \quad ; \quad \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sj} = 80,33 \text{ MPa} \\ \sigma_{sg} = 125,28 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = 198,12 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_j = 0,0085 \\ \mu_g = 0,2020 \\ \mu_p = 0,3938 \end{cases}$$

• **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre :

$$Y = 3,51 \text{ cm}$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{b \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b_0 \times h + (b-b_0) \times h_0 + 15 \times A_s} \quad ; \quad Y_G = 7,22 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale homogénéiser par rapport a l'axe qui passe par le centre de gravité « I₀ » :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15 A_s (d - y_1)^2 \quad ; \quad I_0 = 24187 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,005 \quad \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2b + 3b_0)} = 4,2 \quad \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,68 \quad \text{Pour la déformation différée.}$$

• **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \begin{pmatrix} I_{fg,i} = 1,4391 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fj,i} = 2,5684 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fp,i} = 1,0025 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \end{pmatrix} ; \quad I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \begin{pmatrix} I_{fg,v} = 1,9862 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fj,v} = 2,6229 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fp,v} = 1,6012 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \end{pmatrix}$$

• **Calcul des flèches :**

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{4 \times E_v \times I_{fgv}} = 1,77 \text{ mm} \quad ; \quad f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times l^2}{4 \times E_i \times I_{fji}} = 0,29 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times l^2}{4 \times E_i \times I_{fpi}} = 1,85 \text{ mm} \quad ; \quad f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{4 \times E_i \times I_{fgi}} = 0,81 \text{ mm}$$

La flèche totale : $\Delta f_T = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 2,51 \text{ mm} < \bar{f} = 6 \text{ mm}$

C'est-à-dire que la flèche est vérifiée.

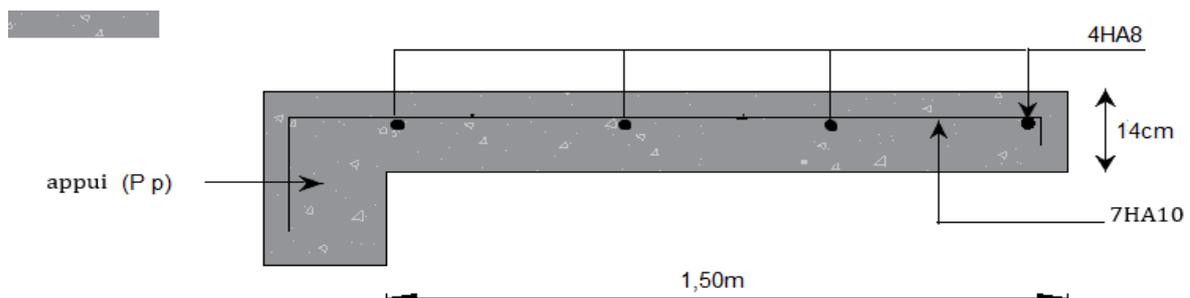


Figure III.7 Schéma de ferrailage de la dalle.

III.3 Etude des escaliers :

Exemple de calcul : C'est un escalier droit à deux volées, on étudiera seulement la 1^{ère} volée. Ce qui concerne la 2^{ème} volée est identique à la 1^{ère} volée.

➤ **1^{ère} volée :**

$e = 15\text{cm}$; $G_v = 8,64\text{KN/m}^2$; $G_p = 5,27\text{KN/m}^2$; $Q_{\text{escalier}} = 2,5\text{KN/m}^2$

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$ELU : \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 15,41\text{KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 10,86\text{KN/m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q) \times 1\text{ml} = 11,14\text{KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q) \times 1\text{ml} = 7,77\text{KN/m} \end{cases}$$

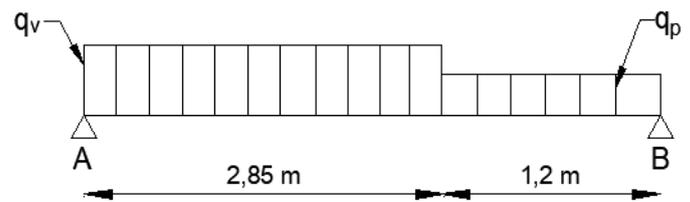


Figure III.8 Schéma statique de la volée 1

• **Calcul des réactions d'appuis**

Après calcul RDM:

$$\begin{cases} \sum F_v = 0 \\ \sum M_{/A} = 0 \end{cases} \Rightarrow R_A = \begin{cases} ELU : 30,39\text{KN} \\ ELS : 21,95\text{KN} \end{cases} ; R_B = \begin{cases} ELU : 26,55\text{KN} \\ ELS : 19,11\text{KN} \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations :**

Tableau III.17 Sollicitations dans la volée 1.

Appuis	Reaction		Vu MAX (KN)	point du moment max	M ₀ (KN.m)	
	ELU	ELS			ELU	ELS
A	30,39	21,95	30,39	1,97	29,96	21,62
B	26,55	19,11				

Moment corrigés :

$$ELU \begin{cases} M^t = 0,75 \times M_0^u = 22,48\text{ KN.m} \\ M_a = -0,5 \times M_0^u = -14,99\text{ KN.m} \end{cases} ; ELS \begin{cases} M^t = 0,75 \times M_0^s = 16,23\text{ KN.m} \\ M_a = -0,5 \times M_0^s = -10,82\text{ KN.m} \end{cases}$$

III.3.1 Ferrailage :

Le ferrailage se calcul à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h = 1 \times e$)

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.18 Résumé des résultats de ferrailage.

position	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A _{choisit} (cm ²)	St (cm)
Travée	0,093	0,122	0,123	5,23	1,57	5HA12=5,65	20
appuis	0,062	0,08	0,125	3,44	1,57	5HA10=3,93	20

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{choisit}}{4} \Rightarrow$$

En travée : $A_r = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$.

En appui : $A_r = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$.

III.3.2 Les vérifications nécessaires :

Vérification de l'effort tranchant (ELU) :

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

Vérification a L'ELS :

Les vérifications des contraintes sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau III.19 Vérification des contraintes

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	16,23	3,92	9010,61	7,06	15	vérifiée
Appuis	-10,82	3,36	6742,63	5,39	15	vérifiée

FPN \Rightarrow La vérification de la contrainte de l'acier n'est pas nécessaire.

• **Vérification de l'état limite de déformation :**

$\frac{h}{l} = 0,037 < \frac{1}{16} = 0,0625$; Une condition n'est pas vérifiée, la flèche doit donc être calculée conformément au CBA93 et au BAEL91.

Avec :

$$q_j^p = 3,75 \frac{\text{KN}}{\text{m}} ; q_g^p = 5,27 \frac{\text{KN}}{\text{m}} ; q_p^p = 7,77 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_j^v = 6,31 \frac{\text{KN}}{\text{m}} ; q_g^v = 8,64 \frac{\text{KN}}{\text{m}} ; q_p^v = 11,14 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 8,1\text{mm}$

Les résultats de la vérification de la flèche sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.20 Évaluation de la flèche de l'escalier

M_{ser}^j (kN.m)	M_{ser}^g (KN.m)	M_{ser}^p (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	λ_i	λ_v	ρ	Ei (MPa)	Ev (MPa)
10,22	14,04	18,39	0,039	$9,01 \times 10^{-5}$	4,83	1,93	0,004	32456,59	10818,86
I_0 (m ⁴)	σ_{sj} (MPa)	σ_{sg} (MPa)	σ_{sp} (MPa)	fgv (mm)	fji (mm)	fgi (mm)	fpi (mm)	Δft (mm)	f (mm)
19×10^{-4}	154,81	212,58	278,4	1,73	0,52	0,93	1,45	1,73	8,1

On voit bien que :

$$\Delta f_T = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 1,73\text{mm} < \bar{f} = 8,1\text{mm}$$

⇒ la flèche est vérifiée.

III.3.3 schéma de ferrailage

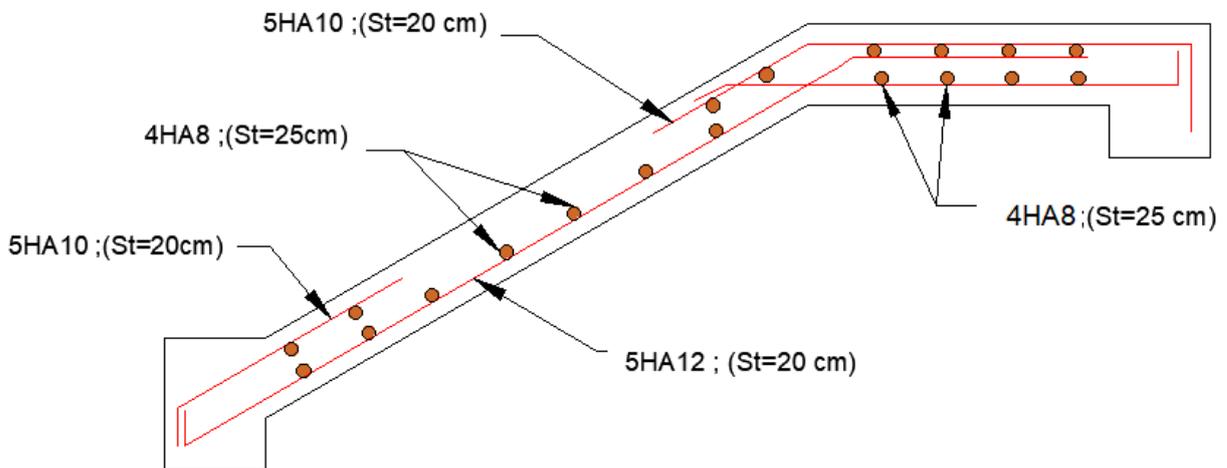


Figure III.9 Schéma de ferrailage escalier principal

III.3.4 Calcul de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises de l'escalier et le poids de la demi-cloison (flexion simple)

- **Dimensionnement :**

On a : L= 3.05 m

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 20,33 < b \leq 30,5 \end{cases} \quad \text{Donc soit : } h = 30 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

• **Condition du R.P.A 99 :**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \left(\frac{h}{b}\right) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 30 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (30/30) = 1 \leq 4 \end{cases} \quad \text{..... vérifiée}$$

Poids propre : $G_0 = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/m}$

Poids de mur : $g_m = G_{mur} \times H_{mur} = 2,85 \times (1,53 - 0,4) = 3,22 \text{ KN/m}$

Réactions d'appuis: $R_B = \begin{cases} \text{ELU : } 26,55 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } 19,11 \text{ KN/m} \end{cases}$

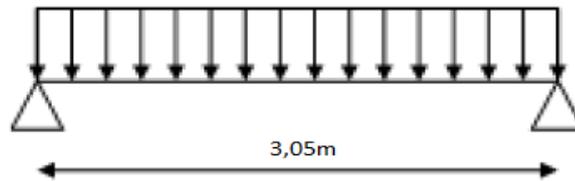


Figure III.10 Schéma statique de la poutre palière

• **Calcul des sollicitations**

$q_u = 1,35 \times (G_0 + g_m) + R_B^u = 33,93 \text{ KN/m}$

$q_s = g_m + G_0 + R_B^s = 24,58 \text{ KN/m}$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_u^t = 0,85 \times \frac{q_u \times l^2}{8} = 33,53 \text{ KN.m} \\ M_s^t = 0,85 \times \frac{q_s \times l^2}{8} = 24,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^u = -19,72 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -14,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant: $V_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = 51,74 \text{ KN}$

III.3.5 Ferrailage :

Tableau III.21 Calculs des ferrailages à la flexion simple

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _I (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	33,53	0,10	0,132	0,265	3,63	3HA14=4,62	1,01
Appuis	-19,72	0,059	0,076	0,271	2,09	3HA12=3,39	1,01

Armature transversal :

$$S_t = 15 \text{ cm}; \Rightarrow A_t \leq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Soit : 1 cadre φ₈ + 1épingle φ₈ = 1,51 cm².

III.3.6 Les vérifications nécessaires

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

Calcul à l'ELS

- Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Tableau III.22 Vérification des contraintes

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Travée	24,29	9,29	28268,2	7,98	15	vérifiée
Appuis	-14,29	8,19	22702,1	5,15	15	vérifiée

Calcul à la torsion

Moment de torsion :

$$M_{\max}^{\text{tors}} = -M_a \times \frac{L}{2} = 30,07 \text{ KN.m}$$

$$\tau^{\text{tors}} = \frac{M^{\text{tors}}}{2 \times \Omega \times e} \quad \tau_{\text{adm}} = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

e : épaisseur de la paroi.

$$e = b/6 = 5 \text{ cm}$$

U : périmètre de la section.

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$$

Ω : air du contour tracé a mi-hauteur.

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{30,07 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 4,81 \text{ MPa} > \tau_{\text{adm}} = 3,25 \text{ MPa}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de la poutre à $b = 35 \text{ cm}$ et $h = 40 \text{ cm}$.

Les calculs obtenus sont résumés ci-après

$V_u = 51,74 \text{ KN}$

Les contraintes de cisaillements représentés sur le tableau suivant :

Tableau. III. 23 les contraintes de cisaillements

$V_u \text{ (KN)}$	$\tau_u^{Fs} \text{ (MPa)}$	$\tau^{tors} \text{ (MPa)}$	$\tau_u^{tot} \text{ (MPa)}$	$\tau_{adm} \text{ (MPa)}$	$\tau_u^{tot} < \tau_{adm}$
51,74	0,38	2,68	2,71	3,25	vérifiée

➤ **Ferraillage a la torsion :**

$$A_l^{tors} = \frac{M^{tors} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{30,07 \times 10^{-3} \times 1,26 \times 1,15}{2 \times 0,0966 \times 400} = 5,63 \text{ cm}^2$$

Ferraillage global :

• **En travée :**

$$A_t^{tot} = A_t^{Fs} + \frac{A_l^{tors}}{2} = 4,62 + \frac{5,63}{2} = 7,44 \text{ cm}^2$$

• **En appui**

$$A_a^{tot} = A_a^{Fs} + \frac{A_l^{tors}}{2} = 3,39 + \frac{5,63}{2} = 6,21 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversal :**

• **Flexion simple**

$$S_t = 15 \text{ cm} ; \Rightarrow A_t \leq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,52 \text{ cm}^2$$

• **Torsion**

$$\text{On fixe : } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{tors} = \frac{M^{tors} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{30,07 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 0,0966 \times 400} = 0,58 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage global :**

$$A_t = A_t^{tors} + A_t^{Fs} = 0,58 + 0,52 = 1,10 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

En travée : $3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01 \text{ cm}^2$.

En appuis : $3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6,88 \text{ cm}^2$.

Transversal : 1 cadre ϕ_8 + étrier de $\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

• **Vérification de la flèche**

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit calculer la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = 0,13 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 0,0060 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ l \leq 8m \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.7 schéma de ferrailage

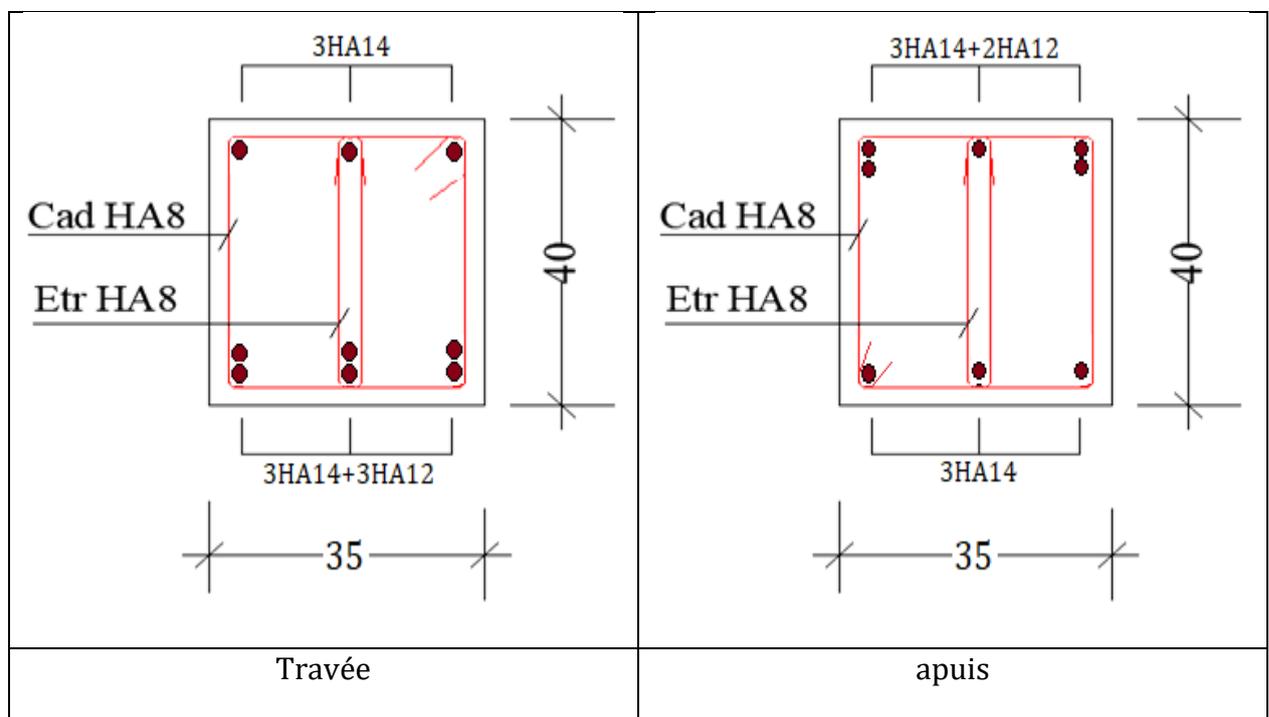


Figure III.11 Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.4 Etude de la poutre de chaînage :

La poutre de chaînage c'est un élément porteur horizontal, conçu pour lier la construction en maçonneries afin de les rendre solidaires à la structure. Et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

• **Dimensionnement :**

On a : L= 3,90m

D'après la condition de flèche définit par le **BAEL91**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 24 < b \leq 36 \end{cases}$$

Donc soit : h = 30cm et b = 30 cm.

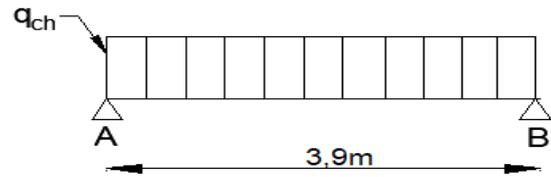


Figure III.12 Schéma statique de la P. chaînage

Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \left(\frac{h}{b}\right) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 30 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (30/30) = 1 \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

III.4.1 Calcul des sollicitations :

Poids propre : $G_0 = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/m}$

Poids de mure : $G_m = g_m \times H_m = 2,85 \times (3,06 - 0,4) = 7,58 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} \text{ELU : } q_u = 1,35G = 1,35 \times (2,25 + 7,58) = 13,27 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_s = G = (2,25 + 7,58) = 9,83 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} M_0^u = 25,22 \text{ KN.m} \\ M_0^s = 18,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_u^t = M_0^u = 25,22 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0,15M_0^u = 3,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_s^t = M_0^s = 18,68 \text{ KN.m} \\ M_s^a = -0,15M_0^s = 2,80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.4.2 Calculs des ferrailages :

Tableau III.24 Calculs des ferrailages à la flexion simple

position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min}	$A^{adopté}$ (cm ²)
travée	25,22	0,075	0,097	0,270	2,68	1,014	2HA14=3,08
appuis	-3,78	0,011	0,014	0,278	0,39	1,014	2HA12=2,26

• **Calcul de ferrailage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi t \leq \min \{h / 35, b/10, \Phi^L\} = 8,57 \text{ mm}$$

On adopte un cadre en HA8.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 8 = 1 \text{ cadre} = 1,01 \text{ cm}^2$.

$$1) \quad St_1 \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$St_1 \leq 25,2 \text{ cm}$$

$$2) \quad St_2 \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{1,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 33,66 \text{ cm}$$

$$3) \quad St_3 \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} < 0 \quad \Rightarrow St = \min(St_1; St_2) = 20 \text{ cm}$$

III.4.3 Les vérifications nécessaires

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = 25,87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,32 \text{ MPa} \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0,31 < 3,33 \Rightarrow \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

Vérification a l'ELS :

- **Vérification des contraintes**

Tableau III.25 Vérification des contraintes

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Travée	18,68	7,87	23595,45	6,23	15	Vérifiée
Appuis	-2,80	6,90	18377,7	3,61	15	Vérifiée

Vu que les fissurations sont peu nuisibles donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans les aciers.

Conclusion : les contraintes développées dans les aciers et le béton sont vérifiées

- **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10M_0}\right) \Rightarrow 0,076 > 0,1 \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0036 < 0,0105 \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, \Rightarrow il n'y a pas risque de déformation

III.4.4 schéma de ferrailage

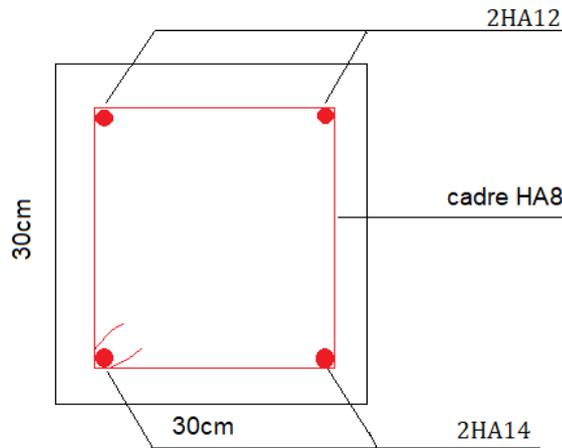


Figure. III.13 Ferrailage de la poutre de chaînage

III.5 Etude de l'ascenseur

III.5.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des Chargements vers les différents niveaux de la construction. il 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 ses caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur =160cm.
- l : Largeur de l'ascenseur =190cm
- FC Charge due à la cuvette =145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur =15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 50KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse V = 0.63m/ s.

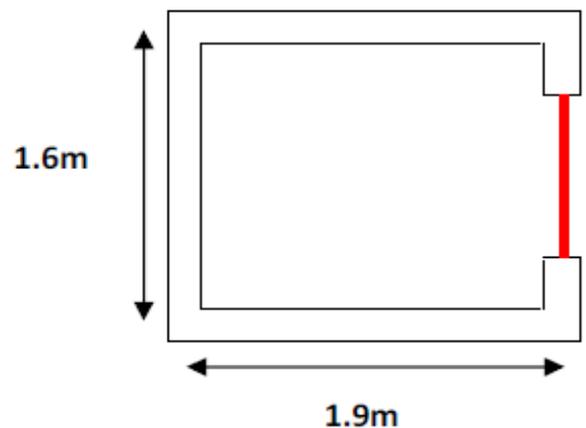


Figure II.14. Coupe transversale d'ascenseur

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.

$$P = P_m + D_m + 6.3 = 15 + 50 + 6.3 = 71.3KN$$

III.5.2. Dalle de la salle de machine (charge concentrée)

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

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

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

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$

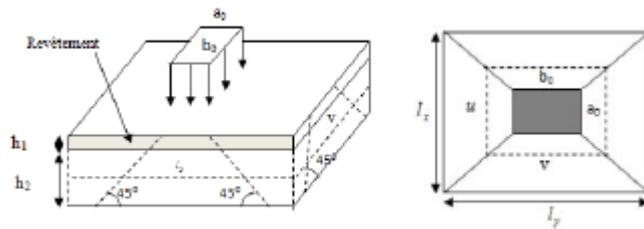


Figure III.15. Schémas représentant la surface d'impacte

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \dots\dots \text{BAEL91}$$

On a une vitesse $V=0,63\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1=5\text{cm} \Rightarrow \xi = 1$

Donc : $\begin{cases} u = 105\text{cm} \\ v = 105\text{cm} \end{cases}$

III.5.3. Evaluation des moments sous charge concentrée

a) M_{x1} et M_{y1} du système

M_{x1} , M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie Selon le **BAEL91**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \text{ Avec : } \nu \text{ coefficient de poissant } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0,2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

M_1 : en fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; $\frac{u}{l_x} = 0,67$ et $\rho = 0,84$

M_2 : en fonction de $\frac{v}{l_y}$ et ρ ; $\frac{v}{l_y} = 0,55$ et $\rho = 0,84$

En se référant à l'annexe 2 on trouve $M_1= 0.086$ et $M_2= 0.063$

Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU

$qu = 1,35 \times P \rightarrow qu = 1,35 \times 71.3 = 96.25 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 8,27 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 6,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) M_{x2} et M_{y2} du système

$\rho = 0,84 > 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0517 \\ \mu_y = 0,667 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe 3}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$\left. \begin{matrix} G2 = 5 \text{ KN/m}^2 \\ Q2 = 1 \text{ KN/m}^2 \end{matrix} \right\} \rightarrow qu = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 1,09 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,36 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times 9,36 = 7,95 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times 6,79 = 5,77 \text{ KN.m} \end{cases} ; \begin{cases} M_x^a = -0,4 \times 9,36 = -3,74 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,4 \times 5,77 = -2,3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h=15\text{cm}$

Tableau III. 26 Tableau des ferraillages de la dalle de l'ascenseur

Endroit	Sens	M (KN.m)	Acal (cm ² /ml)	Aadopté (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	7,95	2,11	4HA10=3,14	25
	Y-Y	5,77	1,60	4HA10=3,14	25
Appui	X-X	-3,74	0,91	3HA10=2,36	33
	Y-Y	-2,3	0,56	3HA10=2,36	33

Les vérifications nécessaires

• **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Q_u = 96,25 < 472,5 \text{ KN} \dots\dots \text{vérifiée} \quad \text{BAEL91(Art$$

avec U_c : périmètre d'impact $\Rightarrow U_c = 2 \times (u + v) = 420 \text{ cm}$
H.III.10)

• **Vérification de l'effort tranchant :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$V^{\max} = \frac{Q_u}{3 \times u} = 30,55 \text{ KN} \Rightarrow \tau = \frac{V^{\max}}{b \times d} = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,17 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Condition de non fragilité**

$$h > 12 \rightarrow A_{\min}^x = 0,8\% \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h$$

$$\left. \begin{aligned} A_{\min}^x &= 1,23 \text{ cm}^2 \leq A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y &= 1,20 \text{ cm}^2 \leq A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{ condition vérifiée}$$

• **Vérification a l'ELS :**

Vérification des contraintes

On a : $q_{ser} = 71,3 \text{ KN}$.

