



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 + 11 + entre-sol a usage
d'habitation, service et commerce
Contreventé par un système mixte
(Voiles/portiques).**

Présenté par :

ISSAD nadir

SELLAMI younes

Encadré par :

M^r. OUDNI

Jury:

M^{eme}. SOUIDI

M^r. MEZIANI

Promotion 2018/2019

Remerciement

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr OUDNI , pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants du département Génie Civil, pour tous leurs efforts tout au long de notre formation.

On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de Prêt ou de loin.

Dédicaces

Je dédie ce travail A:

*Mes très chers parents qui étaient toujours à mes côtés pour
me soutenir durant tout mon parcours d'études.*

A ma chère sœur

A tous nos amis (es)

et tous ceux qui me sont chère sans exception.

Younes.

Dédicaces

À mes très chers parents & frère et sœur qui ont toujours été là

pour moi,

Toute ma famille.

À tous mes amis (es) sans exception

À toute la promotion génie civil 2018/2019.

Nadir

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 site	1
I.1.3 Ossature de l'ouvrage	2
I.2 Normes et règlements utilisés	2
I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux	2
I.3.1 Le Béton	2
I.3.2 Les aciers	4
I.4 Conclusion	5

Chapitre II : Pré-dimensionnement et calcul des éléments secondaires

II.1 pré-dimensionnement des éléments principaux	6
II.1.1 les poutres	6
II.1.2 : Les poteaux	6
II.1.3 : les voiles	7
II.2 : pré dimensionnement des éléments secondaires	7
II.2.1 : Les planchers à corps creux	7
II.2.2 Les dalles pleines	9
II.2.3 Les escaliers	10
II.2.4 acrotère	11
II. 3 Evaluation des charges et surcharges	12
II.4 Descente de charge	15
II.4.1 Calcul de l'effort normal ultime	19
II.4.2 Les vérifications nécessaires	19
II.5 Etude des éléments principaux et secondaires	22
II.5.1 planchers à corps creux	22
II.5.1.1 Type de poutrelle	22

II.5.1.2 charges revenant sur les poutrelles	24
II.5.1.3 Calcul des sollicitations dans les poutrelles	24
II.5.1.4 Ferrailage des poutrelles	25
II.5.1.5 Les vérifications nécessaires	27
II.5.1.6 schéma de ferrailage	32
II.6 Etude des dalles pleines	32
II.6.1 Calcul des sollicitations	33
II.6.2 Les vérifications nécessaires	34
II.6.3 Schéma de ferrailage	35
II.7 Etude des escaliers	39
II.7.1 Ferrailage	39
II.7.2 Les vérifications nécessaires	40
II.7.3 schéma de ferrailage	42
II.7.4 Calcul de la poutre palière	42
II.7.5 Ferrailage	43
II.7.6 Les vérifications nécessaires	43
II.7.7 schéma de ferrailage	45
II.8 Etude de la poutre de chaînage	46
II.8.1 Calcul des sollicitations.....	46
II.8.2 ferrailages	46
II.8.3 Les vérifications nécessaires	47
II.8.4 schéma de ferrailage.....	48
II.9 Etude de l'ascenseur.....	48
II.9.1 Etude de la dalle machine	48
II.9.2 Calcul des sollicitations.....	49
II.9.3 Ferrailage	50
II.9.4 Les vérifications nécessaires	50
II.9.5 schéma de ferrailage	51
II.10 Etude de l'acrotère	51
II.10.1 Calcul des sollicitations	52
II.10.2 Ferrailage	52

II.10.3 Les vérifications nécessaires	53
II.10.4 Schéma de ferrailage	55
II.11 Conclusion	56