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x1} &= 7,03 \text{ KN.m} \\ M_{y1} &= 5,71 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} ; \left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= 0,9 \text{ KN.m} \\ M_{y2} &= 0,68 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} ; \left\{ \begin{aligned} M_x &= 7,93 \text{ KN.m} \\ M_y &= 6,39 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_t^x &= 6,7 \text{ KN.m} \\ M_t^y &= 5,43 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} ; \left\{ \begin{aligned} M_a^x &= -3,17 \text{ KN.m} \\ M_a^y &= -2,56 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\}$$

La vérification des contraintes est résumée dans le tableau suivant :

Tableau III. 27 Tableau de vérification des contraintes.

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Travée	6,7	2,92	3882,3	5,04 < 15	vérifiée
Appuis	-3,17	2,72	3147,21	2,73 < 15	vérifiée

• **Vérification de la déformation (la flèche) :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) \\ A_s < \frac{2 \times b \times d}{f_e} \\ L \leq 8m \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{sens x-x} \\ \text{sens y-y} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 0,093 > 0,042 \\ 3,14 < 6 \\ 0,078 > 0,037 \\ 3,14 < 6 \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile.

III.5.4 schéma de ferrailage :

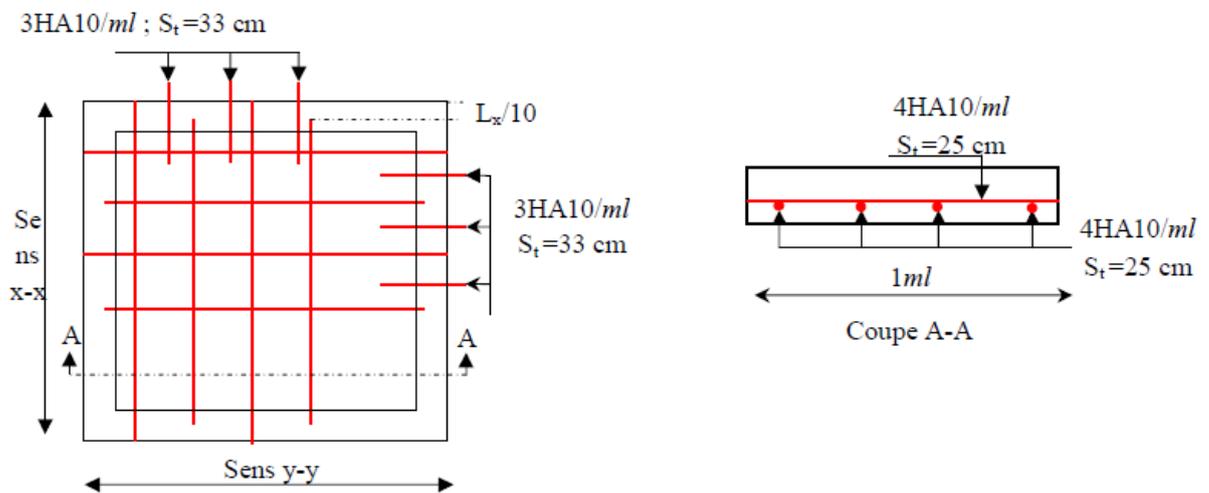


Figure III.16 Schéma de ferrailage du local machine

III.5.5. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

- Évaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN} / \text{m}^2 ; G_2 = 25 \times 0,05 = 1,25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$G_{\text{totale}} = G_1 + G_2 + \frac{F_c}{S} = 52,69 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

- Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times G_{\text{totale}} + 1,5 \times Q = 72,63 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$\rho = 0,84 > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0517 \\ \mu_y = 0,667 \end{array} \right. \quad \text{Annexe 3}$$

$$\text{sens x-x: } M_x = \mu_x \times q_u \times l^2 \rightarrow M_x = 9,61 \text{ KN.m}$$

$$\text{sens y-y: } M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 6,34 \text{ KN.m}$$

- Les moments corrigés :

En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 8,17 \text{KN.m} ; M_y^t = 0,85 \times M_y = 5,39 \text{KN.m}$$

En appui :

$$M_x^a = 0,4 \times M_x = 3,6 \text{KN.m} ; M_y^a = 0,4 \times M_y = 2,53 \text{KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 27 Tableau des ferraillages de la dalle de l'ascenseur

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A_{cal} (cm ²)/m	$A_{adopté}$ (cm ²)/ml	St (cm)
Travée	X-X	8,17	0,04	0,051	11,75	2,06	4HA10=3,14	25
	Y-Y	5,39	0,026	0,034	11,8	1,31	4HA10=3,14	25
Appui	X-X	-3,6	0,018	0,022	11,9	0,81	3HA10=2,36	33
	Y-Y	-2,53	0,012	0,016	11,92	0,56	3HA10=2,36	33

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

$\rho = 0,84 > 0,4 \rightarrow$ flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 38,8 \text{KN} ; V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 48,51 \text{KN}$$

$\rightarrow \tau_u = 0,40 \text{MPa} < 1,25 \text{MPa} \rightarrow$ condition vérifié

Vérification à l'ELS :

$$q_{ser} = G_{tot} + Q = 52,69 + 1 = 53,69 \text{KN/m}^2$$

$$v = 0,2$$

$$\Rightarrow M_x^{ser} = 8,04 \text{KN.m} ; M_y^{ser} = 6,15 \text{KN.m} \Rightarrow M_x^t = 6,83 \text{KN.m} ; M_y^t = 5,23 \text{KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

La vérification des contraintes est résumée dans le tableau suivant :

Tableau III. 28 Tableau de vérification des contraintes.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (m)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
Travée(x-x)	6,83	4,29	9765	2,87 < 15	72,24 < 201,63	vérifiée
Travée(y-y)	5,23	3,21	5657,2	3,43 < 15	140,64 < 201,63	vérifiée

- Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{160} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_x} \right] \Rightarrow 0,093 > 0,042 \dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0026 < 0,005 \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.6 schéma de ferrailage :

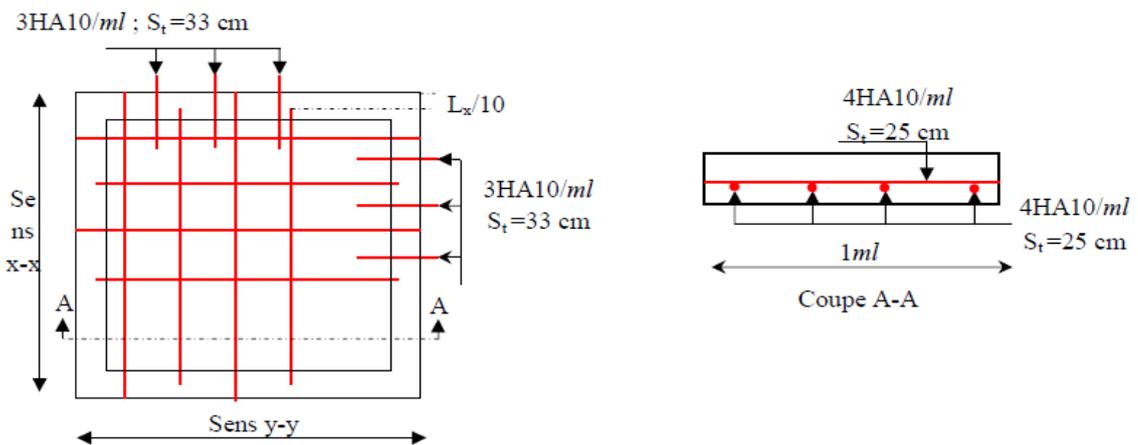


Figure III.19. Schéma de ferrailage

III.7 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due la main courante.

Evaluation des charges et surcharges :

G= 2,03KN/m ; Q= 1KN/m

- La force sismique horizontale Fp : qui est donnée Par la formule :

Fp = 4 × A × Cp × Wp = 4 × 0.15 × 0.8 × 2,03 = 0,97 KN(RPA ART. 6.2.3)

III.7.1 Calcul des sollicitations :

- **Calcul du centre de gravité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} X_G = 6,2 \text{ cm} \\ Y_G = 33,01 \text{ cm} \end{array} \right.$$

L'acrotère est soumis à :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = W_P = 2,03 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_P \times Y_G = 0,97 \times 33,01 \times 10^{-2} = 0,32 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les valeurs de N, M et v sous les différentes combinaisons sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.29 Combinaisons d'actions sur l'acrotère.

Désignation	ELU durable	ELU accidentelle	ELS
Sollicitations	1,35G+1,5Q	G+Q+E	G+Q
N (KN)	2,74	2,03	2,03
M (KN.m)	0,9	0,92	0,6
V (KN)	1,5	1,97	1

III.7.2 Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion composée.

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{2,74} = 0,33\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1\text{m} \quad ; \quad e_1 > \frac{h}{6}$$

⇒ La section est partiellement comprimé ⇒ le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250} \right) = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \emptyset)$$

Avec l_f : longueur de flambement ; $l_f = 2h = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times (1,2)^2}{10^4 \times 0,1} (2 + 0) = 0,0086 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 + ea \Rightarrow e = 0,33 + 0,0086 + 0,02 = 0,357 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont :

$$M_u = N_u \times e = 2,74 \times 0,357 = 0,98 \text{ KN.m}$$

L'excentricité à l'état limite ultime e_G :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_G = 0,357 \text{ m} \\ y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow e_G > \frac{h_0}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec M_{uA} .

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,03 \text{ KN.M}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1,03 \times 10^{-3}}{0,069 \times 348} = 0,42 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée} \rightarrow A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = 0,42 \times 10^{-4} - \frac{2,74 \times 10^{-3}}{348} = 0,34 \text{ cm}^2$$

III.7.3 Les vérifications nécessaires

- **Vérification à l'ELU**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,07 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A$ Non vérifiée \rightarrow on ferraille avec A_{\min}

On prend: $A_s = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3\Phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement :**

$$\text{Armatures principales : } St \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm; on adopte } St = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartitions: } St \leq \frac{60}{3} = 20 \text{ cm ; on adopte } St = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

ELU :

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,021 \text{ MPa}; \quad \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau} > \tau \dots \dots \dots$ vérifiée

• **Situation accidentelle**

$$V_u = F_p + Q = 0,97 + 1 = 1,97 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{1,97 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,028 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,26 \text{ MPa}$$

• **Vérifications à l'ELS**

✓ **Vérifications des contraintes**

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}; \quad N_{ser} = 2,03 \text{ KN}; \quad d = 0,07 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 N_{ser} \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \end{array} \right.$$

$$e_G = \frac{M_S}{N_S} = 0,295 > \frac{h}{2} = 0,05 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Calcul de y

$$c = e_G - \frac{h}{2} = 0,295 - 0,05 = 0,245 \text{ m} \quad \text{avec : } c < 0 \text{ et } y_c > 0 \text{ donc : } c = -0,245$$

$$y = y_c - c; \quad y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d-c) \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d-c)^2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} p = -0,175 \text{ m}^2 \\ q = 0,0276 \text{ m}^3 \end{array} \right.$$

$$\Delta = \frac{4p^3}{27} + q^2 \Rightarrow \Delta = \frac{4 \times (-0,175)^3}{27} + 0,0276^2 = -3,22 \times 10^{-5} < 0 \Rightarrow \text{trois racines réelles.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1 = 0,266 - 0,245 = 0,021 \text{ m} \\ y_2 = -0,480 - 0,245 = -0,725 \text{ m} \\ y_3 = 0,194 - 0,245 = -0,051 \text{ m} \end{array} \right.$$

On a : $y = y_1 = 0.021 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d-y) = \frac{1}{2} (0,021)^2 - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times (0,07 - 0,021) = 7,2 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{2,03 \times 10^{-3} \times 0,021}{7,2 \times 10^{-5}} = 0,59 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} &= 15 \times 2,03 \times 10^{-3} \frac{(0,07 - 0,021)}{7,2 \times 10^{-5}} = 20,72 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

Donc : $\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} = 0,59 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \sigma_{st} = 20,72 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} & \dots\dots \text{vérifiée} \end{aligned} \right.$

III.7.4 Schéma de ferrailage de l'acrotère :

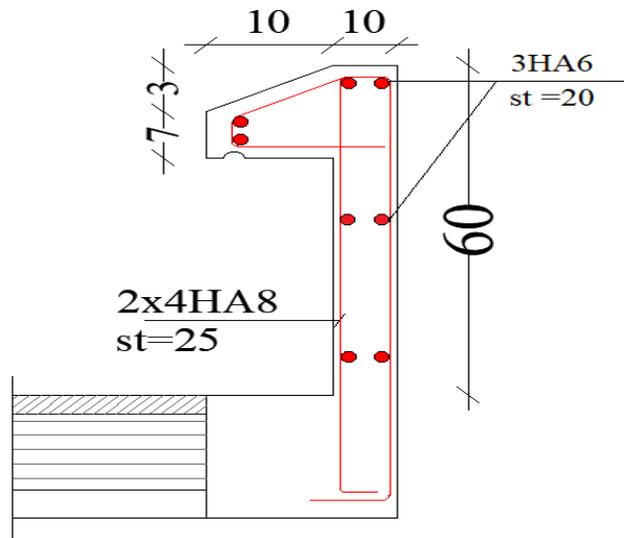


Figure III.19 Schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitre IV :
Etude dynamique

Introduction :

Le nord d'Algérie est une région où des tremblements de terre peuvent se produire en provoquant des dégâts importants. Ce qui nécessite une étude dynamique rigoureuse pour adopter à la structure une rigidité et ductilité suffisantes, d'assurer une bonne résistance dans le but de limiter les dégâts face à un séisme modéré.

IV.1 Méthodes de calcul

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- **Méthode statique équivalente.**
- **Méthode d'analyse modale spectrale.**
- **Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.**

IV.1.1. La méthode statique équivalente

- Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus de **65m** en zone I et IIa et de **30m** en zone IIb et III. **RPA99 (article 4.1.2).**

IV.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale

Par la méthode dynamique spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.2 Calcul de la force sismique V_{St} :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} \quad \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

A : coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R: coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

R : facteur de qualité.

❖ **Coefficient d'accélération de la zone « A » :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Group d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{array} \right. \Rightarrow A=0,15$$

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen « D »**

Qui est en fonction de la catégorie de site, de l'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T), il est donné par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,00 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,00 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. RPA 99 (Tableau 4.7)

On a un sol très faible (site S4) $\Rightarrow T_1=0,15 \text{ s}, T_2=0,7 \text{ s}$

η Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (**RPA99/version2003**) **tableau 4.2**

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 7 \%$$

$$\xi=7 \% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,881 > 0,7$$

Calcul de la période fondamentale de la structure : « T »:

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{\frac{3}{4}} & \text{RPA99 / 2003 (formule 4-6)} \\ T = 0,09 H / \sqrt{L} & \text{RPA99 / 2003 (formule 4-7)} \end{cases}$$

$C_T=0,05$: coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et de remplissage (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

$$\begin{cases} L_x = 26,85 \text{ m} \\ L_y = 19,00 \text{ m} \end{cases}$$

On aura :

$$\begin{cases} T_x = \min (0,642s ; 0,749s) \\ T_y = \min (0,763s ; 0,749s) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,642s \\ T_y = 0,749s \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,91 \\ D_y = 1,82 \end{cases}$$

❖ **facteur de qualité « Q »:**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \text{ RPA99/2003 (Formule (4-4))}$$

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Obs	Pq sens xx	Obs	Pq sens yy	Condition non vérifier
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0,05	yy : Système de portique (deux travées)
2	Redondance en plan	Non	0,05	Oui	0	Xx : moins de quatre (04) files de portiques
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05	$\frac{l_x}{LX} \leq 0,25$; $\frac{l_y}{LY} \leq 0,25$
4	Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05	$\frac{B_l}{B_{l-1}} \geq 0,8$
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0	/
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0	/

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1,15 \end{cases}$

❖ **Poids total de la structure « W » :**

W est égal à la somme des poids Wi, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec:} \quad W_i = W_{Gi} + \beta w_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4-5))}$$

w_{gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, d'où : $\beta = 0,2$ (habitation)

$\beta = 0,6$ (commerce) **tableaux (4-5) de RPA99/2003**

$\Rightarrow W = 50201,14 \text{ KN}$

❖ « **R** » Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow R = 5$.

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{Stx} = 3308 \text{ KN} \\ V_{Sty} = 3152,1 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.2.1 Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_\alpha}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \left(1,25A \right) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(1,25A \right) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,00 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(1,25A \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,00 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (4-13)}$$

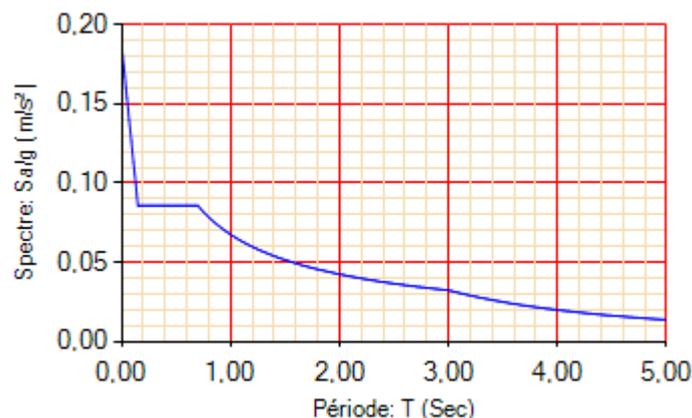


Figure IV. 1 Spectre de réponse.

IV.3 Résultats Obtenue :

IV.3.1 Disposition des voiles de contreventement :

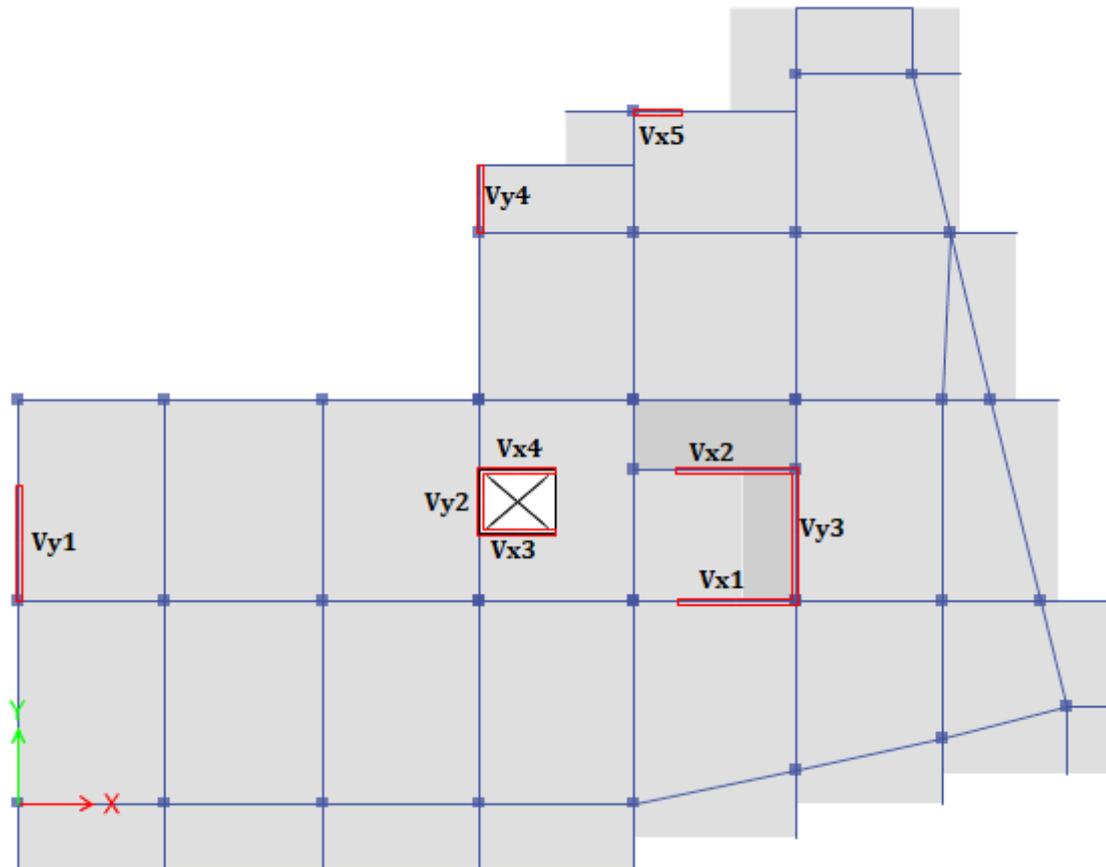


Figure IV.2 Plans de disposition des voiles.

IV.3.2 Mode de vibration et taux de participation des masses :

Tableau III.2 Période et taux de participation massique de la structure

Mode	Période	%de la masse modale		%cumulé de la masse modale	
		UX	UY	SumUX	Sum UY
1	0,502	0,6506	0,0361	0,6506	0,0361
2	0,492	0,0424	0,6173	0,693	0,6533
3	0,485	0,0016	0,034	0,6946	0,6874
4	0,154	0,1211	0,0012	0,8158	0,6886
5	0,151	0,0439	0,0002	0,8596	0,6887
6	0,146	0,0004	0,1738	0,8601	0,8625
7	0,078	0,0182	0,0001	0,8782	0,8626
8	0,076	0,0449	0,0005	0,9231	0,8632
9	0,072	0,0001	0,0638	0,9232	0,9269
10	0,05	0,0029	0,0029	0,9261	0,9299
11	0,048	0,0283	0,001	0,9544	0,9308
12	0,045	0,0002	0,0269	0,9545	0,9578

IV.3.2.1 Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X est atteint les 90% au bout du 8^{ème} mode et selon l'axe Y au bout du 9^{ème} mode.

IV.3.2.2 Les modes de vibrations :

Le premier mode est un mode de translation selon l'axe X-X suivi de translation selon Y-Y :

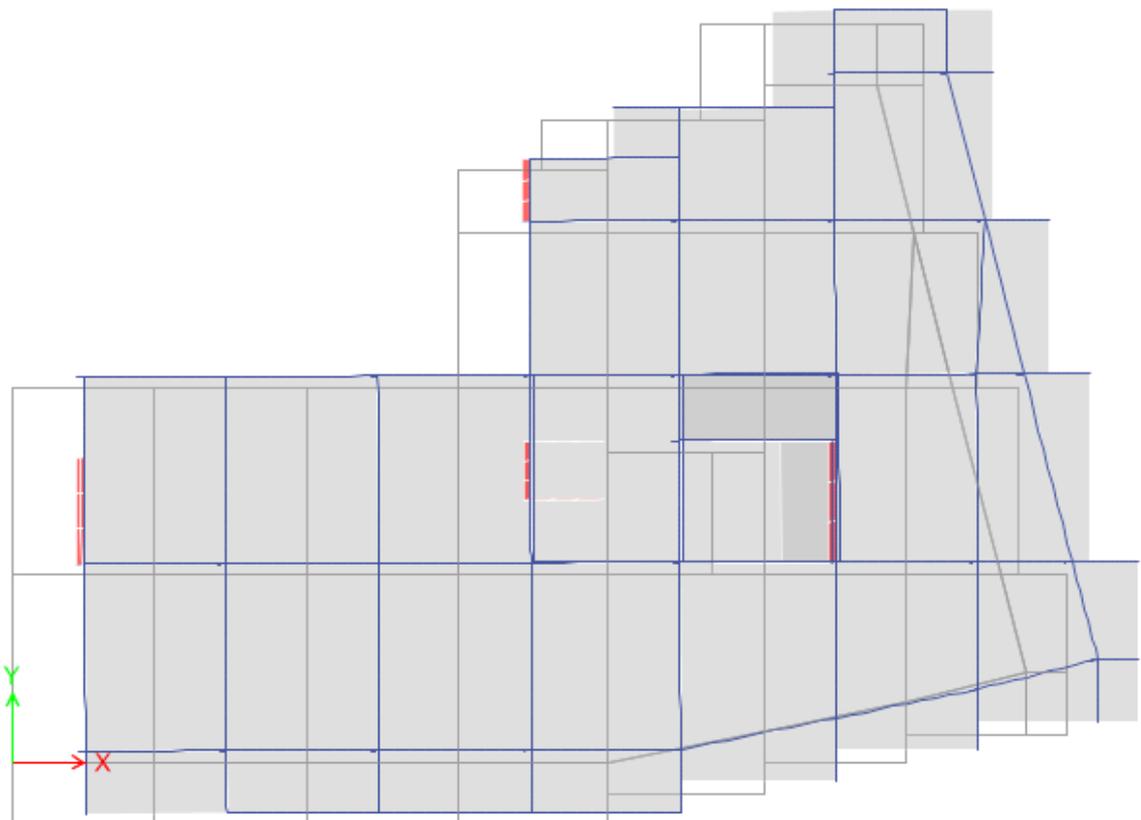


Figure IV.3 Mode 1 de déformation (translation selon l'axe X-X suivi de translation selon Y-Y).