Chapitre III : Etude dynamique

III.1 Calcul de la force sismique V_{St}	57
III.2 Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale	59
III.3 Résultats Obtenue	60
III.3.1 Disposition des voiles de contreventement	60
III.3.2 Mode de vibration et taux de participation des masses	60
III.3.2.1 Analyse des résultats	60
III.3.2.2 Les modes de vibrations	61
III.3.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003	62
III.3.3.1 Justification de l'interaction voiles-portiques	62
III.3.3.2 Vérification de l'effort normal réduit	63
III.3.3.3 Vérification de la résultante des forces sismiques	64
III.3.3.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux	64
III.3.3.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta	66
III.6 Conclusion	67

Chapitre IV : Etude des éléments structuraux

IV.1 Etude des poutres	68
IV.1.1 Recommandation du RPA99/Version 2003	68
IV.1.2 Sollicitations maximales dans les poutres	68
IV.1.3 Ferrailage des poutres	69
IV.1.4 les vérifications nécessaires	72
IV.1.5 schéma de ferrailage	73
IV.2 Étude des poteaux	73
IV.2.1 Les sollicitations maximales	73
IV.2.2 Calcul de ferrailage	75
IV.2.2.1 Vérifications nécessaires	77
IV.2.3 Schéma de ferrailage	83

IV.3 Etude des voiles	83
IV.3.1 Calcul des sollicitations	84
IV.3.2 Ferrailages	86
IV.3.3 Schema de ferrailage	90

Chapitre : V étude de l'infrastructure

V.1 Etude des fondations	91
V.1.1. Combinaison de calcul	91
V.1.2 Vérification de la semelle isolée	91
V.1.3 Vérification de la semelle filante	92
V 1.4 Radier général	92
V 1.4.1 Caractéristiques géométriques du radier	93
V 1.4.2 Vérifications nécessaires	94
V.1.4.3 Ferrailage du radier	96
V 1.4.4 Vérifications nécessaires	98
V1.4.5 Schéma de ferrailage	99
V.2 Etude des nervures	100
V.2.1. Méthode de calcul	100
V.2.2 Calcul des sollicitations	101
V.2.3 Ferrailage des nervures	105
V.2.4 Vérification nécessaires	106
V.2.5 Schémas de ferrailage	107
V.3 Etude de voile périphérique	107
V.3.1 Caractéristiques du sol	107
V.3.2 Ferrailage du voile périphérique	108
V.3.3 Schéma de ferrailage du voile périphérique	110

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.
Br	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.
e_a	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.
If	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 Ferrailage des poutrelles de RDC-bas	32
Figure II.12 Ferrailage des poutrelles du reste des étages	32
Figure II.13 Dalle sur 2 appuis	32
Figure II.14 Section de la dalle pleine à ferrailer	33
Figure II.15 schéma de ferrailage des dalles sur 2 appuis	35
Figure II.16 Dalle sur 3 appuis	35
Figure II.17 Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis	38
Figure II.18 Schéma statique de la volée 1	39
Figure II.19 Schéma de ferrailage escalier principal	42
Figure II.20 Schéma statique de la poutre brisée	42
Figure II.21 Schéma de ferrailage de la poutre brisée	45
Figure II.22 Schéma statique de la P. chaînage	46
Figure. II.23 Ferrailage 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	48
Figure II.26 Schéma de ferrailage du local machine	51
Figure II.27 Schéma de ferrailage de l'acrotère	55
Figure III. 1 Spectre de réponse	59
Figure III.2 Plans de disposition des voiles	60

Figure III.3 Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X)	61
Figure III.4 Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y)	61
Figure III.5 Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z)	62
Figure IV.1 Répartition des moments dans la zone nodale	80
Figure IV.2 Ferrailage du voile Vy2, vy3 au niveau du RDC au 1 ^{er} étage	90
Figure V.1 Le panneau le plus sollicité	97
Figure V.2 Ferrailage du radier	99
Figure V.3 Schéma des lignes de ruptures de la dalle du radier	100
Figure V. 4 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X ...	101
Figure V.5 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y	102
Figure V. 6 Schéma statique de la nervure selon X-X avec les charges équivalentes	102
Figure V. 7 Schéma statique de la nervure selon Y-Y avec les charges équivalentes	103
Figure V.8 Schéma de ferrailage du voile périphérique du S/sol	110