Le deuxième mode est un mode de translation selon l'axe Y-Y suivi de translation selon X-X

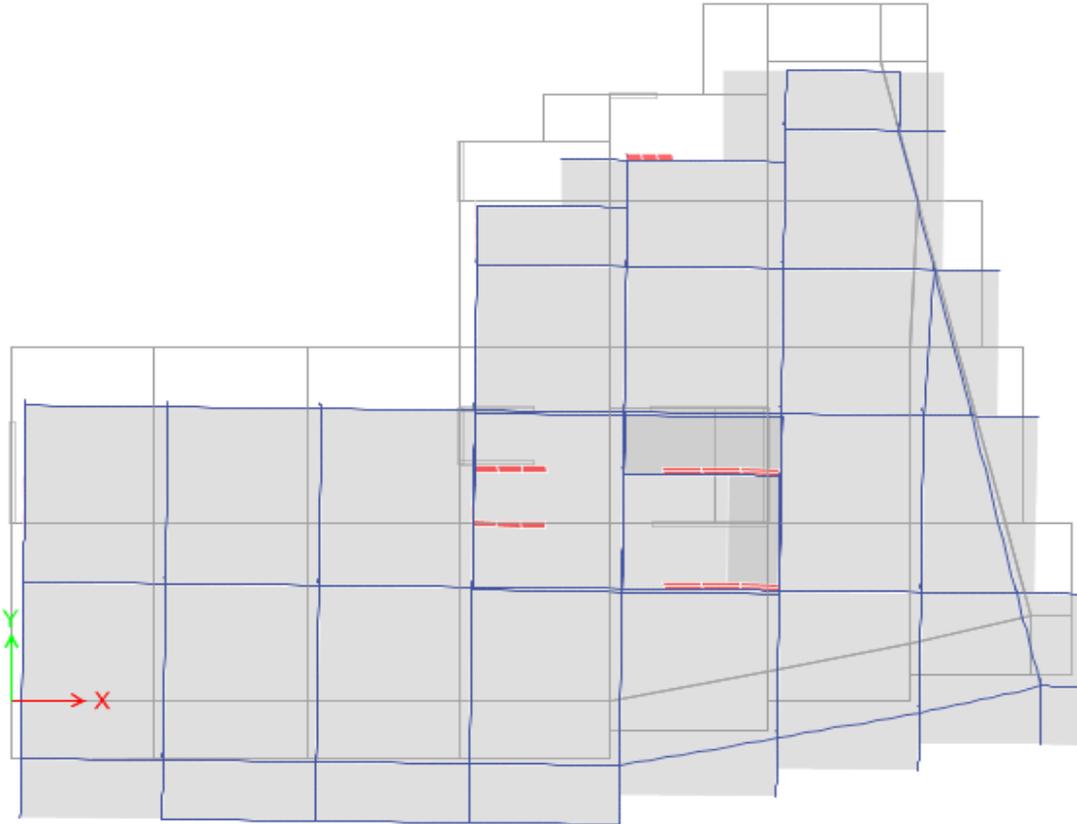


Figure IV.4 Mode 2 de déformation (translation selon l'axe Y-Y suivi de translation selon X-X).

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z

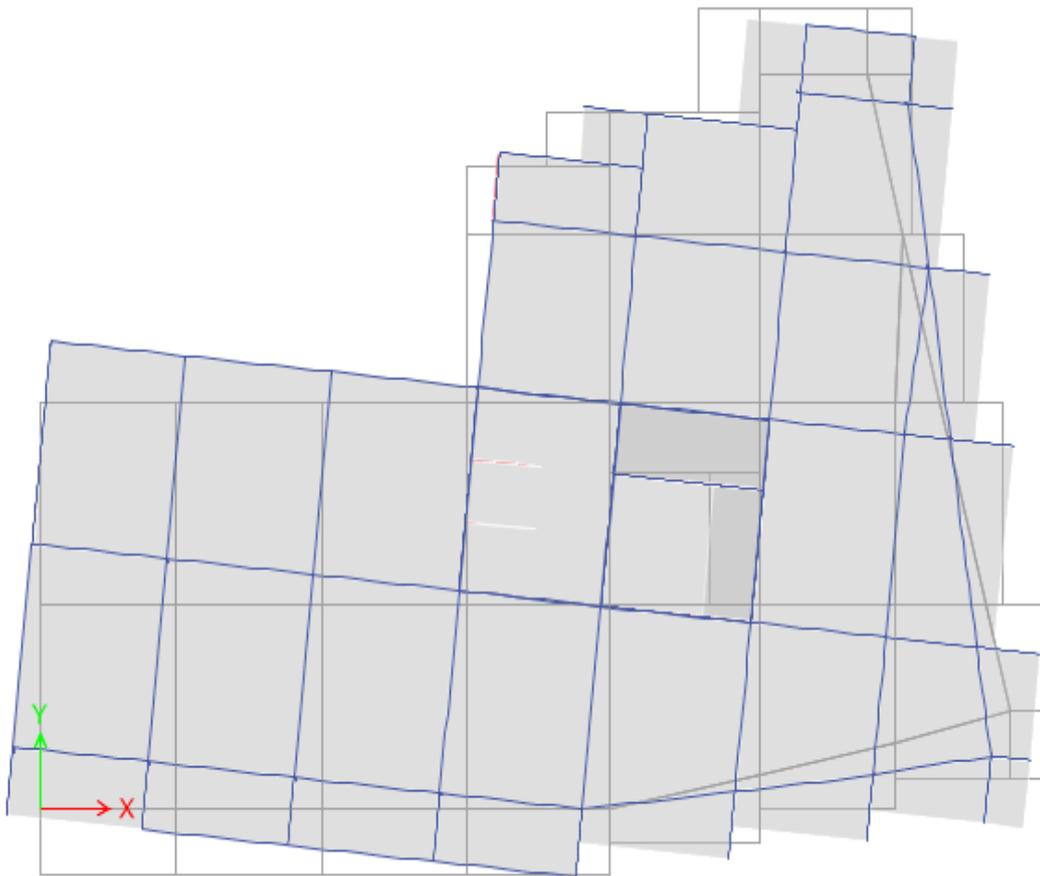


Figure IV.5 Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

IV.3.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.3.3.1 Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

❖ **Sous charges verticales :**

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

❖ **Sous charges horizontales :**

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
9 ^{eme} étage	3760,09	492,35	88,42	11,58	vérifiée
8 ^{eme} étage	7796,89	1545,43	83,46	16,54	vérifiée
7 ^{eme} étage	12004,91	2534,69	82,57	17,43	vérifiée
6 ^{eme} étage	16376,29	3363,06	82,96	17,04	vérifiée
5 ^{eme} étage	20910,22	4224,96	83,19	16,81	vérifiée
4 ^{eme} étage	25651,56	4882,98	84,01	15,99	vérifiée
3 ^{eme} étage	30463,36	5598,42	84,48	15,52	vérifiée
2 ^{eme} étage	35524,60	6069,15	85,41	14,59	vérifiée
1 ^{er} étage	41098,89	6633,73	86,10	13,90	vérifiée
RDC	45354,82	6922,38	86,76	13,24	vérifiée

Tableau IV .4 Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	Portique (KN)	Voile (KN)	Portique (KN)	Voile (KN)	Portique(%)	Voile (%)	Portique (%)	Voile (%)
9 ^{eme} étage	509,24	130,67	465,80	160,13	79,58	20,42	74,42	25,58
8 ^{eme} étage	637,04	218,93	552,88	308,67	74,42	25,58	64,17	35,83
7 ^{eme} étage	676,90	438,44	597,44	557,89	60,69	39,31	51,71	48,29
6 ^{eme} étage	920,87	463,93	800,06	643,42	66,50	33,50	55,43	44,57
5 ^{eme} étage	909,82	680,06	804,82	887,40	57,23	42,77	47,56	52,44
4 ^{eme} étage	1104,48	677,03	968,46	943,13	62,00	38,00	50,66	49,34
3 ^{eme} étage	1030,74	877,59	920,07	1165,75	54,01	45,99	44,11	55,89
2 ^{eme} étage	1133,41	898,88	1005,59	1220,46	55,77	44,23	45,17	54,83
1 ^{er} étage	1067,27	1095,70	962,97	1389,67	49,34	50,66	40,93	59,07
RDC	1223,35	1149,14	1226,47	1230,53	51,56	48,44	49,92	50,08

-On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

IV .3.3.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Tel que :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c :est l'aire (section brute) de cette dernière.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV .5Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	v	Observation
RDC	0,4225	2889,5	0,273	vérifiée
Etage 1et 2	0,36	2713,61	0,291	vérifiée
Etage 3 et 4	0,3025	2080,84	0,275	vérifiée
Etage 5 et 6	0,25	1453,54	0,232	vérifiée
Etage 7 et 8	0,2025	837,86	0,165	vérifiée
Etage 9	0,1225	292,03	0,095	vérifiée

IV.3.3.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{st} \text{ RPA99/2003 (art 4.3.6).}$$

Si $V_{dyn} < 0,8V_{st} \Rightarrow$ il faut augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport

$$0,8V_{st} / V_{dyn} .$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV 6Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	$V_{dynamique}$	$0,8 V_{statique}$	Observation
X-X	903,88	2646,4	Non vérifiée
Y-Y	900,68	2521,7	Non vérifiée

N.B : la condition de la résultante des forces sismiques n'est pas vérifiée suivant le sens XX et le sens YY. Donc on doit augmenter les paramètres de réponse de :

$$r = \frac{0,8 \times V_{st}}{V_{dyn}} \rightarrow r = \begin{cases} \text{XX: } 2,92 \\ \text{YY: } 2,79 \end{cases}$$

Tableau IV 7 La résultante des forces sismiques à la base après augmentation

Sens	V _{dynamique}	0,8 V _{statique}	Observation
X-X	2648,57	2646,4	vérifiée
Y-Y	2522,10	2521,7	vérifiée

IV .3.3.4Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

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 : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$ **formule (4-9)**

Tel que :

δ_k : Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure (art4.4.3)

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV .7Vérification des déplacements relatifs selon X-X.

Niveau	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	h_k (mm)	Δ_k/h_k (%)	observation
9	18,9334	94,6669	8,5282	3060	0,279	vérifiée
8	17,2277	86,1387	9,3408	3060	0,305	vérifiée
7	15,3596	76,7980	10,3557	3060	0,338	vérifiée
6	13,2885	66,4423	10,9856	3060	0,359	vérifiée
5	11,0913	55,4567	11,5209	3060	0,377	vérifiée
4	8,7871	43,9357	11,4357	3060	0,374	vérifiée
3	6,5000	32,5001	11,0204	3060	0,360	vérifiée
2	4,2959	21,4797	9,7640	3060	0,319	vérifiée
1	2,3431	11,7157	7,7386	3060	0,253	vérifiée
RDC	0,7954	3,9771	3,9771	3230	0,123	vérifiée

Tableau IV.8 Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y

Niveau	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δk (mm)	h_k (mm)	$\Delta k/h_k$ (%)	observation
9	17,561	87,804	8,380	3060	0,274	vérifiée
8	15,885	79,423	9,110	3060	0,298	vérifiée
7	14,063	70,313	9,905	3060	0,324	vérifiée
6	12,082	60,408	10,315	3060	0,337	vérifiée
5	10,019	50,093	10,666	3060	0,349	vérifiée
4	7,885	39,427	10,416	3060	0,340	vérifiée
3	5,802	29,011	9,910	3060	0,324	vérifiée
2	3,820	19,101	8,670	3060	0,283	vérifiée
1	2,086	10,431	6,849	3060	0,224	vérifiée
RDC	0,716	3,582	3,582	3230	0,111	vérifiée

IV.3.3.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon RPA99/2003 (art5.9), Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-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 : Effort tranchant d'étage au niveau "k": $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Si $0,10 < \theta_k < 0,20$, 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° ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$

Si $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.9 Vérification de l'effet P- Δ selon le sens X-X

Niveau	P_k kN	V_x kN	Δ_k (m)	h_k	θ_k	observation
9	4685,49	538,28	8,53	3060	0,02	Vérifiée
8	9354,95	902,33	9,34	3060	0,03	Vérifiée
7	14024,42	1259,69	10,36	3060	0,04	Vérifiée
6	18813,79	1585,66	10,99	3060	0,04	Vérifiée
5	23665,07	1873,53	11,52	3060	0,05	Vérifiée
4	28648,87	2119,19	11,44	3060	0,05	Vérifiée
3	33632,68	2317,11	11,02	3060	0,05	Vérifiée
2	38761,65	2466,69	9,76	3060	0,05	Vérifiée
1	44318,90	2588,72	7,74	3060	0,04	Vérifiée
RDC	50201,15	2647,35	3,98	3230	0,02	Vérifiée

Tableau IV .10 Vérification de l'effet P- Δ selon le sens Y-Y

Niveau	P_k kN	V_y kN	Δ_k (m)	h_k	θ_k	observation
9	4685,49	521,13	8,38	3060	0,02	Vérifiée
8	9354,95	871,83	9,11	3060	0,03	Vérifiée
7	14024,42	1209,89	9,91	3060	0,04	Vérifiée
6	18813,79	1515,00	10,32	3060	0,04	Vérifiée
5	23665,07	1784,31	10,67	3060	0,05	Vérifiée
4	28648,87	2013,98	10,42	3060	0,05	Vérifiée
3	33632,68	2199,75	9,91	3060	0,05	Vérifiée
2	38761,65	2342,12	8,67	3060	0,05	Vérifiée
1	44318,90	2461,25	6,85	3060	0,04	Vérifiée
RDC	50201,15	2520,94	3,58	3230	0,02	Vérifiée

IV. 4 Conclusion

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003**, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles

Dimensions finales des différents éléments

- Les voiles : $e=15$ cm pour tous les étages

- les poutres : $\left\{ \begin{array}{l} \text{poutres principales } (40 \times 30) \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires } (35 \times 30) \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

- Les poteaux :
 - Sous sol et RDC $(65 \times 65) \text{ cm}^2$
 - 1^{ere} et 2^{eme} étage $(60 \times 60) \text{ cm}^2$
 - 3^{eme} et 4^{eme} étage $(55 \times 55) \text{ cm}^2$
 - 5^{eme} et 6^{eme} étages $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
 - 7^{eme} et 8^{eme} étages $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
 - 9^{eme} et 10^{eme} étages $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

Chapitre V :
Etude des éléments
structuraux

Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations par le logiciel **ETABS V16**, nous passons à la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **CBA93, RPA99/Version 2003** et le **BAEL 99**.

V.1 Etude des poutres :

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **ETABS V16**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$; $G + Q$
- $G + Q \pm E$; $0,8G \pm E$

V.1.1 Recommandation du RPA99/Version 2003**a) Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi^{\max}$ (zone IIa)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) & \text{Dans la zone nodale.} \\ S \leq \frac{h}{2} & \text{En dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

Avec : ϕ le plus petit diamètre des barres utilisées.

h : La hauteur de la poutre.

V.1.2 Sollicitations maximales dans les poutres :

Les sollicitations sont tirées du logiciel **ETABS 2016** :

Tableau V.1 Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principale & Secondaire

Niveaux	Poutres principale			Poutres secondaire		
	M _{travée}	M _{appui}	V	M _{travée}	M _{appui}	V
RDC	54,72	-66,49	183,16	56,9	-63,88	122,82
Etage courants	100,18	-110,11	-134,88	75,4	-86,78	136,3
Terrasse inaccessible	46,49	-91,42	-84,37	35,96	-64,44	66,92

V.1.3 Ferrailage des poutres :

a. Armatures longitudinales :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale de RDC (40×30) :

La plus sollicitée Avec les sollicitations suivantes : $\begin{cases} M_a = -66,49\text{kN.m} \\ M_t = 54,72\text{kN.m} \end{cases}$

En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,108 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0,143$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,358$$

$$\text{calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = 5,33 \text{ cm}^2$$

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,088 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0,115$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,362$$

$$\text{calcul de A : } A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = 4,34 \text{ cm}^2$$

Les ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.2 Armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	Section (cm ²)	Position	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A (choisi)
RDC	Poutre principale	40x30	Appuis	5,33	6	6HA12 A=6,79
			travée	4,34		6HA12 A=6,79
	Poutre secondaire	35x30	Appuis	6,03	5,25	6HA12 A=6,79
			travée	5,32		6HA12 A=6,79
Etagé courants	Poutre principale	40x30	Appuis	9,29	6	3HA16+3HA12 =9,45
			travée	8,35		3HA16+3HA12 =9,45
	Poutre secondaire	35x30	Appuis	8,48	5,25	3HA16+3HA12 =9,45
			travée	7,24		3HA16+3HA12 =9,45
Terrasse inaccessible	Poutre principale	40x30	Appuis	7,55	6	3HA16+3HA12 =9,45
			travée	3,67		6HA12 A=6,79
	Poutre secondaire	35x30	Appuis	6,09	5,25	6HA12 A=6,79
			travée	3,27		5HA12=5,65

b. Les armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par : $\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

- Poutre principales : $\phi \leq \min(12; 11,42; 30) = 11,42\text{mm}$; soit $\phi_t = 8\text{ mm}$

Donc on adopte pour un cadre et un étrier d'où 4HA8=2,01 cm².

- Poutre secondaires : $\phi \leq \min(12; 10; 30) = 10\text{ mm}$; soit : $\phi_t = 8\text{ mm}$.

Donc on adopte pour un cadre et un étrier d'où 4HA8=2,01 cm²

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

Selon RPA99/2003 (art7.5.2.2) :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{ cm}\right)$

- Poutres principales : $S_t \leq \min(10; 14,4; 30) = 10\text{ cm}$ soit $S_t = 10\text{ cm}$.

- Poutres secondaires : $S_t \leq \min(8,75; 14,4; 30)$ soit $S_t = 8\text{ cm}$

- **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales : $S_t \leq \frac{40}{2} = 20\text{ cm} \Rightarrow$ soit : $S_t = 15\text{ cm}$

- Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5\text{ cm} \Rightarrow$ soit : $S_t = 15\text{ cm}$

➤ **Vérifications des armatures transversales**

- Pour les poutres principales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

- Pour les poutres secondaires

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 2,01 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Condition vérifiée.}$$

Longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est : $L_r > 40\phi_l$

$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 75 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$; On adopte $= 60 \text{ cm}$

➤ **Vérification du pourcentage des armatures selon le RPA :**

$$\begin{aligned} \text{Poutre principale : } & \begin{cases} \text{en zone courante : } A_{\max} = 4\% \text{ b.h} = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \\ \text{en zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% \text{ b.h} = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \end{cases} \\ \text{Poutre secondaire : } & \begin{cases} \text{en zone courante : } A_{\max} = 4\% \text{ b.h} = 42 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \\ \text{en zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% \text{ b.h} = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \end{cases} \end{aligned}$$

Les conditions sont vérifiées.

V.1.4 Les vérification nécessaire

❖ **Vérification à l'ELU :**

1) Vérification des contraintes tangentielles

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \text{tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA}$$

Tableau V.3 Vérification de l'effort tranchant

Poutre	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Principale	134,88	1,18	3,33	vérifiée
Secondaire	136,3	1,37	3,33	vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutre	Local	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Principales	Appui	-87,46	14,8	108713,44	11,90	15	vérifiée
	Travée	15,12	14,8	108713,44	2,05	15	vérifiée
secondaires	Appui	-22,41	13,55	78502,52	3,86	15	vérifiée
	travée	7,97	13,55	78502,52	1,37	15	vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

Le tableau suivant résume les vérifications des conditions de flèche :

Tableau V.5 Vérification de l'état limite de déformation.

Poutre	h (cm)	b (cm)	L (m)	As (cm ²)	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
Principale	40	30	5,15	9,45	0,077 > 0,0625	0,077 > 0,075	0,0082 < 0,0105
Secondaire	35	30	4,10	9,45	0,085 > 0,0625	0,085 > 0,069	0,0095 < 0,0105

Les conditions sont vérifiées c'est inutile de vérifier la flèche.

V.1.5 Schémas des ferrillages des poutres :

Etage courant

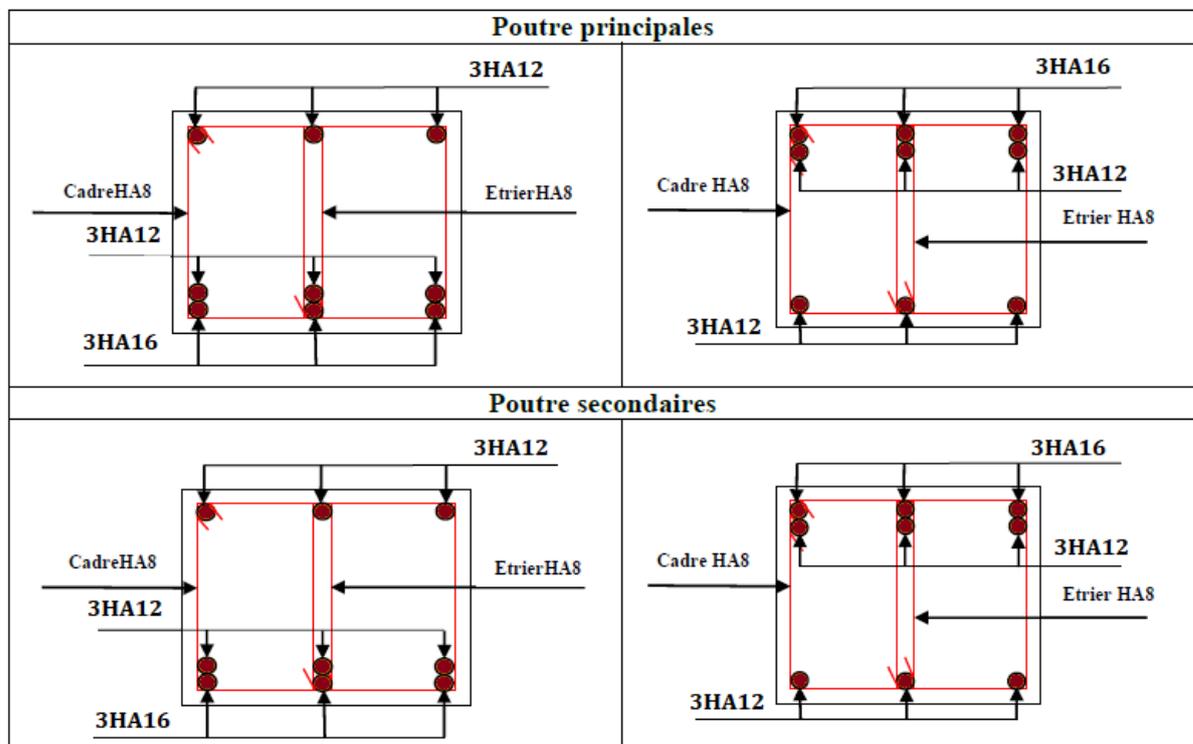


Figure V.1 Ferrillage des poutres de l'étage courant

Terrasse

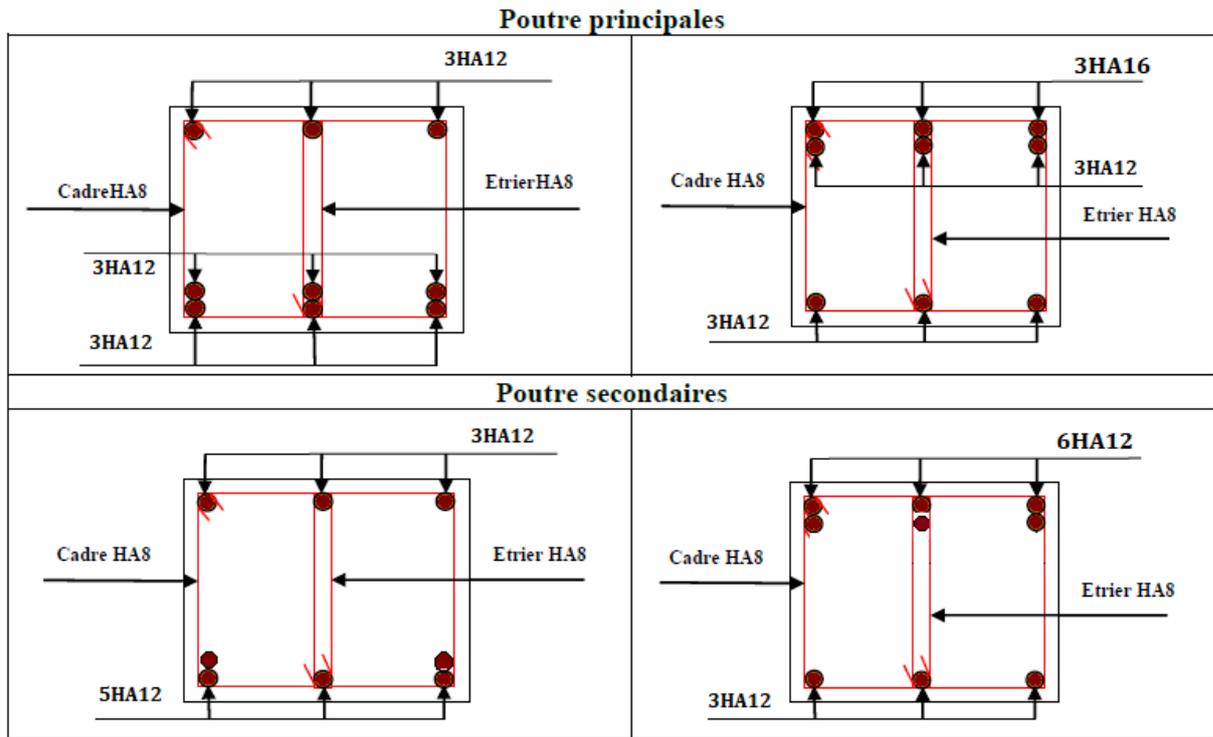


Figure V.2 Ferrailage des poutres de terrasse.

V.2 Étude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l’action des sollicitations les plus défavorables (effort normal N positif (compression) ou négatif (traction) et moment fléchissant M) résultants des combinaisons d’action données comme suit :

- $1,35G + 1,5Q$; $G + Q$
- $G + Q \pm E$; $0,8G \pm E$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

V.2.1 Les sollicitations maximales :

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant les combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	V (kN)
s.sol et RDC	3354,96 → -121,7	164,29 → 507,19	-850,24 → 26,35	123,11
Etage 1 et 2	2814,62 → -93,87	-113,74 → 1551,86	-528,19 → 43,77	-109,7
Etage 3 et 4	2080,84 → 44,77	-124,60 → 1356,38	-134,21 → 39,26	-80,18
Etage 5 et 6	1453,54 → 45,77	-115,08 → 809,03	-280,42 → 47,21	-76,84
Etage 7 et 8	837,86 → 43,93	-90,41 → 405,01	-7,55 → 32,22	-61,07
Etage 9	292,03 → -33,84	-71,08 → 144,12	-21,58 → 2,06	-50,13

➤ **Recommandation du RPA 99/ version 2003**

a) Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$ (Diamètre minimale utilisée pour les barres longitudinales).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_c}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_c} \quad (\text{art 7.4.2.2})$$

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_1^{min}, 15 \text{ cm})$ en zone IIa

- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_1^{\min}$ en zone IIa

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 & \text{interpoler entre les valeurs précédentes} \end{cases}$$

V.2.2 Calcul de ferrailage :

➤ **Ferrailage longitudinal**

Exemple de calcul (poteau RDC (65*65)) :

$N^{\max} = 3354,96 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{corr}} = -121,7 \text{ KN.m} \dots\dots\dots A_1$

$M^{\max} = 164,29 \text{ KN.m} \rightarrow N^{\text{corr}} = 507,19 \text{ KN} \dots\dots\dots A_2$

$N^{\min} = -850,24 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{corr}} = 26,35 \text{ KN.m} \dots\dots\dots A_3$

$A = \max (A_1, A_2, A_3)$

a) Calcul sous N^{\max} et M^{corr} :

$e_G = \frac{M}{N} = 0,036 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,325 \text{ m}$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section ; Il faut vérifier la condition suivante :

$N_u \times (d - d') - M_{UA} \leq (0,337h - 0,81d') b \times h \times f_{bu}$

Calcul de M_{UA} :

$M_{UA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1111,41 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition :

$N_u \times (d - d') - M_{UA} = 868,01 \text{ KN.m} = 0,868 \text{ MN.m}$

$(0,337h - 0,81d') b \times h \times f_{bu} = 1,168 \text{ MN.m}$

$0,868 < 1,168 \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul du ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,313 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,485$$

$$z = 0,499$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = 0,0064 \text{ m}^2 = 64 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = -0,00324 \text{ m}^2 = -32,4 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend $A = 0 \text{ cm}^2$

b) Calcul sous M^{\max} et N^{corr} :

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,323 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,325 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section ; Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u \times (d - d') - M_{UA} \leq (0,337h - 0,81d') b \times h \times f_{bu}$$

Calcul de M_{UA} :

$$M_{UA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 313,91 \text{ KN.m}$$

Vérification de la condition :

$$N_u \times (d - d') - M_{UA} = -14,66 \text{ KN.m} = -0,014 \text{ MN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d') b \times h \times f_{bu} = 1,168 \text{ MN.m}$$

$0,014 < 1,168 \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul du ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,0884 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,115$$

$$z = 0,591$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = 0,00152 \text{ m}^2 = 15,2 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = -0,000068 \text{ m}^2 = -0,68 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend $A = 0 \text{ cm}^2$

c) Calcul sous N^{\min} et M^{corr}

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,0309 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,325 \text{ m}$$

N_u de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section donc la section est entièrement tendue.

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10} \times (d - d')} = 10,97 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10} \times (d - d')} = 13,45 \text{ cm}^2$$

$$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

avec : $e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 0,325 \text{ m}$
 $e_2 = (d - d') - e_1 = 0,265 \text{ m}$

Le tableau suivant résume le ferrailage de tous les poteaux.

Tableau V.7 Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{Rpa} ^{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
s.sol et RDC	65*65	13,45	33,8	36,70	4HA20+12HA16
Etage 1 et 2	60*60	9,73	28,8	31,04	4HA20+12HA14
Etage 3 et 4	55*55	6,84	24,2	24,89	4HA20+8HA14
Etage 5 et 6	50*50	3,33	20	20,36	4HA16+8HA14
Etage 7 et 8	45*45	1,61	16,2	20,36	4HA16+8HA14
Etage 9	40*40	0,41	12,8	14,20	4HA16+4HA14

➤ **Ferrailage transversale :**

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales :

Tableau V.8 Ferrailage transversales des poteaux

Niveau	s.sol	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9
Section(cm ²)	65*65	65*65	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40
φ ₁ ^{min} (cm)	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
L _f (cm)	178,5	226,1	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
λ _g	2,74	3,47	3,57	3,89	4,28	4,76	5,35
V (KN)	123,11	123,11	109,7	80,18	76,84	61,07	50,13
t _{Z,nodal} (cm)	10	10	10	10	10	10	10
t _{Z,recouv} (cm)	10	10	10	15	15	15	15
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
A _t (cm ²)	1,77	1,77	1,71	1,36	2,16	1,9	1,17
A _t ^{min} (cm ²)	5,2	2,75	2,65	4,31	4,11	4,02	1,8
A _t ^{adop} (cm ²)	8HA10 A=6,28	8HA10 A=6,28	8HA10 A=6,28	6HA10 A=4,71	6HA10 A=4,71	6HA8 A=4,71	4HA8 A=2,01

V.2.2.1 Vérifications nécessaires

➤ **Vérification au flambement :**

On doit vérifier que :
$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

L'élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{b} \quad \text{pour une section rectangulaire.}$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } 0 \leq \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \\ \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \end{array} \right. \Rightarrow B_r = (a-2) \times (b-2) \quad \text{pour une section rectangulaire}$$

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 Vérification au flambement des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (KN)	N _d (KN)
s.sol	65*65	2,55	1,78	9,45	0,848	36,7	0,3969	7315,29	3354,96
RDC	65*65	3,23	2,26	12,03	0,847	36,7	0,3969	7306,66	3354,96
Etage 1 et 2	60*60	3,06	2,14	12,34	0,847	31,04	0,3364	6190,96	2814,62
Etage 3 et 4	55*55	3,06	2,14	13,46	0,847	24,89	0,2809	5139,25	2080,84
Etage 5 et 6	50*50	3,06	2,14	14,80	0,82	20,36	0,2304	4079,36	1453,54
Etage 7 et 8	45*45	3,06	2,14	16,45	0,814	20,36	0,1849	3363,64	837,86
Etage 9	40*40	3,06	2,14	18,51	0,805	14,20	0,1444	2550,22	292,03

D'après les résultats obtenus, il n'y'a pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

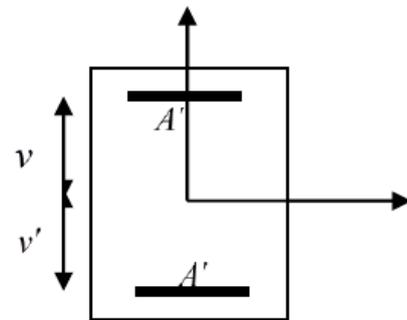
$$S = b \times h + 15(A + A') : \text{section homogénéisée}$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \end{array} \right. \text{ tel que :}$$



Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau V.10 vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	S.SOL RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9
Section(cm ²)	65*65	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40
d(cm)	63	57	52	47	42	37
A (cm ²)	36,7	31,04	24,89	20,36	20,36	14,20
V (cm)	36,01	33,09	30,19	27,39	25,05	21,99
V' (cm)	28,99	26,91	24,81	22,61	19,95	18,01
I _{yy'} (m ⁴)	0,0194	0,0138	0,0096	0,0044	0,0016	0,0009
S (m ²)	0,4776	0,4066	0,3398	0,2330	0,1438	0,1060
N _{ser} (MN)	2,115	1,982	1,522	1,063	0,612	0,214
M _{ser} (MN.m)	0,0269	0,0362	0,0393	0,0341	0,0287	0,0259
M _G ^{ser} (MN.m)	0,1008	0,0975	0,0800	0,0610	0,0432	0,0292
σ _{bc1} (MPa)	6,28	7,21	6,96	7,97	9,49	7,38
σ _{bc2} (MPa)	5,92	6,78	6,52	7,27	8,23	6,16
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15

On remarque $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ que donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillements :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \dots\dots\dots \text{RPA99 / V2003 (Art 7.4.3.2)}$$

$$\text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 Vérification des contraintes de cisaillements.

Niveau	Section cm ²	l _f cm	λ _g	ρ _d	d cm	V _u KN	τ _{bu} MPa	τ̄ _{bu} MPa	Obs
S.sol	65*65	1,78	2,74	0,04	62	123,11	0,305	1	Vérifiée
RDC	65*65	2,26	3,47	0,04	62	123,11	0,305	1	Vérifiée
1 et 2	60*60	2,14	3,57	0,04	57	-109,7	0,320	1	Vérifiée
3 et 4	55*55	2,14	3,89	0,04	52	-80,18	0,280	1	Vérifiée
5 et 6	50*50	2,14	4,28	0,04	47	-76,84	0,326	1	Vérifiée
7 et 8	45*45	2,14	4,75	0,04	42	-61,07	0,323	1	Vérifiée
9	40*40	2,14	5,35	0,075	37	-50,13	0,338	1,875	Vérifiée

➤ **Vérification de la zone nodale**

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

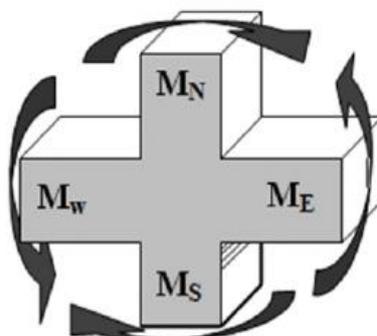


Figure V. 3 Répartition des moments dans la zone nodale.

• **Détermination du moment résistant**

Le moment résistant (M_R) d'une section dépend essentiellement :

Des dimensions de la section du béton, de la contrainte limite élastique des aciers et de la quantité d'armature dans la section.

$$\text{On: } M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{avec: } z = 0,9 \times h, \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Les moments résistants des poteaux et des poutres sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau V.12 Moments résistant dans les poteaux.

Niveau	h m	Z m	A _s cm ²	σ _s MPa	M _R KN.m
S.SOL et RDC	0,65	0,58	36,70	348	740,75
Etage 1 et 2	0,60	0,54	31,04	348	583,3
Etage 3 et 4	0,55	0,495	24,89	348	428,75
Etage 5 et 6	0,50	0,45	20,36	348	318,83
Etage 7 et 8	0,45	0,405	20,36	348	286,95
Etage 9	0,40	0,36	14,20	348	197,66

Tableau V.13 Moments résistants dans les poutres principales.

Niveau	local	h m	Z m	A _s cm ²	σ _s MPa	M _R KN.m
RDC	appui	0,4	0,36	A=6,79	348	85,06
	travée	0,4	0,36	A=6,79	348	85,06
Etage courants	appui	0,4	0,36	A=9,45	348	118,38
	travée	0,4	0,36	A=9,45	348	118,38
Terrasse inaccessible	appui	0,4	0,36	A=9,45	348	118,38
	travée	0,4	0,36	A=6,79	348	85,06

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 Vérification des zones nodales poutres principales.

niveau	Mn	Ms	Mn+Ms	Mw	Me	1,25(Mw+Me)	Obs
S.sol+RDC	740,75	740,75	1481,5	118,38	118,38	295,95	Vérifiée
Etage 1 et 2	583,3	583,3	1166,6	118,38	118,38	295,95	Vérifiée
Etage 3 et 4	428,75	428,75	857,5	118,38	118,38	295,95	vérifiée
Etage 5 et 6	318,83	318,83	637,66	118,38	118,38	295,95	vérifiée
Etage 7 et 8	286,95	286,95	573,9	118,38	118,38	295,95	vérifiée
Etage 9	197,66	197,66	395,32	118,38	118,38	295,95	vérifiée

NB : Notons que, d'après le RPA99/2003, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux.

V.2.3 Schéma de ferrailage

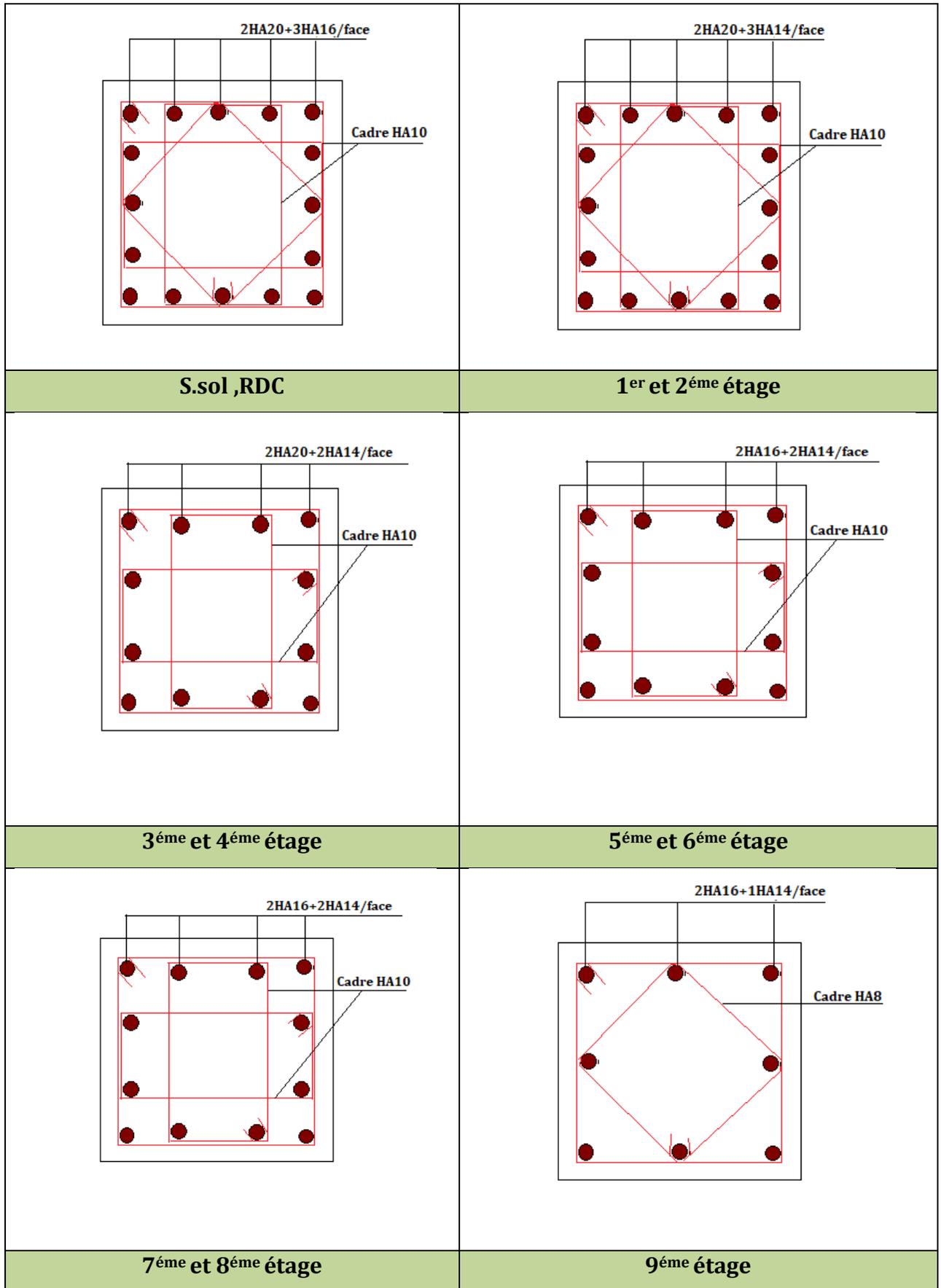


Figure V.4 Ferrailage des poteaux

V.3 Etude des voiles

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grands par rapport à la troisième appelée épaisseur, d'après le **RPA99 Version 2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ (l, a : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

➤ Exigence du RPA

Le **RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$; $G + Q \pm E$; $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$; $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$; $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$

➤ Recommandation du RPA99 version 2003**• Armatures verticales**

- 1) Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- 2) 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.
- 3) 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 $\rightarrow l_t$: longueur de la zone tendue.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile.

• Armatures Verticales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de diamètre $10\emptyset$.

• **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.

V.3.1 Calcul des sollicitations

Tableau V.15 les sollicitations dans les voiles au niveau du RDC et ETAGE 1 ; 2

Voile	e (cm)	N _{max} → M _{corr}		M _{max} → N _{corr}		N _{min} → M _{corr}		V (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
Vx1	15	2549,21	-30,14	742,46	1168,46	-498,66	31,45	-529,70
Vx2	15	2178,59	-56,73	563,90	1395,98	-367,50	60,18	522,58
Vx3	15	1252,29	-39,28	1113,12	-506,42	-51,51	44,03	148,33
Vx4	15	1141,63	-31,14	1026,27	-503,10	-5,36	40,10	148,03
Vx5	15	542,08	-211,38	542,08	-211,38	49,03	72,27	-87,96
Vy1	15	1468,7	-1049,31	1468,7	-1049,31	-13,88	940,35	-262,51
Vy2	15	1047,87	-25,34	636,88	-465,77	15,57	-1,05	214,85
Vy3	15	2579,70	-125,02	1315,38	-1402,87	-595,87	12,57	670,70
Vy4	15	1024,42	-407,29	1024,42	-407,29	-92,10	47,31	-136,90

Tableau V.16 les sollicitations dans les voiles au niveau du ETAGE 3 ;4 ;5

Voile	e (cm)	N _{max} → M _{corr}		M _{max} → N _{corr}		N _{min} → M _{corr}		V (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
Vx1	15	1692,35	-110,86	881,10	459,29	32,90	140,19	515,45
Vx2	15	1304,42	-92,33	736,39	776,03	158,11	142,39	556,94
Vx3	15	827,5	13,0	533,7	163,3	277,5	8,0	85,9
Vx4	15	718,31	15,42	445,69	156,28	229,56	4,64	81,61
Vx5	15	429,92	-38,72	348,48	-127,18	148,57	27,74	-73,60
Vy1	15	933,74	-156,51	767,55	-585,98	369,84	-9,11	-270,4
Vy2	15	682,06	-46,44	508,81	-426,25	274,64	25,82	-256,0
Vy3	15	1583,33	-82,06	558,52	768,60	73,05	-14,35	-629,9
Vy4	15	620,96	-39,06	586,95	-141,39	178,30	55,80	-61,83

Tableau V.17 les sollicitations dans les voiles au niveau du ETAGE 6 ;7 ;8

Voile	e (cm)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
Vx1	15	915,13	17,89	703,13	-407,89	277,96	-20,28	290,95
Vx2	15	757,78	40,00	399,80	270,29	177,09	63,01	308,80
Vx3	15	503,03	31,41	399,31	-140,07	185,67	-12,10	69,10
Vx4	15	436,71	33,66	353,84	-123,38	145,31	-11,20	58,90
Vx5	15	282,21	-40,44	134,24	96,87	75,45	87,95	-59,01
Vy1	15	600,16	-93,51	593,17	-261,29	103,05	257,98	-159,39
Vy2	15	414,62	-37,44	280,21	249,43	141,42	20,57	-162,49
Vy3	15	846,66	-25,97	584,75	-303,37	221,41	4,66	339,97
Vy4	15	358,91	-18,34	202,54	62,10	124,67	13,13	-33,17

Tableau V.18 les sollicitations dans les voiles au niveau de la terrasse.

Voile	e (cm)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
Vx1	15	288,25	31,79	159,59	179,75	23,23	-35,60	176,76
Vx2	15	230,97	-5,51	-79,33	207,89	-23,86	17,53	149,24
Vx3	15	122,64	16,37	102,09	-119,04	3,22	34,52	55,38
Vx4	15	110,22	8,58	89,67	-81,15	-3,97	28,17	36,52
Vx5	15	92,14	-76,18	10,77	99,86	-3,34	86,35	-57,50
Vy1	15	171,10	-117,89	171,10	-117,89	-16,70	83,61	-37,75
Vy2	15	127,33	-25,44	52,94	73,30	-16,98	17,50	-45,99
Vy3	15	306,32	-10,39	138,53	-145,10	0,55	-29,10	135,33
Vy4	15	84,20	-17,69	65,54	-36,24	5,41	32,48	-11,31

V.3.2 Ferrailages :

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

Tableau IV.19 ferrailage des voiles au niveau du RDC et 1^{er} ;2^{ème} ETAGE.

voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vx5	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4
L (m)	3	3	1,9	1,9	1,2	2,95	1,6	3,35	1,7
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	1168,46	1395,98	506,42	503,1	211,38	1049,31	465,77	1402,87	407,29
N (KN)	742,46	563,9	1113,12	1026,2	542,08	1468,7	636,88	1315,38	1024,4
V (KN)	529,7	522,58	148,33	148,03	87,96	262,51	214,85	670,7	136,9
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (KN/m ²)	1647,96	1625,80	728,64	727,16	684,13	830,54	1253,29	1868,62	751,61
A _{cal} (cm ²)	7,82	12,78	1,06	1,43	1,80	1,49	5,07	4,10	0,85
A _{v min}	6,75	6,75	4,28	4,28	2,70	6,64	3,60	7,54	3,83
A _{t min}	3,07	3,59	0,87	1,01	0,88	1,38	1,52	2,39	0,73
N _{bar/fac}	7HA12	12HA12	4HA12	4HA12	4HA12	7HA12	5HA12	7HA12	4HA12
St	12	10	12	10	10	10	10	10	10
A _{c min}	1,43	0,91	1,98	1,84	0,92	3,05	0,88	2,63	1,82
N _{bar/fac}	14HA10	8HA10	7HA10	8HA10	8HA10	15HA10	8HA10	17HA10	8HA10
St	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A _{h cal} (cm ²)	1,16	1,14	0,51	0,51	0,48	0,58	0,88	1,31	0,53
A _{h min} (cm ²)	2,30	2,69	0,65	0,76	0,66	1,03	1,14	1,80	0,55
N bar	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10

Tableau V.20 ferrailage des voiles au niveau du 3^{ème} au 5^{ème} ETAGE.

voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vx5	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4
L (m)	3	3	1,9	1,9	1,2	2,95	1,6	3,35	1,7
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	459,29	776,03	163,3	156,28	127,18	585,98	426,25	768,6	141,39
N (KN)	881,1	736,39	533,7	445,69	348,48	767,55	508,81	558,52	586,95
V (KN)	515,45	556,94	85,9	81,61	73,6	270,4	256	629,9	61,83
Section	SEC	SPC	SEC	SEC	SPC	SPC	SPC	SPC	SEC
τ (KN/m ²)	1603,6 2	1732,70	421,96	400,89	572,44	855,50	1493,33	1754,95	339,46
A_{cal} (cm²)	/	3,08	/	/	0,93	1,09	5,34	3,49	/
A_{v min}	6,75	6,75	4,28	4,28	2,70	6,64	3,60	7,54	3,83
A_{t min}	0,18	2,36	0,10	0,28	0,81	1,58	1,64	2,99	0,38
N_{bar/fac}	/	6HA12	/	/	3HA12	6HA12	5HA12	7HA12	/
St	/	15	/	/	10	10	10	10	10
A^c_{min}	4,32	2,14	2,75	2,57	0,99	2,85	0,76	2,04	2,17
N_{bar/fac}	6HA10	13HA10	4HA10	4HA10	8HA10	15HA10	8HA10	13HA10	5HA10
St	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A_{h cal} (cm²)	1,13	1,22	0,30	0,28	0,40	0,60	1,05	1,23	0,24
A_{h min} (cm²)	0,14	1,77	0,07	0,21	0,61	1,18	1,23	2,24	0,29
N bar	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10

Tableau V.21 ferrailage des voiles au niveau du 6^{ème} au 8^{ème} ETAGE .

voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vx5	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4
L (m)	3	3	1,9	1,9	1,2	2,95	1,6	3,35	1,7
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	407,89	270,29	140,07	123,38	96,87	261,29	249,43	303,37	62,1
N (KN)	703,13	399,8	399,31	353,84	134,24	593,17	280,21	584,75	202,54
V (KN)	290,95	308,8	69,1	58,9	59,01	159,39	162,49	339,97	33,17
Section	SPC	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC	SEC	SEC
$\tau_{(KN/m^2)}$	905,18	960,71	339,44	289,33	458,97	504,28	947,86	947,18	182,11
A_{cal} (cm²)	0,11	0,26	/	/	1,82	/	3,30	/	/
A_{v min}	6,75	6,75	4,28	4,28	2,70	6,64	3,60	7,54	3,83
A^t_{min}	0,62	1,17	0,28	0,26	1,30	0,46	1,68	0,36	0,19
N_{bar/fac}	7HA12	6HA12	/	/	4HA12	/	4HA12	/	/
St	15	15	/	/	10	/	10	/	/
A^c_{min}	3,88	3,33	2,57	2,59	0,50	3,96	0,72	4,67	2,36
N_{bar/fac}	3HA10	8HA10	5HA10	6HA10	8HA10	12HA10	8HA10	8HA10	4HA10
St	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A_{h cal} (cm²)	0,64	0,68	0,24	0,20	0,32	0,35	0,67	0,67	0,13
A_{h min} (cm²)	0,47	0,88	0,21	0,20	0,98	0,35	1,26	0,27	0,15
N bar	5HA10								

Tableau V. 22 ferrailage des voiles au niveau de la terrasse.

voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vx5	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4
L (m)	3	3	1,9	1,9	1,2	2,95	1,6	3,35	1,7
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	179,75	207,89	119,04	81,15	99,86	117,8 9	73,3	145,1	36,24
N (KN)	159,59	79,33	102,09	89,67	10,77	171,1	52,94	138,53	65,54
V (KN)	176,76	149,24	55,38	36,52	57,5	37,75	45,99	135,33	11,31
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SET	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (KN/m ²)	549,92	464,30	272,04	179,40	447,22	119,4 4	268,28	377,04	62,09
A_{cal} (cm²)	0,80	1,96	1,43	0,78	3,44	0,14	1,29	0,41	0,22
A_{v min}	6,75	6,75	4,28	4,28	2,70	6,64	3,60	7,54	3,83
A_{t min}	2,50	3,64	2,08	1,85	1,76	1,27	1,94	2,35	1,24
N_{bar/fac}	6HA12	6HA12	6HA12	4HA12	12HA12	6HA12	4HA12	7HA12	4HA12
St	10	10	10	10	10	10	10	10	10
A^c_{min}	2,00	0,86	0,77	1,00	/	3,16	0,46	2,68	1,31
N_{bar/fac}	7HA10	12HA10	7HA10	12HA10	/	20HA1 0	5HA10	13HA10	6HA10
St	15	15	15	15	/	15	15	15	15
A_{h cal} (cm²)	0,39	0,33	0,19	0,13	0,31	0,08	0,19	0,27	0,04
A_{h min} (cm²)	1,88	2,73	1,56	1,39	1,32	0,95	1,45	1,76	0,93
N bar	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10

V.3.3 Schema de ferrailage

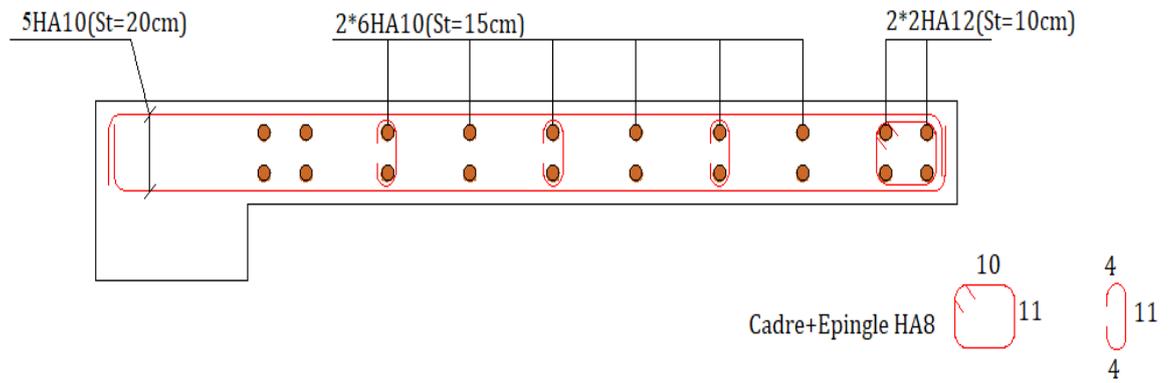


Figure V.5 Ferrailage du voile Vy4 au niveau terrasse .

Chapitre VI :
Etude de l'infrastructure

Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, puits ... : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces gravitaires et les forces horizontales.

Vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais pénétrométriques, les calculs de fondations ont abouti à un taux de travail de 0,8 bars à partir d'une profondeur de 4 m de la surface.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les paramètres suivants :

- La capacité portante du sol
- La charge à transmettre au sol
- La dimension des trames
- La profondeur d'ancrage

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux ou puits)

VI.1 Etude des fondations

VI.1.1. Combinaison de calcul

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E & ; & 1,35G + 1,5Q \\ 0,8G \pm E & ; & G + Q \end{cases}$$

VI.1.2 Vérification de la semelle isolée :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} = \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

N : L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel ETABS 2016.

$N = 2877,23KN$

S : Surface d'appui de la semelle, avec $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 0,80 \text{ bar}$.

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B, \text{ avec } a \text{ et } b \text{ sont des dimensions du poteau à la base.}$$

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,65}{0,65} \times \frac{2,87723}{0,08}} \Rightarrow B \geq 5,99 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 2.5 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas

VI.1.3 Vérification de la semelle filante.

On Choisit une semelle filante qui nous semble être la plus sollicitée, avec une largeur B et de longueur L, la surface totale de la semelle est donnée par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1561,94 \text{ KN} \quad N_2 = 1751,16 \text{ KN} \quad N_3 = 1873,24 \text{ KN} \quad N_4 = 2083,45 \text{ KN}$$

$$N_5 = 2181,65 \text{ KN} \quad N_6 = 1918,04 \text{ KN} \quad N_7 = 1105,45 \text{ KN} \quad N_8 = 1179,77 \text{ KN}$$

$$N = 13654,70 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{13654,7 \times 10^{-3}}{0,08 \times 25,9} = 6,59 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles filantes, vu que l'entre axe des poteaux est de 5,15 m, donc le choix des semelles filantes dans notre cas ne convient pas

VI .1.4 Vérification de Radier général

Puisque les semelles isolées et les semelles filantes ne passent pas, donc on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.1.4.1 Pré dimensionnement du radier :

$$N = 52895,91 \text{ KN (effort normal total transmet par la structure).}$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{52895,91 \times 10^{-3}}{0,08} = 661,19 \text{m}^2 \quad ; \quad S_{\text{bat}} = 393,42 \text{m}^2$$

On voit bien que la surface du radier est très grande par rapport à la surface de la structure. Il est indispensable de recourir à un autre type de fondation qui permet de réduire l'ampleur des tassements et d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

vu l'état générale du sol, et d'après les diagramme pénétrométriques montrant qu'il n'est pas possible de prévoir des fondation profonds par pieux prenant appui sur une couche suffisamment compacte et résistante ; un tel substratum n'est pas encore atteint à 15m de profondeur.

Pur remédier à se problème on propose de procéder à l'amélioration et renforcement de sol pour atteindre une capacité portante suffisante pour recevoir notre bâtiment.

Méthode d'amélioration :**1. Amélioration dans la masse :**

- Préchargement et drainage
- Vibrocompactage
- Compactage dynamique
- Injection solide

2. Amélioration et renforcement des sols par inclusions souples :

- Colonnes ballastées
- Substitution dynamique

Remarque : on applique l'une des méthodes pour avoir une résistance admissible

$$\bar{\sigma}_s = 1,4 \text{bars}$$

VI.1.4.2 Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage**

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{515}{20} = 25,75 \text{ cm on prend : } h_r = 30 \text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = 51,5 \text{ cm on prend : } h_t = 55 \text{cm}$$

Avec :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5,15$ m)

• **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{avec} \quad L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible)

K : Coefficient de raideur du sol $K = 4 \times 10^4$ KN/m³.

E : Module d'élasticité du béton $E = 3,216 \times 10^7$ KN/m².

I : Inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times k}{\pi^4 \times E}}$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times (5,15)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 0,7559 \text{ m}$$

Donc : $h_t = 80$ cm , $h_r = 30$ cm

• **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$N_{ser} = 52895,91$ KN, poids total transmis par la superstructure.

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{52895,91 \times 10^{-3}}{0,14} = 377,82 \text{ m}^2$$

Et $S_{Bat} = 393,42 \text{ m}^2$

$S_{rad} < S_{Bat} \rightarrow$ on n'a pas besoin de débord

Donc, on prend $S_{rad} = S_{Bat}$

• **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_t = 80$ cm ;

Hauteur de la table du radier $h_r = 30$ cm ;

Enrobage $d' = 5$ cm.

La surface du radier $S_{rad} = 393,42 \text{ m}^2$

VI.1.4.3 Vérifications nécessaires

• **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,4 \text{ bar.} \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{(x,y)} \times Y_G, X_G}{I_{(x,y)}}$$

D'après le logiciel « **AutoCAD** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_{xg} = 7621,63 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 17,64 \text{ m} \quad ; \quad I_{yg} = 24202,53 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 7,67 \text{ m}$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

• **Sens X-X**

$$N = 52,895 \text{ MN} \quad ; \quad M_x = 16,834 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xg} = 7621,63 \text{ m}^4 \quad ; \quad Y_G = 7,67 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xg}} = \frac{52,895}{393,42} + \frac{16,834 \times 7,67}{7621,63} = 0,15 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xg}} = \frac{52,895}{393,42} - \frac{16,834 \times 7,67}{7621,63} = 0,11 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,15 + 0,11}{4} = 0,14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 0,14 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens xx.

• **Sens Y-Y**

$$N = 52,895 \text{ MN} \quad ; \quad M_y = 16,912 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{yg} = 24202,53 \text{ m}^2 \quad ; \quad X_G = 17,64 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yg}} = \frac{52,895}{393,42} + \frac{16,912 \times 17,64}{24202,53} = 0,14 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yg}} = \frac{52,895}{393,42} - \frac{16,912 \times 17,64}{24202,53} = 0,12 \text{ MPa} \end{cases}$$

Ce qui donne : $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,14 + 0,12}{4} = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0,14 \text{ MPa}$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

• **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

$$V_d = \frac{52895,91 \times 5,15}{2 \times 393,42} = 346,21 \text{ KN} \Rightarrow d \geq \frac{346,21 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,138 \text{ m} \quad , \text{ soit } d=35 \text{ cm}$$

• **Vérification au poinçonnement**

Selon le **CBA93 (article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort normal, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

avec:

N_d : Effort normal de calcul.

h : l'épaisseur totale de radier.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- **Sous le poteau le plus sollicité (D1)**

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\text{avec: } \begin{cases} A = a + h = 0,65 + 1,1 = 1,75 \text{ m} \\ B = b + h = 0,65 + 1,1 = 1,75 \text{ m} \end{cases} \rightarrow U_c = 7 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 2,877 \text{ MN} < 0,045 \times 7 \times 1,1 \times \frac{25}{1,5} = 5,77 \text{ MN} \quad \dots\dots \text{ c'est Vérifier.}$$

• **Vérification de la poussée hydrostatique**

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment (H=4 m).

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1,15$)

$$N = 52895,91 \text{ KN} > 1,15 \times 4 \times 393,42 \times 10 = 18097,32 \text{ KN} \quad \dots\dots \text{ vérifiée}$$

• **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens X – X : $e = \frac{16834,61}{72316,76} = 0,23 \text{ m} < \frac{26,85}{4} = 6,71 \text{ m} \dots\dots\dots$ vérifiée

Sens Y – Y : $e = \frac{16912,61}{72316,76} = 0,23 \text{ m} < \frac{19}{4} = 4,75 \text{ m} \dots\dots\dots$ vérifiée

VI.1.4.4 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle plein renversée, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est très préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ **Calcul des sollicitations**

$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,3 = 7,5 \text{ KN/m}^2$

- à l'ELU :

$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35 \times G_0 = \frac{72316,76}{393,42} + 1,35 \times 7,5 = 193,94 \text{ KN/m}^2$

$q_u = 193,94 \text{ KN/m}^2$

- à l'ELS :

$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 = \frac{52895,91}{393,42} + 7,5 = 141,95 \text{ KN/m}^2$

$q_s = 141,95 \text{ KN/m}^2$

Pour le panneau le plus sollicité On a :

$\begin{cases} L_x = 4,10 - 0,65 = 3,45m \\ L_y = 5,15 - 0,65 = 4,50m \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,45}{4,50} = 0,76 > 0,4$

La dalle travaille dans les deux sens.

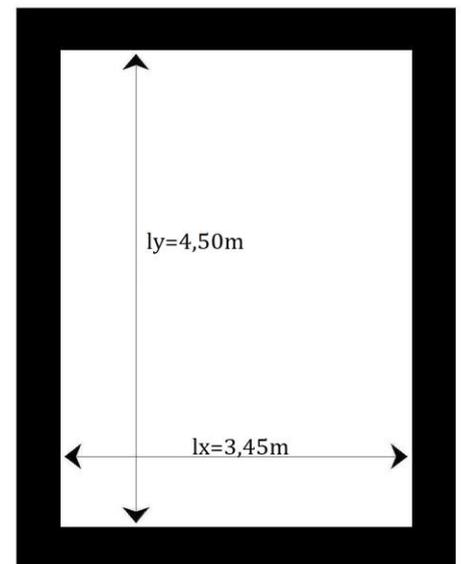


Figure VI.1 Le panneau le plus sollicité

➤ Calcul des moments isostatiques à L'ELU :

$$\rho = 0,76 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases} \quad (\text{annexe3})$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0608 \times 193,94 \times 3,45^2 = 140,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,5274 \times 140,34 = 74,01 \text{ KN.m}$$

• Les moments corrigés :

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 140,34 = 119,28 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_{0y} = 0,85 \times 74,01 = 62,90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } \begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_{0x} = -0,5 \times 140,34 = -70,17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments isostatiques à L'ELS :

$$\rho = 0,76 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.6580 \end{cases} \quad (\text{annexe3})$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0672 \times 141,95 \times 3,45^2 = 113,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,6580 \times 113,53 = 74,70 \text{ KN.m}$$

• Les moments corrigés :

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 113,44 = 96,42 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_{0y} = 0,85 \times 74,70 = 63,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } \begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_{0x} = -0,5 \times 113,44 = -56,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de (b × h) = (1 × 0.3) m².

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 ferrailage de radier.

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nbr de barres	S _t (cm)
Travée	x-x	119,28	14,77	3,01	15,71	5HA20	20
	y-y	62,92	7,50	3,01	7,7	5HA14	20
Appui		-70,17	8,43	3,01	9,24	6HA14	17

• **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$, et $\rho > 0,4$, la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

Pour des **HA Fe400** $\rho_0 = 0,0008$

$$\begin{cases} A_x = 2,68\text{cm}^2 \\ A_y = 2,4\text{cm}^2 \end{cases}$$

Espacement des armatures :

armatures // a $L_x : S_t = 20\text{cm} \leq \min(2,5h_r; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

armatures // a $L_y : S_t = 20\text{cm} \leq \min(3h_r; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

➤ **Vérifications à l'ELS.**

• **Vérification des contraintes :**

Les résultats des vérifications des contraintes sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	obs
travée	x-x	96,42	8,75	84557	9,97 < 15	vérifiée	277,94 > 201,63	N.vérifiée
	y-y	63,49	6,43	48691	8,38 < 15	vérifiée	363,21 > 201,63	N.vérifiée
Appui		56,74	7,05	56337	7,10 < 15	vérifiée	271,17 > 201,63	N.vérifiée

La contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3 Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	β ($\times 10^{-3}$)	α	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Nbr de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	96,42	7,65	0,396	22,04	25,13	8HA20	13
	y-y	63,49	5,03	0,335	14,18	16,08	8HA16	13
Appui		56,74	4,50	0,320	12,60	14,07	7HA16	15

- Vérification des espacements

$$S_t \leq \min(2,5h_r; 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

VI.1.4.5 Schéma de ferrailage :

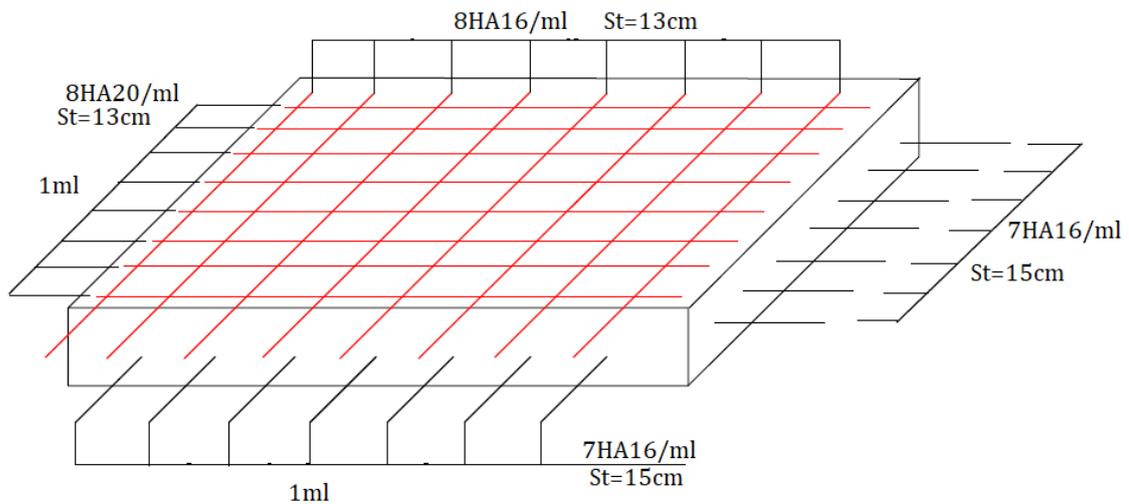


Figure VI.2 Ferrailage du radier.

VI.2 Etude des nervures :

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

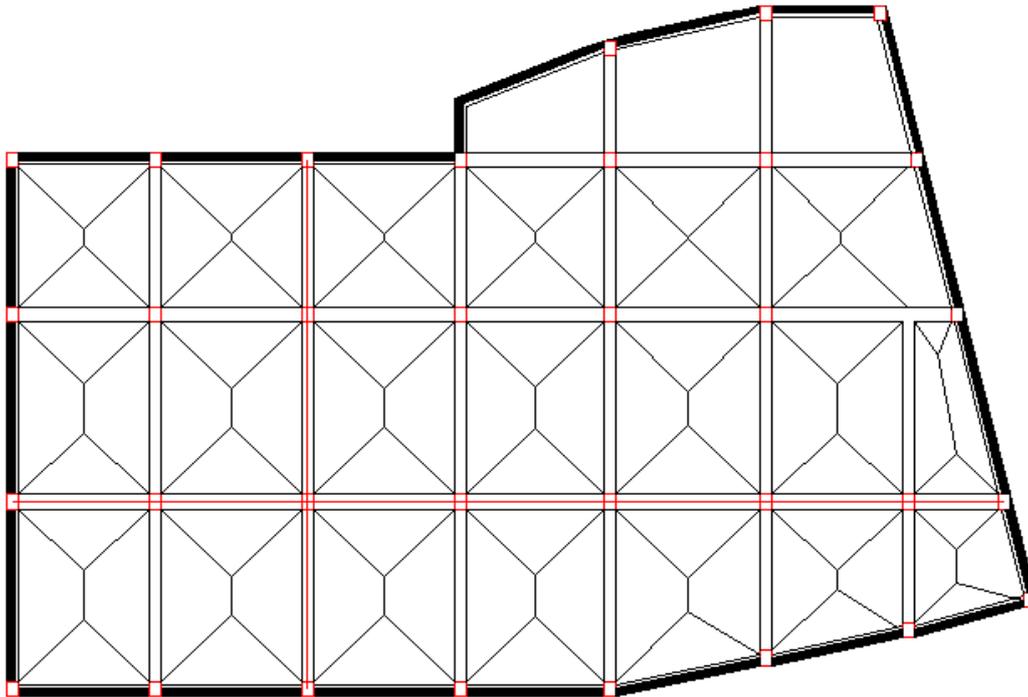


Figure VI.3 Schéma des lignes de ruptures de la dalle du radier.

Les nervures reçoivent des charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

V.2.1. Méthode de calcul :

- Charges triangulaires

Cas de plusieurs charges triangulaires : $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée: $\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$

Remarque : Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

- **Charges trapézoïdales**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_m = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times l_{xd} \right] ; \quad \rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y} \\ q_v = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{3} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{3} \right) \times l_{xd} \right] ; \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y} \end{array} \right.$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

VI.2.2 Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

- **Calcul de chargement**

Détermination de P_u et P_s :

$$\left\{ \begin{array}{l} p_u = 193,94 \text{ KN / m}^2 \\ p_s = 141,95 \text{ KN / m}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Exemple de calcul :**

Travée 1 :

On a un chargement triangulaire, donc le calcul se fait comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_m^u = \frac{193,94}{2} \times \frac{3,05^2 + 3,05^2}{3,05 + 3,05} = 295,75 \text{ KN/m} \\ q_m^s = \frac{141,95}{2} \times \frac{3,05^2 + 3,05^2}{3,05 + 3,05} = 216,47 \text{ KN/m} \\ q_v = q_m = 295,75 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Le reste des résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 Les chargements sur les travées sens X-X

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF	Travée FG	Travée GH
q_m^u (KN/m)	295,75	324,48	324,48	315,15	334,54	295,75	179,39
q_m^s (KN/m)	216,47	237,76	237,76	230,66	267,05	216,47	131,30
q_v (KN/m)	295,75	324,48	324,48	315,15	334,54	295,75	179,39

Les résultats du chargement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD
q_m^u (KN/m)	531,10	531,10	466,38
q_m^s (KN/m)	388,73	388,73	341,36
q_v (KN/m)	489,43	489,43	450,45

- **Calcul des moments**

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

$$p_{ner}^u = 1,35 \times b \times h_t \times \gamma_b = 1,35 \times 0,65 \times 0,8 \times 25 = 17,55 \text{ KN/m}$$

$$p_{ner}^s = b \times h_t \times \gamma_b = 0,65 \times 0,8 \times 25 = 13 \text{ KN/m}$$

Sens X-X :

- **A l'ELU**

Tableau VI.6 Tableau des sollicitations l'ELU sens X-X.

Travées	L (m)	q_m (KN/m)	q_v (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	3,7	313,3	313,3	0	461,67	1,45	330,14	454,82	-704,38
BC	4	342,03	342,03	416,61	412,04	2,04	247,42	704,38	697,89
CD	4	342,03	342,03	412,04	396,72	2,01	279,69	697,89	680,23
DE	3,9	332,7	332,7	392,72	414,13	1,94	227,14	680,23	728,29
EF	4,1	352,09	352,09	414,13	387,43	2,07	339,10	728,29	715,27
FG	3,7	313,3	313,3	387,43	241,37	1,98	224,21	715,27	540,13
GH	2,5	196,94	196,94	241,37	0	1,74	56,83	540,13	149,63

• A l'ELS

Tableau VI.7 Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)
AB	3,7	229,47	0	338,28	1,45	241,75
BC	4	250,76	338,28	302,09	2,04	181,50
CD	4	250,76	302,09	290,71	2,01	205,13
DE	3,9	243,66	290,71	317,69	1,94	159,12
EF	4,1	280,05	317,69	298,51	2,07	280,39
FG	3,7	229,47	298,51	128,23	1,98	157,34
GH	2,5	144,30	128,23	0	1,74	41,66

Sens Y-Y :

• A l'ELU

Tableau VI.8 Tableau des sollicitations l'ELU sens Y-Y.

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	5,15	548,65	506,98	0	1438,03	2,07	1170,98	1133,54	1692
BC	5,15	548,65	516,98	1438,03	1063,9	2,71	572,79	1692	1340,12
CD	4,26	483,93	468	1063,9	0	2,65	630,26	1340,12	781,02

• A l'ELS

Tableau VI.9 Tableau des sollicitations l'ELS sens Y-Y.

Travées	L (m)	q _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)
AB	5,15	401,73	0	1052,95	2,07	857,41
BC	5,15	401,73	1052,95	779,14	2,71	419,33
CD	4,26	354,36	779,14	0	2,65	461,71

VI.2.3 Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple comme des sections en T renversée.

➤ **Détermination de la largeur efficace "b" selon les deux sens**

Donnés :

$$\begin{cases} h=0,80 \text{ m} & ; h_0 = 0,30 \text{ m} \\ b_0=0,65 \text{ m} & ; d = 0,75 \text{ m} \end{cases}$$

• **Sens X-X :**

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots\dots\dots \text{CBA (art 4.1.3)}$$

$$\frac{b-0,65}{2} \leq \min\left(\frac{4,1}{2}; \frac{4,26}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-0,6}{2} \leq \min(2,05 ; 0,42) = 0,42 \text{ m}$$

Donc :

$$b=1,50\text{m} =150\text{cm}$$

• **Sens Y-Y :**

$$\frac{b-0,65}{2} \leq \min\left(\frac{5,15}{2}; \frac{2,5}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-0,65}{2} \leq \min(2,57 ; 0,25) = 0,25 \text{ m}$$

Donc :

$$b=1,15 \text{ m} =115 \text{ cm.}$$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.10 Calcul des ferrailages.

Localisation		M _t (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adp} (cm ² /ml)	Choix des barres
X-X	Travée	339,10	14,09	13,76	15,71	5HA20
	Appui	461,67	15,48	6,88	15,71	5HA20
Y-Y	Travée	1170,98	36,52	12,62	37,11	5HA25+4HA20
	Appui	1438,03	39,80	6,88	40,25	5HA25+5HA20

VI.2.4 Vérification nécessaires

➤ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

On a:

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (F.N)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens x-x : } \tau_u = \frac{728,29 \times 10^{-3}}{1,5 \times 0,75} = 0,64 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \\ \text{sens y-y : } \tau_u = \frac{1692 \times 10^{-3}}{1,15 \times 0,75} = 1,96 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pas de risque de cisaillement des nervures.

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau VI.11 Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	obs
x-x	Travée	280,39	19	1662094,4	3,86 < 15	V	231,6 > 201,63	N.vérifiée
	Appui	338,28	23,67	1464211	5,73 < 15	V	259,01 > 201,63	N.vérifiée
y-y	Travée	857,41	26,45	3294999	6,76 < 15	V	262,79 > 201,63	N.vérifiée
	appui	1052,9	34,80	3030898	10,1 < 15	V	261,04 > 201,63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau VI.12 Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (× 10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nbr de barres
x-x	Travée	280,39	1,55	0,212	18,98	20,11	10HA16
	Appui	338,28	3,25	0,307	20,65	22,36	8HA16+2HA20
y-y	Travée	857,41	4,21	0,350	49,79	50,54	2HA32+7HA25
	Appui	1052,9	8,05	0,484	54,73	55,35	8HA25+2HA32

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t^{\max}\right) = 32 \text{ mm}, \text{ alors : } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Soit At=6HA10=4,71 cm²

$$\text{Espacement des aciers transversaux : } \begin{cases} S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 40\text{cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \rightarrow S_t \leq 78,5\text{cm} \\ S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0,3 \times f_{t28}]} \rightarrow S_t \leq 31,4\text{cm} \end{cases}$$

Soit $S_t = 20\text{ cm}$

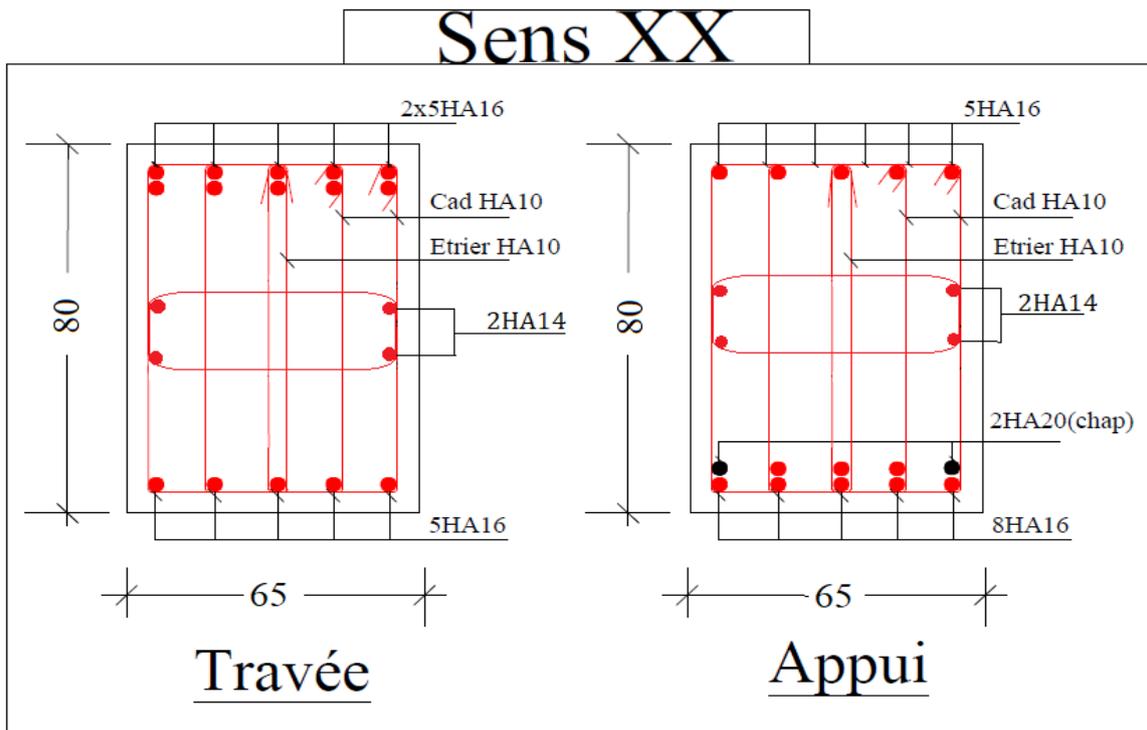
➤ **Les armatures de peau**

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissurations.

$A_p = 3\text{cm}^2$ pour 1m de hauteur selon le **CBA93(Art A-7-3)**

Dans notre cas on a $h = 0,8\text{m}$ donc $A_p = 2,4\text{cm}^2$ soit 2HA14 par face.

VI.2.5 Schémas de ferrailage



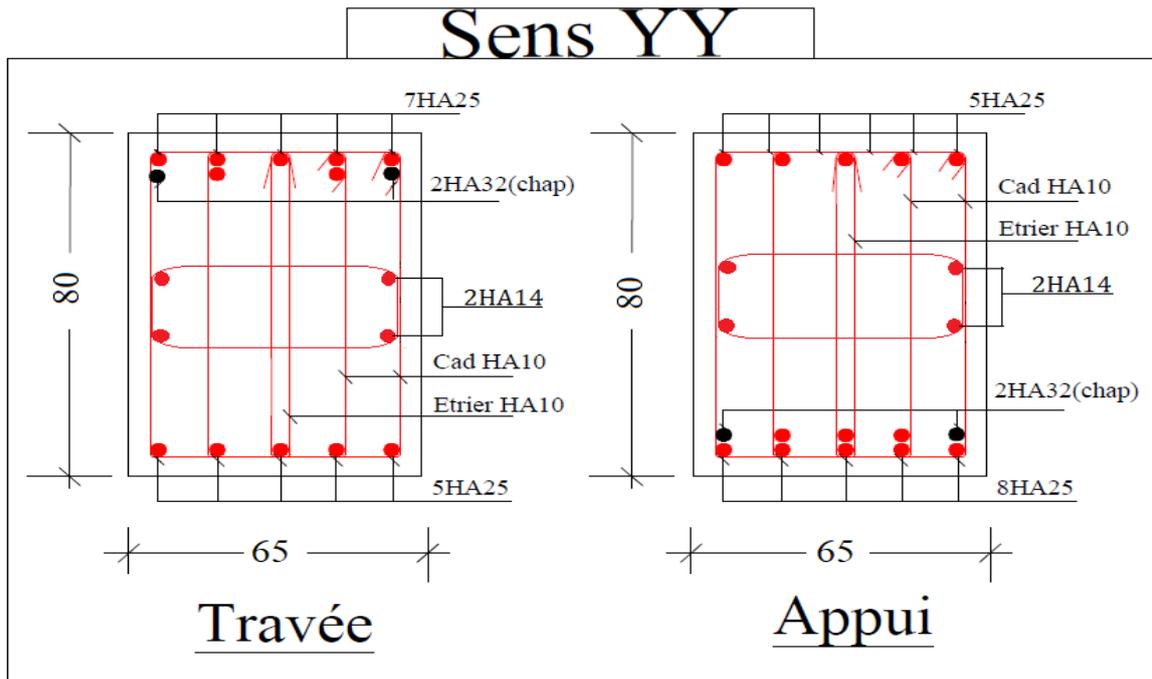


Figure VI.3 Ferrailage des nervures.

VI.3 Etude de voile périphérique :

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.3.1 Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique $\gamma_h=16 \text{ KN/m}^3$;
- L'angle de frottement $\varphi= 7^\circ$;
- La cohésion $c= 0,2 \text{ bar}$

Evaluation des charges et surcharges Le voile périphérique et soumis à :

Poussée des terres :

$$G = h \times \gamma \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 39,56 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

Surcharge accidentelle :

$$q=10 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = q \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 7,82 \text{ KN / m}^2$$

VI.3.2 Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux est les fondations. A partir de diagramme des contraintes on a :

$$\begin{cases} \sigma_{\min} = 1,5 \times Q = 11,73 \text{ KN / m}^2 \\ \sigma_{\max} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 65,13 \text{ KN / m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc

$$\begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 51,78 \text{ KN / m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 51,78 \text{ KN / m} \end{cases}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x=2,15 \text{ m} \quad ; \quad L_y=4,65 \text{ m} \quad \text{et} \quad b=1 \text{ ml} \quad ; \quad e = 20 \text{ cm.}$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\text{On a : } \rho = 0,45 > 0,4 \text{ (2 sens)} \Rightarrow \text{ELU} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.1036 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 24,79 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 6,19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 21,07 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 5,26 \text{ KN.m} \\ M_a^x = M_a^y = -12,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0.1\% b_x h \quad \text{RPA/2003.(art.10.1.2)}$$

Tableau VI.13 Ferrailage des voiles périphérique à l'ELU.

Localisation		Mt (KN.m)	μ bu	α	Z	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop
travée	X-X	21,07	0,051	0,066	0,16	3,78	2	5HA10=6,93
	Y-Y	5,26	0,013	0,016	0,168	0,89	2	5HA10=6,93
Appuis		-12,39	0,030	0,038	0,167	2,13	2	5HA10=6,93

Espacements :

$$\text{Sens x-x : } St \leq \min (2 \times e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

Sens y-y : $St \leq \min(3 \times e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow St = 20\text{cm}$.

Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times Lx}{2} \times \frac{Ly^4}{Ly^4 \times Lx^4} = 2,60\text{KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times Ly}{2} \times \frac{Lx^4}{Ly^4 \times Lx^4} = 0,26\text{KN} \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = 0,015 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Vérification des contraintes :

Tableau VI.14 Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	Sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	obs
En travée	x-x	15,65	4,99	19135	4,08 < 15	147,33 < 201,6	vérifiée
	y-y	5,05	4,99	19135	1,31 < 15	47,54 < 201,6	Vérifiée
En appuis		9,21	4,99	19135	2,4 < 15	86,71 < 201,6	Vérifiée

VI.3.3 Schéma de ferrailage du voile périphérique

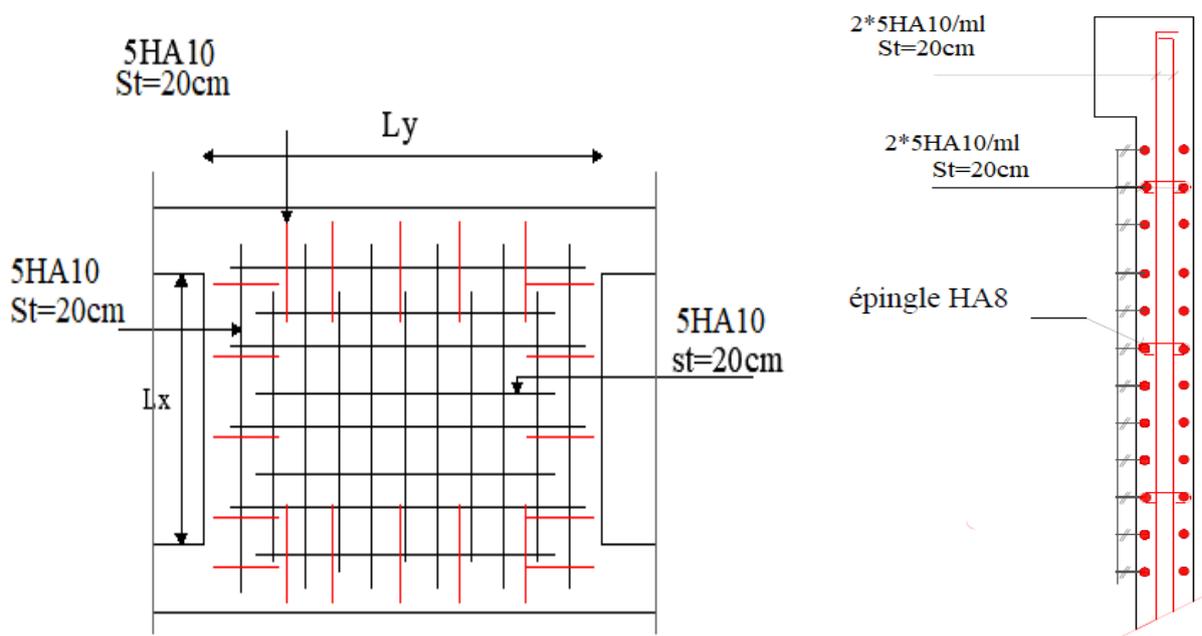


Figure VI.4 Schéma de ferrailage du voile périphérique du S/sol.

Conclusion générale

Le présent travail nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil, notamment la conception et le calcul des différentes structures ; et cela conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- Avant de commencer les calculs il faudra d'abord pré-dimensionner tous les éléments de la structure, à noter que ces dernières ne sont pas définitives.
- L'irrégularité en plan et en élévation (décalage de niveaux) de notre structure, ainsi que l'aspect architectural rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps important dans l'analyse de la structure.
- Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie.
- Le choix de type de fondation dépend essentiellement de la capacité portante du sol et de la forme de la structure.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Enfin, nous espérons que ce projet soit utile pour les futures promotions.

BIBLIOGRAPHIE

- ✚ **RPA99** : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- ✚ **CBA 93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton
 - Armé(CBA93).
- ✚ **B.A.E.L 91** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ✚ **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- ✚ **DTR BC 2.331**: foundation superficielles.

Anexe 1

INTRODUCTION

A la demande de Mr LALAOUI ZAHIR, le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction « LNHC BEJAIA » a entamé une étude de sol du site du projet de réalisation d'un immeuble en 8 niveaux à usage commercial et d'habitation dans la ville de Béjaïa.

L'étude comportera des investigations sur site, à savoir :

- ‡ Visite du site avec examen des ouvrages voisins ;*
- ‡ Essais pénétrométriques réalisés avec un Pénétrömètre Statique Lourd « PSL » ;*
- ‡ Un sondage carotté avec prélèvement d'échantillons ;*

Des essais et analyses au laboratoire seront par ailleurs, effectués sur les échantillons prélevés, pour la détermination des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques du sol.

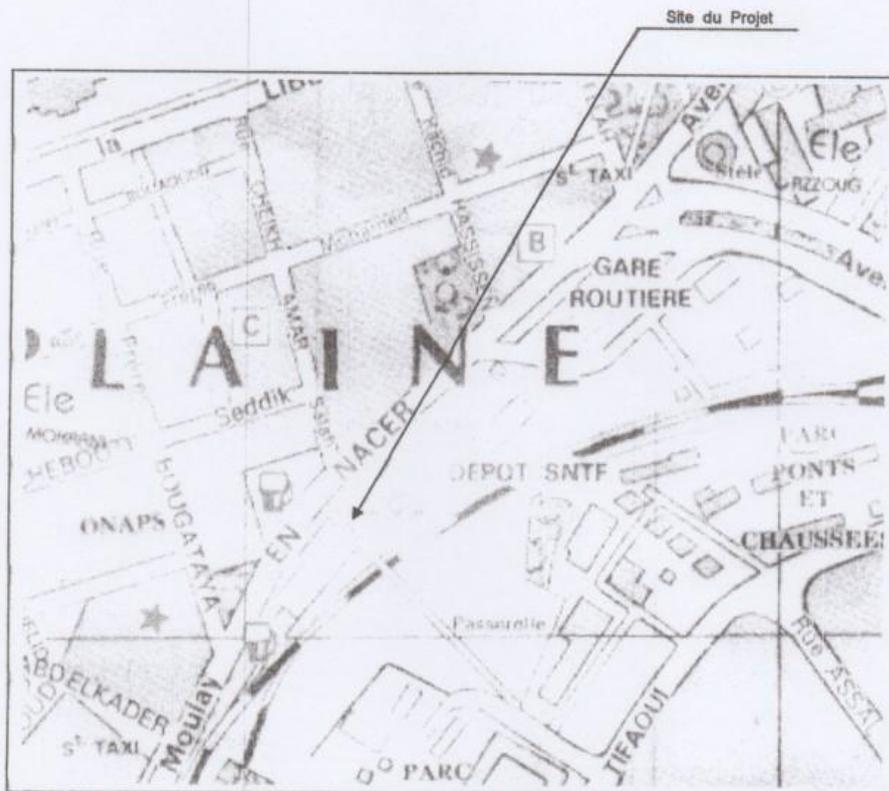
Finalement, cette étude permettra la collecte du maximum de renseignement concernant la nature du sol, dans le but d'adapter le projet en conséquence, et aussi de définir le système de fondation de l'ouvrage avec le meilleur rapport sécurité/coût.

I. APERÇU GENERAL DU SITE

Le site, objet de la présente étude se trouve au niveau de la plaine de la ville de Béjaia, à 700^m environ au N O du quai de l'arrière port et à 200^m au S O de la gare routière (SNTV).

L'assiette d'assise, d'une surface d'emprise de 547.743 m², est limitée par :

- le cercle du MOB, au NE ;
- le Boulevard Moulay En Nacer, au N et O ;
- une voie ferrée, au S SE.



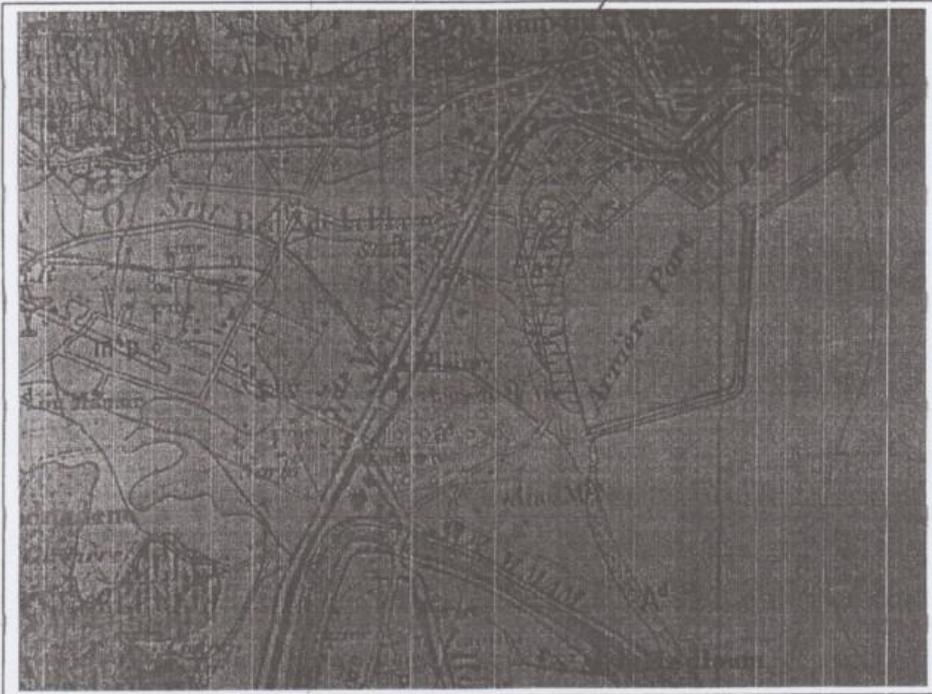
CENTRE VILLE DE BEJAIA « LA PLAIN E »

L'assiette est choisie pour recevoir un immeuble de 8 niveaux (sous sol + RDC + 6 étages) à usage d'habitation et commercial (promotion immobilière).

La charge totale de la construction (béton armé + maçonnerie) selon les calculs du BET Barka, est de 6510.60 tonnes, pour une contrainte exercée estimée à 1.2 bars.

Du point de vue géologique et d'après la carte géologique 1/50 000^e de Béjaia, le terrain repose sur des alluvions anciennes de niveau inférieur, sous forme de basses terrasses de dépôts limoneux, sables et cailloutis. Elles (terrasses) sont issues de la décantation lente et prolongée des terres charriées par les eaux des ruisseaux et oueds du versant des monts entourant la ville de Béjaia, ainsi que des remontées des eaux de la mer.

SITE DU PROJET

**LEGENDE :**

- a^1 : Alluvions anciennes (niveau inférieur)
- a^2 : Alluvions marécageuses

Carte géologique 1/ 50 000^e de Béjaia

II. ESSAIS SUR SITE

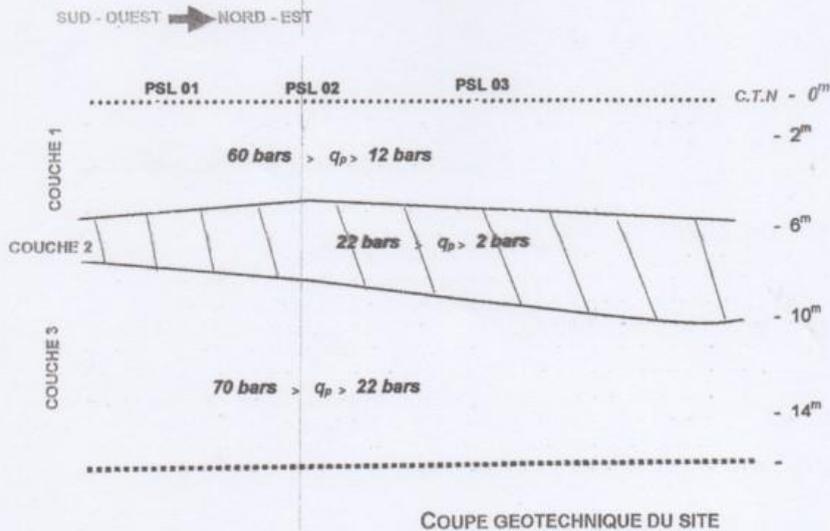
Essais et Interprétation

Afin d'avoir les renseignements utiles relatifs à la qualité et l'homogénéité verticale et horizontale du sol, on a procédé à des essais sur site au moyen de pénétromètre statique lourd « PSL ».

Des valeurs de résistances de pointe R_p et des frottements latéraux R_f sont obtenues et, sont traduits sous forme de diagrammes pénétrométriques représentant en fonction de la profondeur atteinte par la pointe, d'une part la résistance à la rupture R_p sous la pointe et d'autre part, le frottement latéral cumulé le long des tubes extérieurs.

Le tableau ci après résume les résultats obtenus :

Essais au PSL	Profondeur	Résistance en pointe Equivalente
PSL 01	0 ^m .00 - 5 ^m .20	$q_0 \approx 14 \text{ bars}$
	5 ^m .20 - 7 ^m .20	$q_0 \approx 5 \text{ bars}$
	7 ^m .20 - 15 ^m .00	$q_0 \approx 36 \text{ bars}$
PSL 02	0 ^m .00 - 4 ^m .80	$q_0 \approx 23 \text{ bars}$
	4 ^m .80 - 8 ^m .00	$q_0 \approx 5 \text{ bars}$
	8 ^m .00 - 15 ^m .00	$q_0 \approx 36 \text{ bars}$
PSL 03	0 ^m .00 - 5 ^m .20	$q_0 \approx 22 \text{ bars}$
	5 ^m .20 - 9 ^m .20	$q_0 \approx 7 \text{ bars}$
	9 ^m .20 - 15 ^m .00	$q_0 \approx 38 \text{ bars}$



Interprétation qualitative :

A partir des résultats énumérés dans le tableau ci-dessus, on peut apprécier l'hétérogénéité des sols en plan et en profondeur, et les classer en fonction de leur dureté et leur compacité.

Couches	Nature du sol / résultats pénétrométriques	Constructibilité
0 ^m .00 à 4 ^m .50	Sol cohérent peu consistant, de constitution sablonneuse lâche et peu compact	Sols adaptés aux constructions peu chargées
4 ^m .50 à 8 ^m .50	Sol cohérent compressible à très compressible, de constitution sablonneuse lâche saturée à sursaturée	Sol de très médiocre qualité, ne convenant pas comme assise de fondation et nécessitant éventuellement une amélioration
8 ^m .50 à 15 ^m .00	Sol cohérent de consistance moyenne, de constitution sablonneuse lâche et peu compacte	Sols pouvant supporter des fondations peu à moyennement chargées

A partir de 8 mètres de profondeur, on constate une succession de couches distinctes vis-à-vis de leurs résistances en pointe créant ainsi un milieu verticalement hétérogène.

Par ailleurs, on remarque l'inexistence de couche porteuse, du moins jusqu'à 15 mètres de profondeur (absence de substratum).

SONDAGE DE RECONNAISSANCE

Afin de déterminer et apprécier les différentes couches lithologiques du terrain étudié, on a procédé à un sondage carotté de quinze (15) mètres de profondeur.

Une description visuelle des échantillons prélevés du sondage, nous a permis d'établir la coupe lithologique suivante :

0^m.00 à 0^m.50 : Remblais

0^m.50 à 4^m.00 : Limons mameux graveleux, friables et coquillés de couleur beige

4^m.00 à 7^m.00 : Sables associés à des mames, coquillés et friables de couleur beige

7^m.00 à 15^m.00 : Sables imprégnés de vases, très mameux et coquillés de couleur grise à noire

III. ESSAIS EN LABORATOIRE

• GRANULARITE

Le squelette solide d'un sol est formé de particules de dimensions très variables pouvant aller de la dizaine de centimètres au micron. On est amené alors à identifier ce sol, trouver sa nomenclature et son classement par rapport aux normes en vigueur.

On procède à des essais granulométriques et sédimentométriques du sol en traduisant les mesures (pesage des tamisats) sous forme de statistiques des grains.

Les résultats obtenus sont reproduits sous formes de graphiques, donnant les tamisats cumulés en % en ordonnées, en fonction des diamètres des grains en mm en abscisses.

Profondeur	$\varnothing < 2 \mu$	$2 \mu < \varnothing < 80 \mu$	$80 \mu < \varnothing < 2 \text{ mm}$	$\varnothing > 2 \text{ mm}$
	Argiles	Limons	Sables	Graviers
5 ^m .20 – 5 ^m .60	22	64.6	12.6	0.80
7 ^m .60 – 8 ^m .20	9	88.2	2.4	0.40
10 ^m .80 – 11 ^m .40	1	0.70	89.3	10
13 ^m .80 – 14 ^m .40	4	33.2	62.2	0.60

Le tableau ci haut, démontre une quasi domination des sables dans le sous sol, essentiellement des sables fins. Par ailleurs, on constate l'existence d'une couche comprise probablement entre 7 et 12 mètres où, le sol est pratiquement de constitution sablonneuse graveleuse représentant une nappe aquifère très humide.

• DENSITES ET TENEUR EN EAU

Profondeur	Echantillon	Densité Sèche	Densité Humide	Degré de Saturation	Teneur en eau W %
3 ^m .50 – 4 ^m .00	Ech 01	14.4	20.0	100 %	39.2
	Ech 02	16.5	20.2	89 %	21
5 ^m .20 – 5 ^m .60	Ech 03	16	20	99 %	25.3
	Ech 04	13	16.1	59 %	23.4
7 ^m .60 – 8 ^m .20	Ech 05	14.8	19.2	100 %	30.9
13 ^m .80 – 14 ^m .40	Ech 06	16.8	20.5	100 %	22.1

Les résultats ci-dessus indiquent un sol de mauvaise qualité, avec un poids spécifique atteignant des valeurs révélatrices de 13.0 KN/m³.

La teneur en eau est comprise entre 20 et 40 %, correspondant à un sol de qualité moyenne à mauvaise.

• LIMITES D'ATTERBERG

Les limites d'Atterberg permettent d'identifier les sols par rapport à leur consistance ainsi que les différents états des sols, à savoir ; *état plastique, état liquide et état solide*.

Le tableau suivant récapitule les résultats des essais physiques.

Profondeur	Limite de Liquidité LL	Limite de Plasticité LP	Indice de Plasticité IP	Teneur en eau W %	Indice de consistance I _c	
SC 01	3 ^m .50 – 4 ^m .00	58 %	24 %	34 %	30.2	0.817
	5 ^m .20 – 5 ^m .60	53 %	25 %	28 %	24.5	1.01
	7 ^m .60 – 8 ^m .20	32 %	23 %	9 %	30.9	0.12

Les indices de consistance sont supérieurs à 0.8, indiquant un sol ferme à très ferme jusqu'à une profondeur de 8 mètres. Au-delà de 8 mètres, on constate un indice de consistance très faible relatif à un sol très mou.

Par ailleurs, le sol est assez plastique en surface (jusqu'à 8 m) et peu plastique en profondeur.

• RESISTANCE AU CISAILLEMENT

Il permet la détermination des caractéristiques non drainées C_u et ϕ_u , correspondant au comportement à court terme du sol.

Les essais ont révélé un sol de cohésion C_u avoisinant 0.2 à 0.35 bars, et un angle de frottement ϕ_u de 7° à 10° indiquant un sol moyennement mou à mou en profondeur.

• CONSOLIDATION, COMPRESSIBILITE

L'essai consiste au chargement d'un échantillon « intact » par paliers successifs qui correspondent à des contraintes σ_z croissantes. Pour chaque palier, les déformations verticales (tassements) sont déterminées.

L'éprouvette est aussi déchargée par paliers, avec mesure du gonflement.

Les résultats obtenus sont traduits sous forme de courbes dites « oedométriques » ou courbes de compressibilité (voir courbes en annexe).

Ces essais ont permis la détermination des caractéristiques suivantes (moyennes) :

L'indice de gonflement I_g ou I_s , est de 0.069 ;

L'indice de compression I_c est de 0.325 ;

La pression de pré consolidation P_c est de 1.70 bars.

• **CARACTERISTIQUES CHIMIQUES**

Pour en savoir plus sur le sol, notamment son agressivité, on a soumis quatre (04) échantillons à des essais chimiques et minéralogiques qui ont donné :

Profondeur	Sulfates SO_4^{2-}	Carbonates $CaCO_3$	Chlorures Cl^-	Matières organiques
3 ^m .50 – 4 ^m .00	Traces	18.04	0.14	0.94
5 ^m .20 – 5 ^m .60	Traces	19.68	0.14	0.99
7 ^m .60 – 8 ^m .20	Traces	31.98	0.17	1.77
13 ^m .80 – 14 ^m .40	Traces	34.44	0.17	1.82

Les résultats des analyses chimiques et minéralogiques ci dessus, indiquent une **agressivité Nulle** du sol, selon les normes NF P 18 011 du 06/92.

Les résultats ci-dessus, confirment la constitution marnreuse du sol en profondeur, et l'existence de quantités faibles mais non négligeables de matières organiques.

V. CALCUL DE FONDATIONS

Estimation de la contrainte admissible à partir des essais sur site

Le sous sol est de très faible portance jusqu'à une profondeur de 7.60 mètres, à partir de laquelle on enregistre des résistances en pointe plus ou moins satisfaisantes.

A priori, et vu l'état général du sous sol, la réalisation de pieux se prescrit logiquement. Néanmoins, les diagrammes pénétrométriques montrent qu'il n'est pas possible de prévoir des fondations semi profondes par puits, ni de fondations profondes par pieux prenant appui sur une couche suffisamment compacte et résistante ; un tel substratum n'est pas encore atteint à 15 mètres de profondeur.

A cet effet, on est donc amené à étudier la possibilité de fondations superficielles. On déduira alors des résultats des essais au PSL, la contrainte admissible correspondant à un ancrage d'au moins **4 mètres** de profondeur, par rapport à la côte du terrain naturel (niveau du sous sol).

On utilisera alors, la formule générale traduisant la proportionnalité semi empirique entre la rupture du sol par poinçonnement sous une semelle soumise à une charge verticale centrée, et celle provoquée par la pointe du pénétromètre, et s'écrit :

$$Q_{adm} = k_c \cdot q_{ce}$$

En application des recommandations du D.T.U 13.12 et du Fascicule 62.

Avec,

Q_{adm} : contrainte effective de rupture de la semelle

q_{ce} : résistance de pointe équivalente du sol

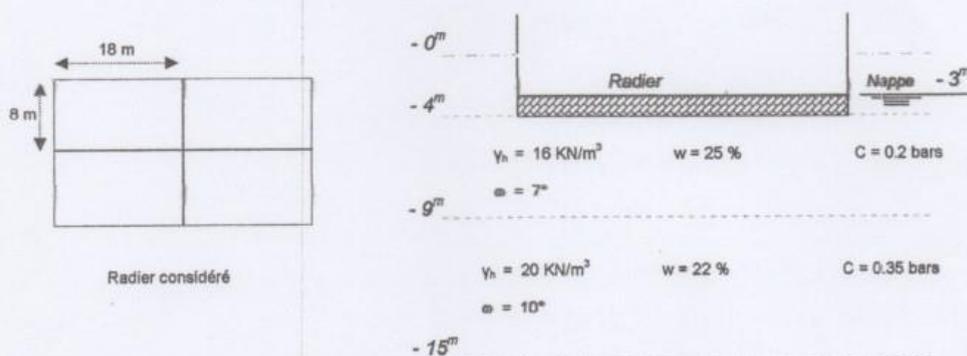
k_c : coefficient de portance égale dans ce cas à 0.15.

On calculera pour une profondeur de 4^m, par rapport à la côte du terrain naturel, et les résultats sont représentés dans le tableau ci contre (cas les plus défavorables).

Essais PSL	P 01	P 02	P 03
	Cas d'un ancrage du Radier à 4 mètres		
q_{ce}	7 bars	11 bars	5.5 bars
σ_{adm}	1.05 bars	1.6 bars	0.8 bar

CALCUL DES TASSEMENTS :

Dans ce qui suit, on calculera les tassements en considérant un radier de dimensions (36 X 16) m² posé sur deux couches de sol (figure ci après), et une nappe d'eau à 3 mètres de la surface.



1^{ère} couche :

En utilisant la formule $\Delta h / h = C_o / (1 + e_o) \times \log (\sigma_o + \Delta \sigma) / \sigma_o$

On aura des tassements estimés à $\Delta h = 43.5 \text{ cm}$

2^{ème} couche :

Dans cette couche et après calculs, on a abouti à des tassements minimes.

Résultat : On aura en fin de compte, des tassements de l'ordre de 45 cm et cela pour une contrainte admissible transmise de 0.8 bars.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le terrain de la parcelle étudiée pour recevoir un immeuble en R + 6 avec S/S est constitué d'un sol de faible à très faible résistance.

Le terrain est plat, de constitution limoneuse sablonneuse, imprégnée de vases en profondeur.

Les essais pénétrométriques ont révélé un sous sol hétérogène vis-à-vis de sa résistance, qui est globalement très faible au niveau d'une couche comprise entre - 5 et - 9 mètres.

Les calculs de fondations ont abouti à un taux de travail de 0.8 bars à partir d'une profondeur de 4 mètres de la surface.

Les tassements sont assez importants, qui avoisinent 45 cm et qui doivent être pris en considération.

Par ailleurs, il est préconisé :

- La prise en considération l'écoulement des eaux (pluviales ou autres), en procédant à leur drainage systématique, de manière à ce qu'elles évitent les périmètres bâtis.*
- Réduire au max, l'espace de temps séparant le terrassement des fouilles à la mise en place des bétons, pour ne pas permettre la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux pluviales ;*
- Réalisation d'une forme étanche au pourtour des constructions.*

Lors de la réception des fouilles, on pourrait faire participer notre laboratoire si sa présence est jugée utile.

L'Ingénieur Chargé de l'Etude

Ingénieur Charge D'études
A. DJEDJIG

Béjaia, le
le Directeur de l'Unité

مدير الوحدة
لعزيزي صالح

Anexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimensions :

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M ₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	0.042
Valeur de M ₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	0.032

Anexe 3

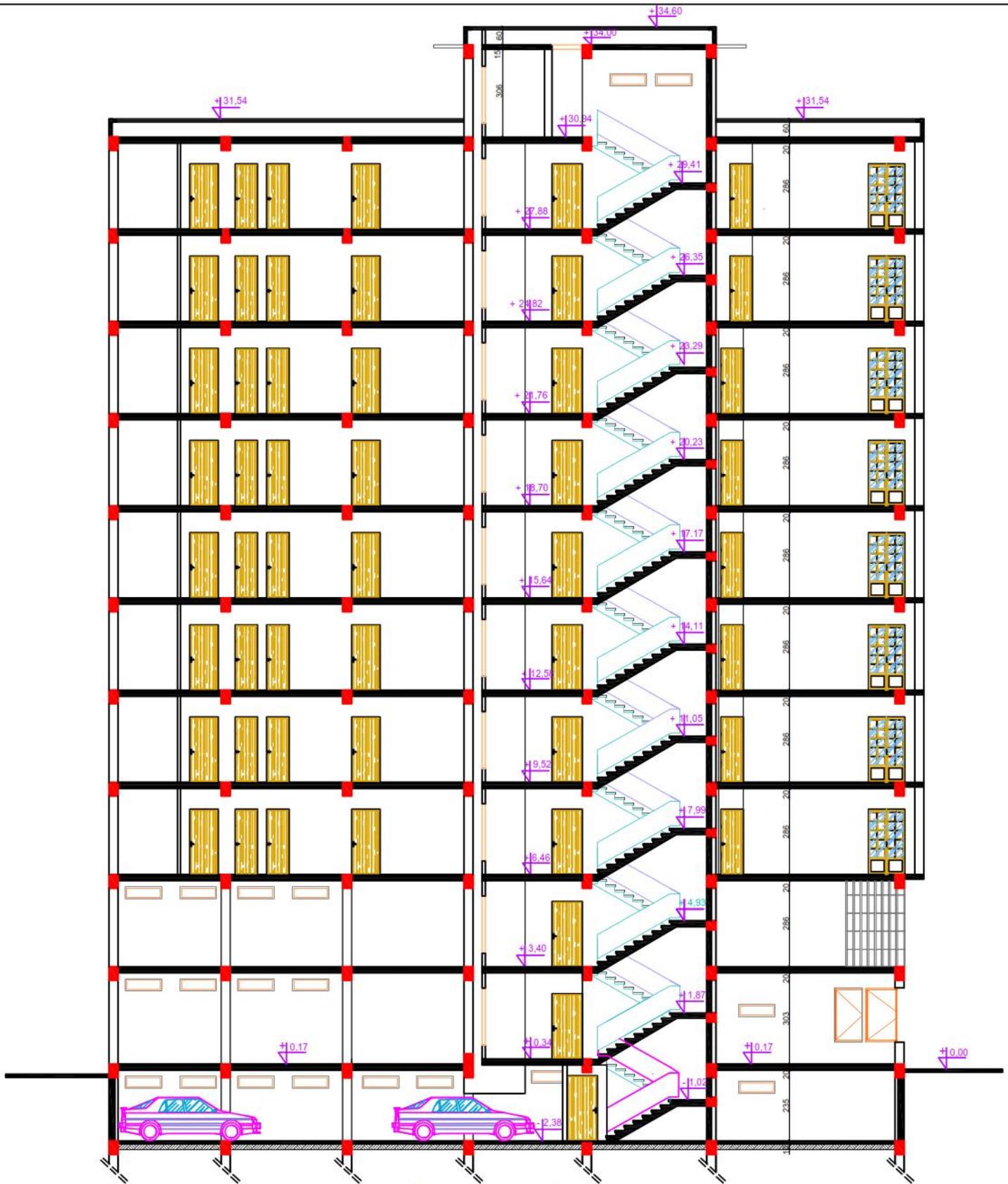
Valeurs de μ_x et μ_y pour le calcul des dalles pleines.

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Anexe 4

Tableau des
Armatures
(en
cm²)

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

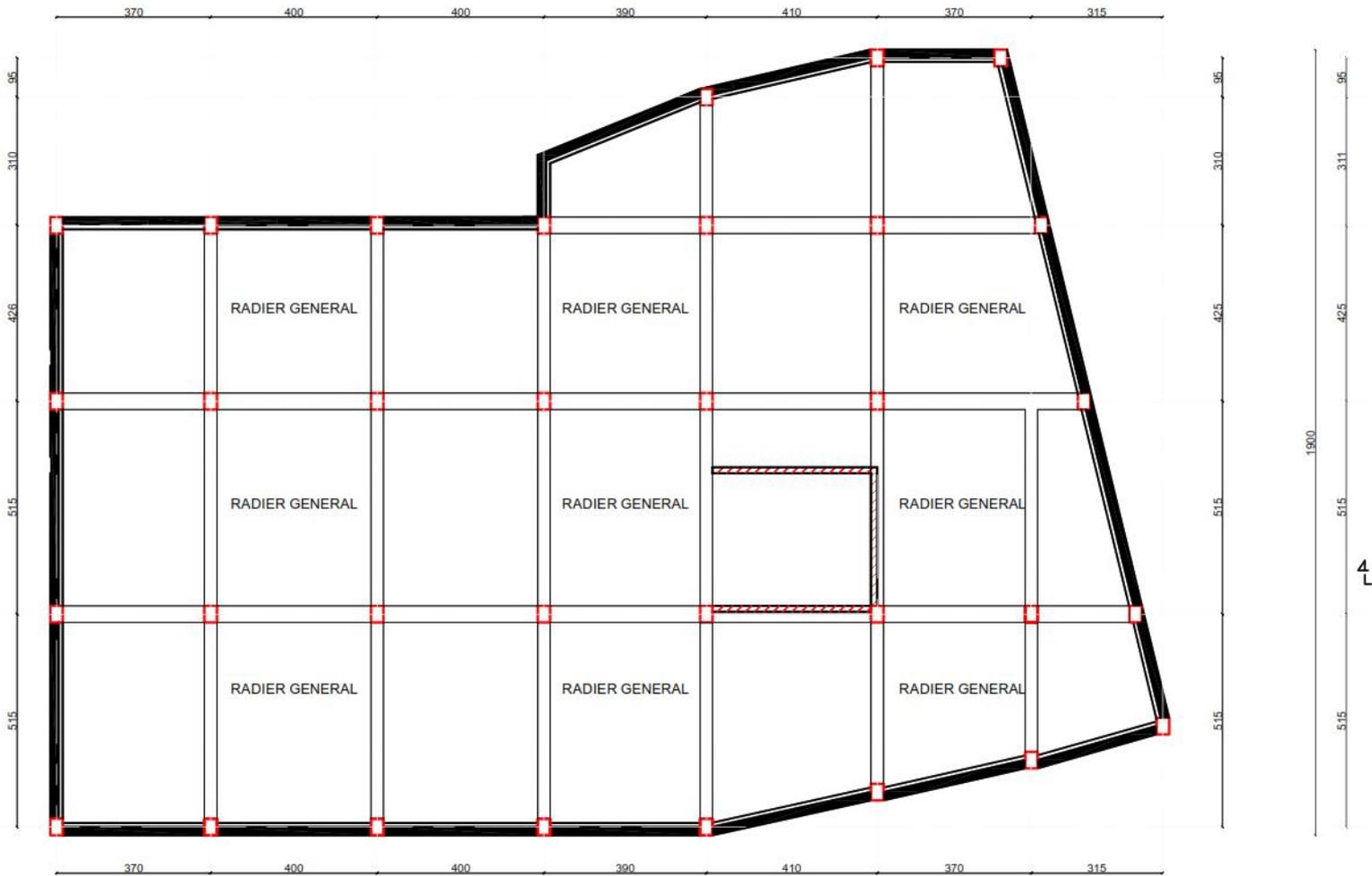


Coupe A-A

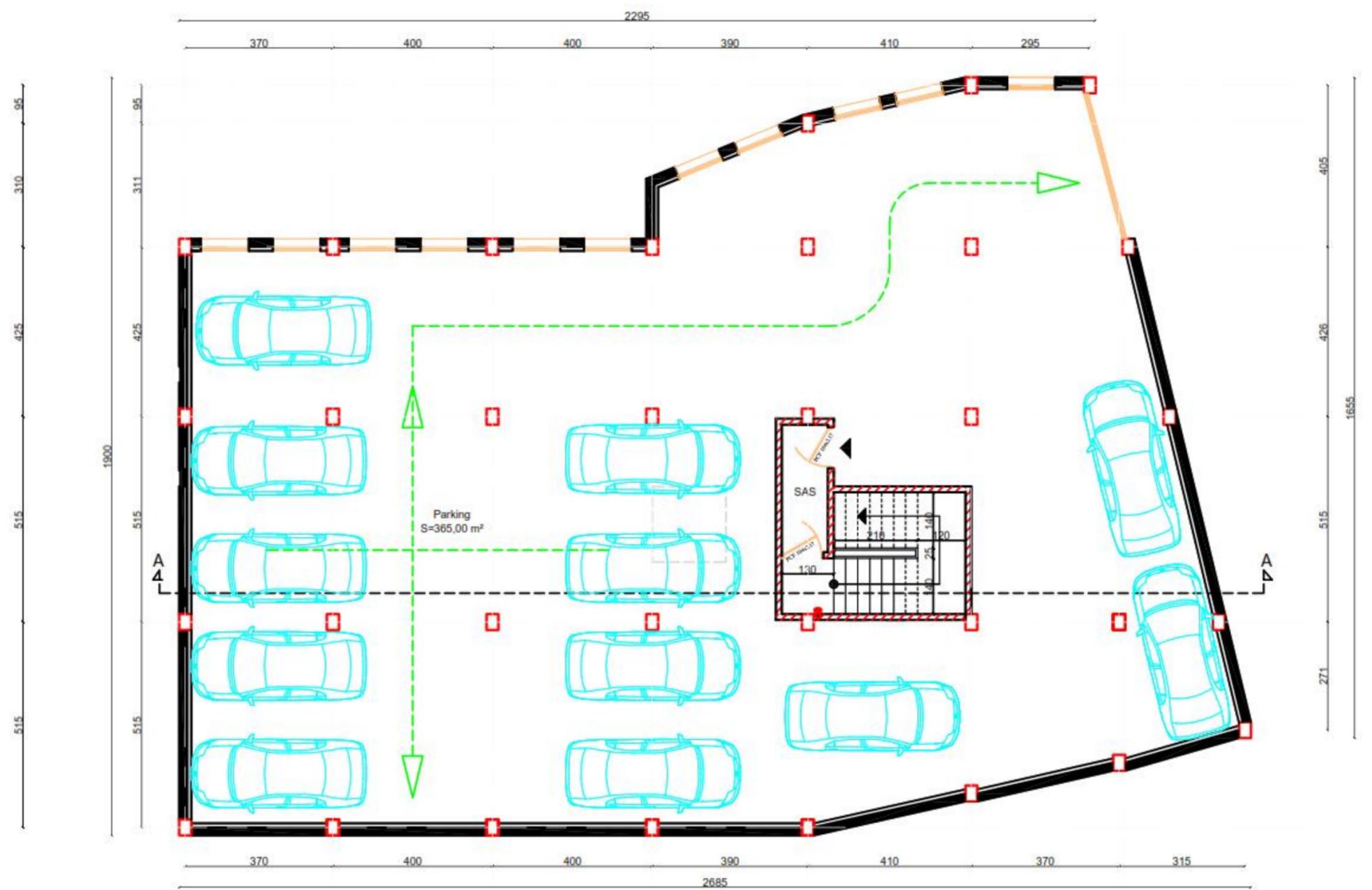
3.608



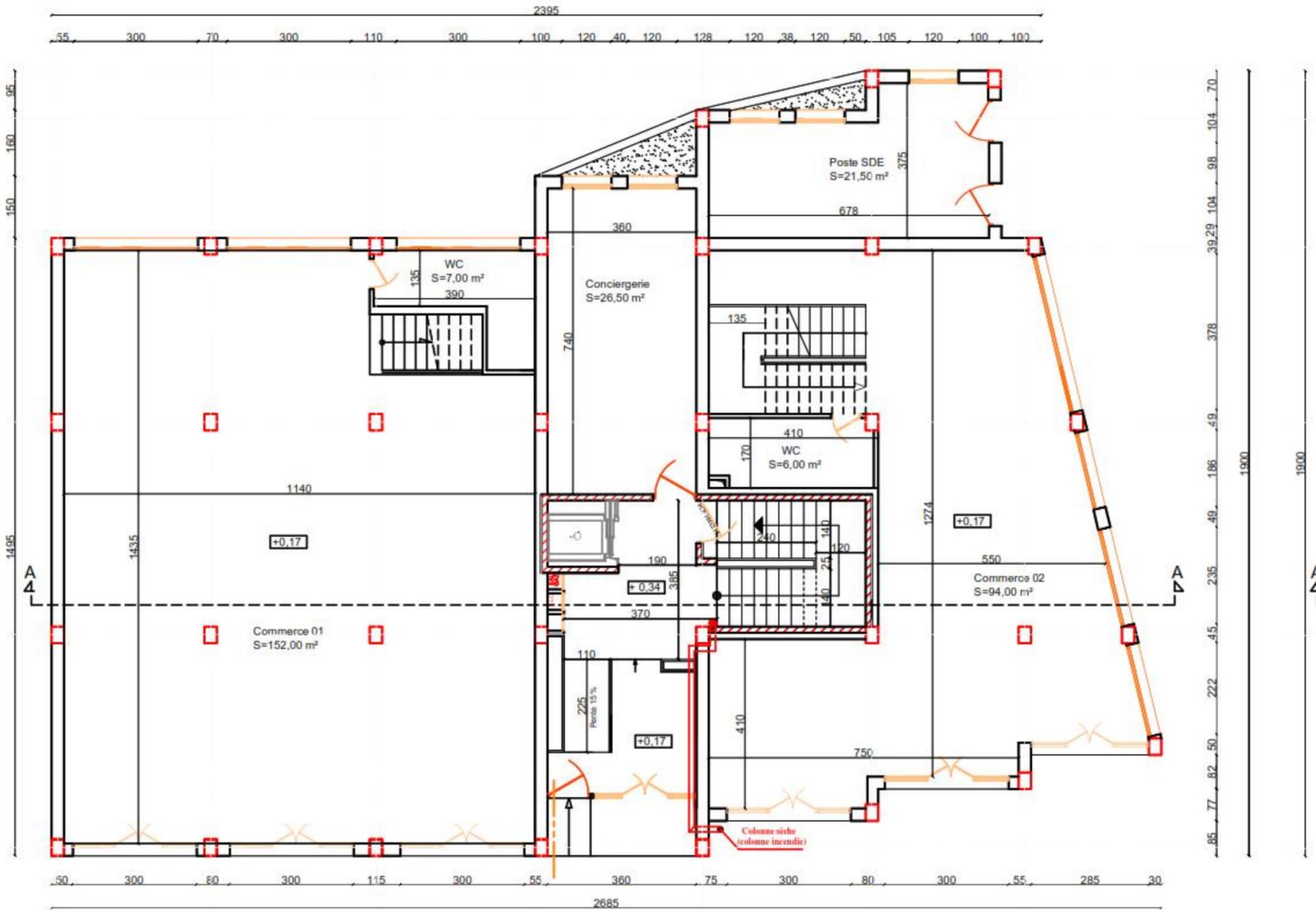
Facade principale



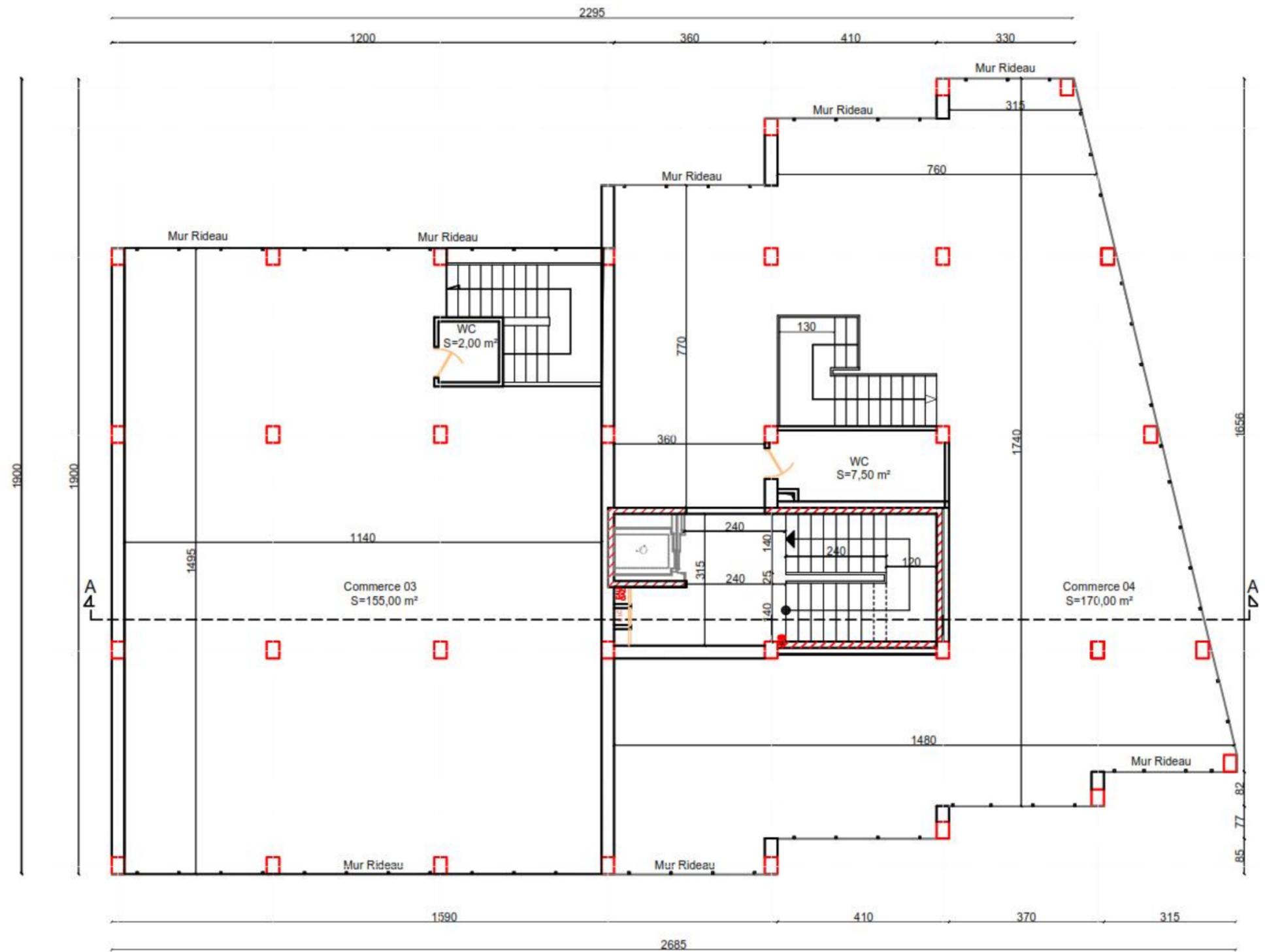
PLAN DES FONDATIONS



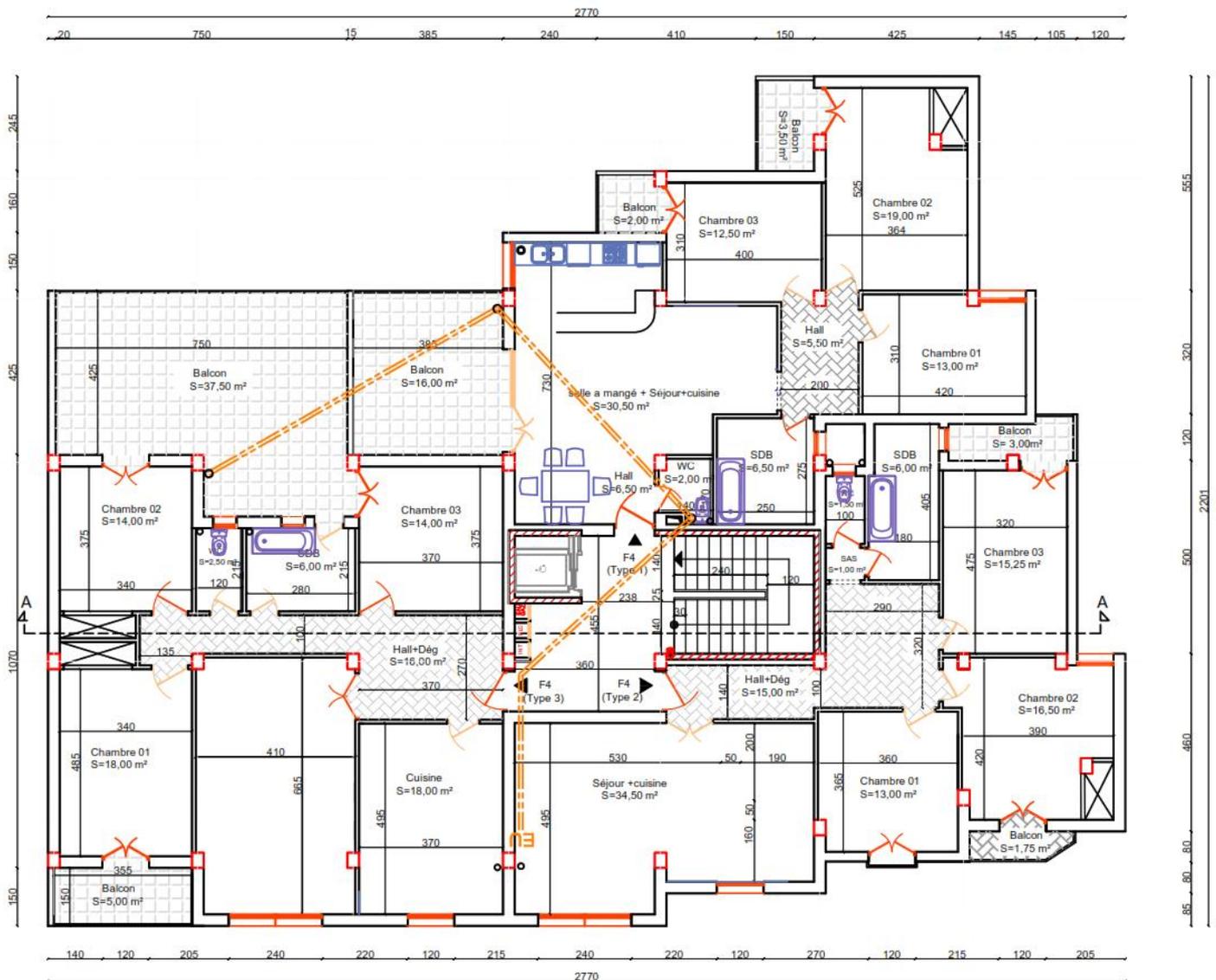
PLAN SOUS SOL



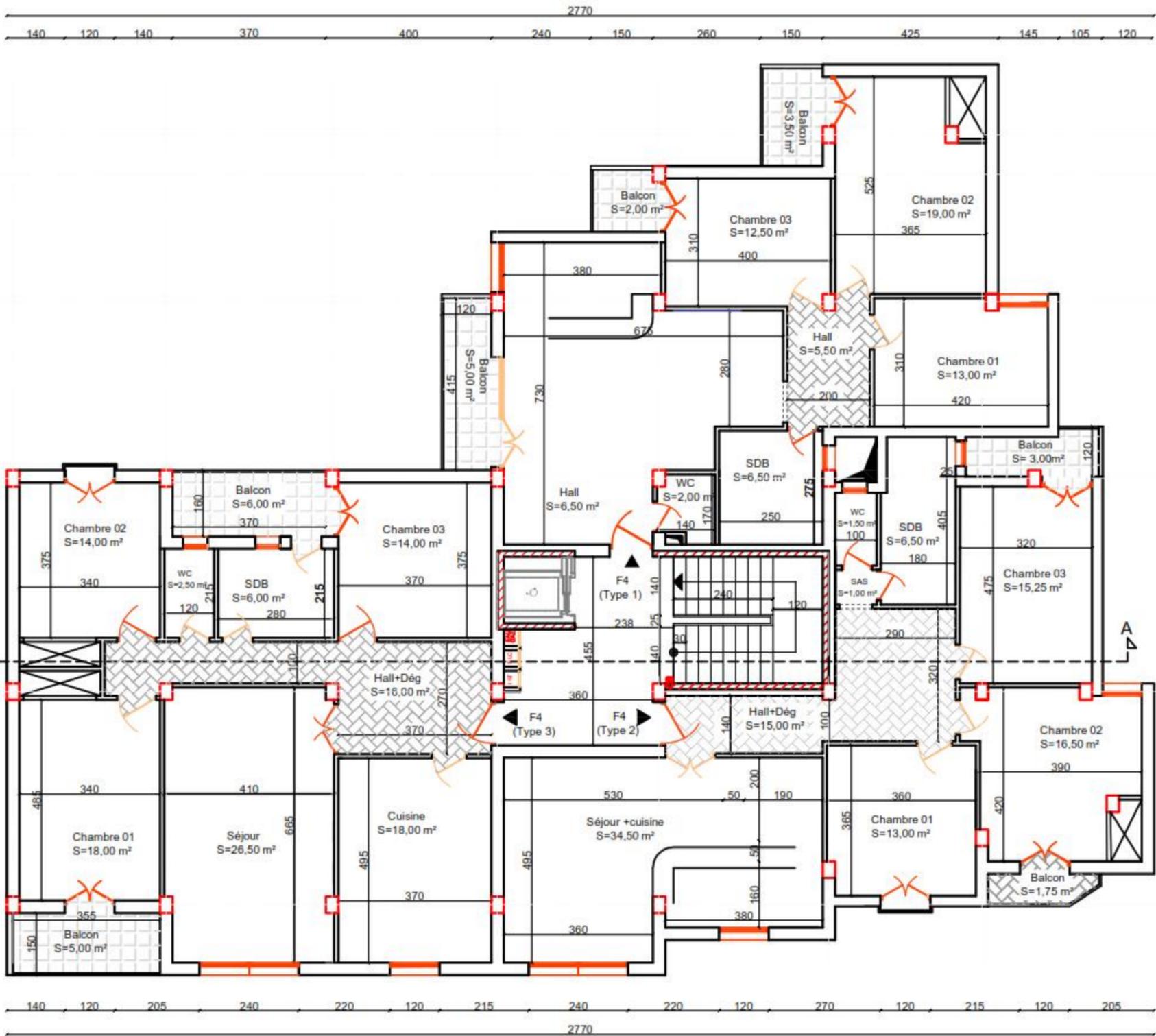
PLAN RDC



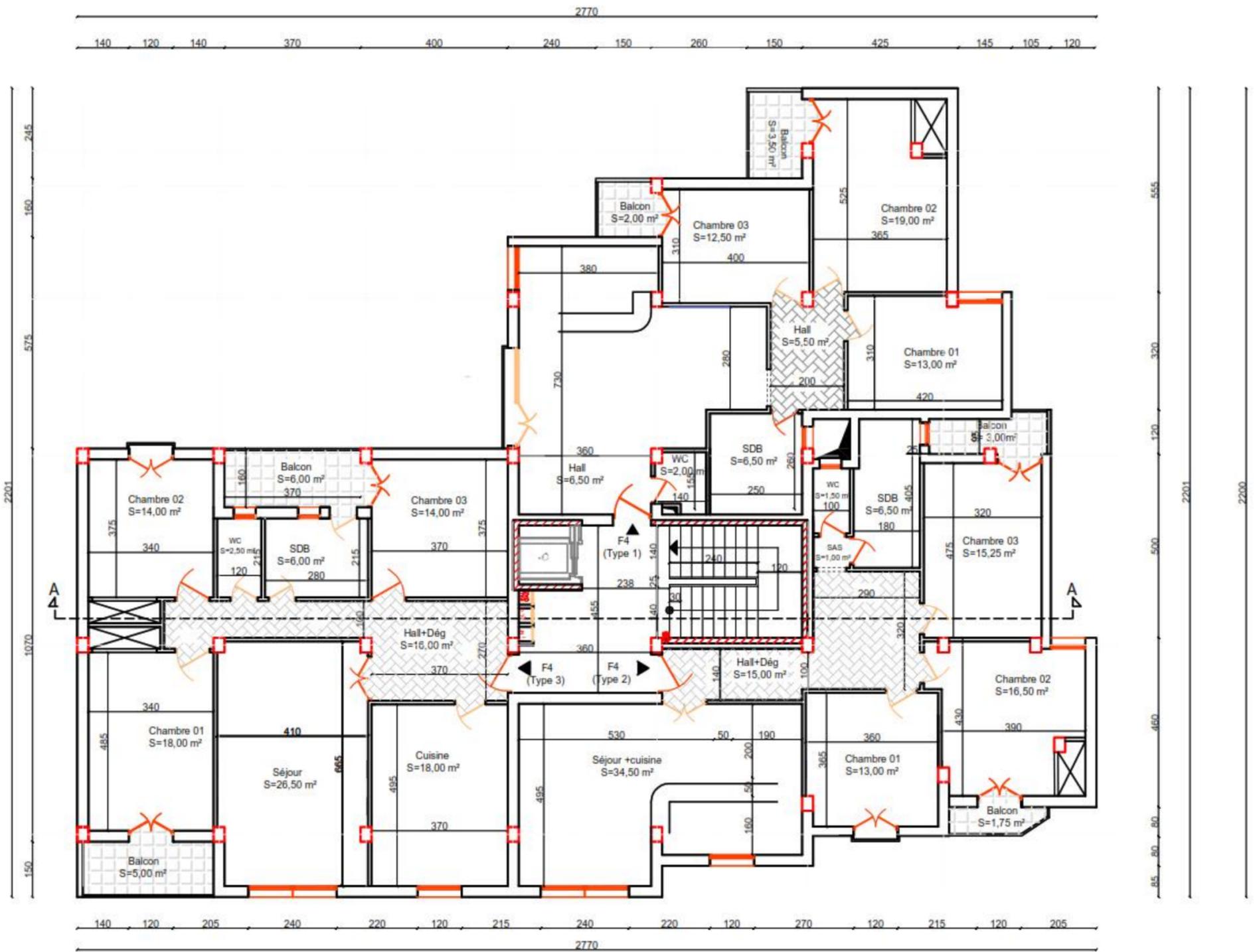
PLAN ETAGE 1



PLAN ETAGE 2



PLAN ETAGE 3-6



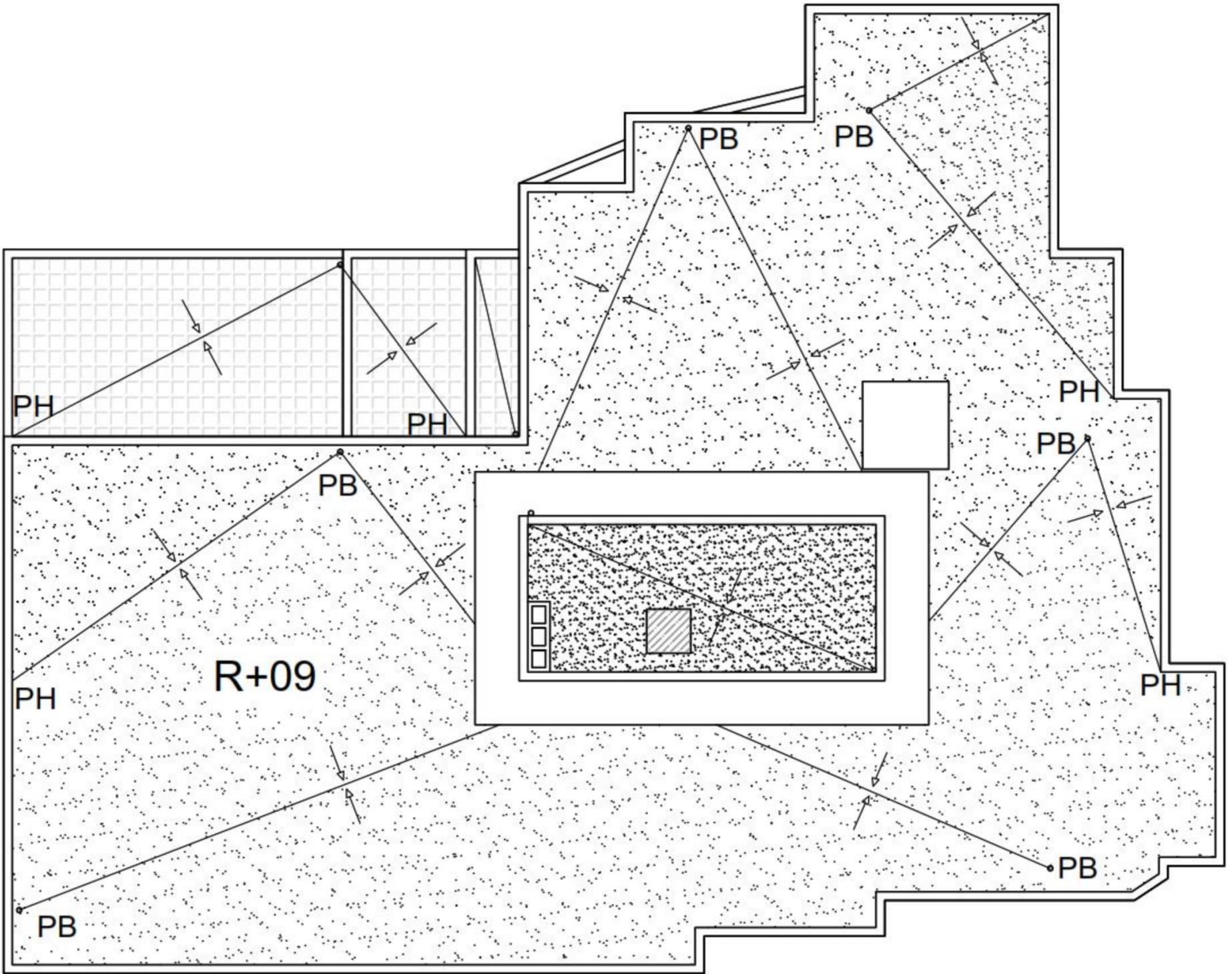
PLAN ETAGE 7

2770

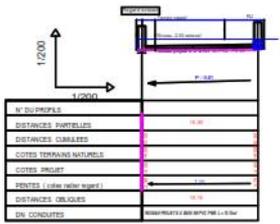
140 120 140 370 400 240 410 575 145 105 120



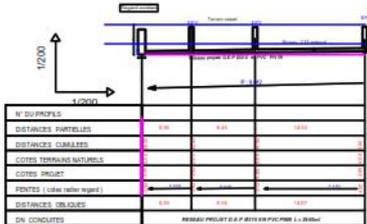
PLAN ETAGE 8-9



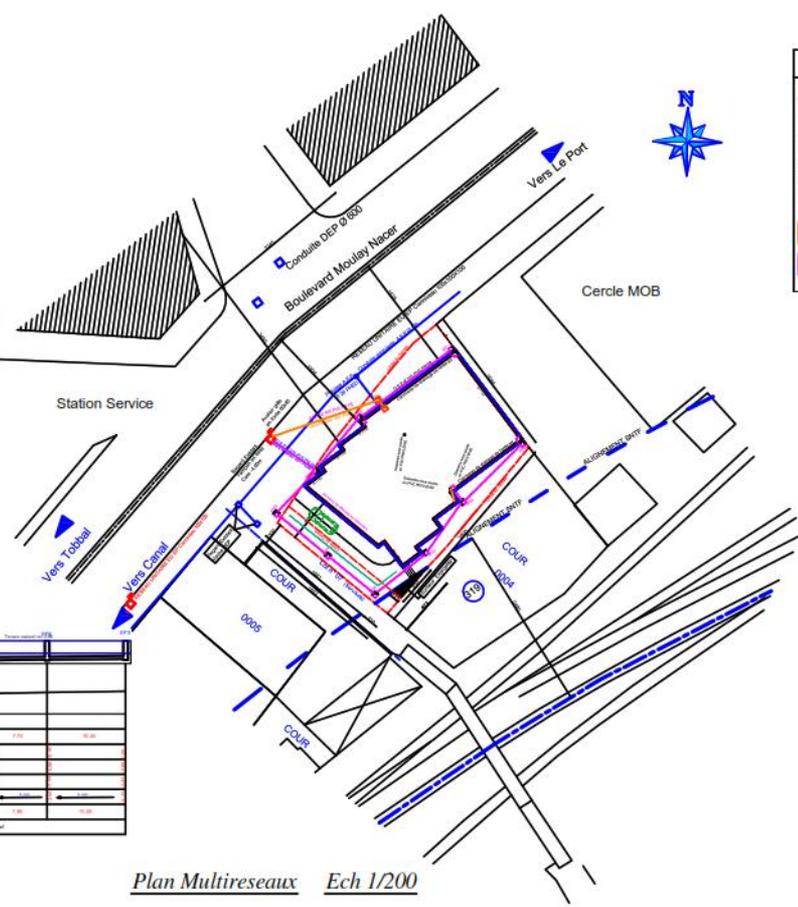
PLAN DE TERRASSE



Profil en Long E.U



Profil en Long D.E.P



LEGENDE	
Reseau AEU	— (Orange line)
Reseau EP	— (Purple line)
Conduite AEP	— (Blue line)
Limite du terrain	- - - (Red dashed line)
Alignement SNTF ENSENERIF	- - - (Blue dashed line)
Ligne voie ferrée existante	- - - (Blue dashed line)
Regard Extérieur AEU	■ (Orange square)
Regard Extérieur DEP	■ (Purple square)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

C.A.R.T. BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME
 0207
 Batiment EDIPAL, cde 55000 BEJAIA tel: 034023721

PROMOTEUR : LALAOUI ZAHER

PROJET : CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE DE 24 LOGEMENT
 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL SUR R+03
 SUR LE BOULEVARD MOULAY NACER BEJAIA

WILAYA : BEJAIA	PLANCHE	Echelle
DIVISION : BEJAIA	PLAN DE MULTIRESEAUX	1/200
COMMUNE : BEJAIA	Plan en long E.U. & D.E.P	R+03

VBA	ARCHITECTE CHIEF PROJET	ARCHITECTE 01	ARCHITECTE 02	INGENIEUR GENIE CIVIL
	HANNOUCHE	F. SUDJANE	I. OUKRACHOUCHE	

MODIFICATIONS