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 reviennent 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	29
Tableau II.27 Ferrailage des poutrelles de tous les étages	31
Tableau II.28 Vérifications de l'état limite de compression du béton	31
Tableau II.29 vérification nécessaires à l'ELU	31

Tableau II.30 Ferrailage de dalles sur 2 appuis	34
Tableau II.31 Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS	34
Tableau II.32 vérification des états limites d'ouverture des fissures.....	35
Tableau II.33 Ferrailage du balcon à l'ELU	36
Tableau II.34 ferrailage du balcon à l'ELS	37
Tableau .35 Sollicitation dans la volée 1	39
Tableau II.36 Résumé des résultats de ferrailage	40
Tableau II.37 Vérification des contraintes	40
Tableau II.38 Calculs des ferrailages à la flexion simple	43
Tableau II.39 Vérification des contraintes	43
Tableau II.40 les contraintes de cisaillements	44
Tableau II.41 Calculs des ferrailages à la flexion simple	46
Tableau II.42 Vérification des contraintes	47
Tableau II. 43 Les sollicitations sous charge concentrée	49
Tableau II. 44 Les sollicitations sous charges réparties	49
Tableau II. 45 Les moments corrigés	50
Tableau II. 46 Tableau des ferrailages de la dalle de l'ascenseur	50
Tableau II. 47 Tableau de vérification des contraintes	51
Tableau II.48 Combinaisons d'actions sur l'acrotère	52
Tableau II.49 Dimensions des poteaux	56
Tableau III.1 Valeurs des pénalités	58
Tableau III.2 Période et taux de participation massique de la structure	60
Tableau III.3 Charges verticales reprises par les portiques et voiles	63
Tableau III.4 Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	63
Tableau III.5 Vérification de l'effort normal réduit	64
Tableau III.6 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	64
Tableau III.7 Vérification des déplacements relatifs selon X-X	65
Tableau III.8 Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y	65
Tableau III.9 Vérification de l'effet P- Δ selon le sens X-X	66
Tableau III.10 Vérification de l'effet P- Δ selon le sens Y-Y	67
Tableau IV.1 Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principale &	

Secondaire non associées aux voiles	69
Tableau IV.2 Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principale & secondaire associées aux voiles.....	69
Tableau IV.3 Armatures longitudinales dans les poutres associées aux voiles	70
Tableau IV.4 Armatures longitudinales dans les poutres non associées aux voiles	70
Tableau IV.5 Vérification de l'effort tranchant	72
Tableau IV.6 Vérification de l'état limite de compression du béton	72
Tableau IV.7 Vérification de l'état limite de déformation	73
Tableau IV.8 sollicitations dans les poteaux	73
Tableau IV.9 Armatures longitudinales dans les poteaux	76
Tableau IV.10 Ferrailage transversales des poteaux	77
Tableau IV.11 Vérification au flambement des poteaux	78
Tableau IV.12 vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	79
Tableau IV.13 Vérification des contraintes de cisaillements	79
Tableau IV.14 Moments résistant dans les poteaux	80
Tableau IV.15 Moments résistants dans les poutres principales	81
Tableau IV.16 Moments résistants dans les poutres secondaires	81
Tableau IV.17 Vérification des zones nodales poutres principales	82
Tableau IV.18 Vérification des zones nodales poutres secondaires	82
Tableau IV.19 les sollicitations dans les voiles au niveau du RDC-h et RDC-b et ETAGE	84
Tableau IV.20 les sollicitations dans les voiles au niveau du ETAGE 2,3,4	84
Tableau IV.21 les sollicitations dans les voiles au niveau du ETAGE 5,6,7	85
Tableau IV.22 les sollicitations dans les voiles au niveau du ETAGE 8,9,10	85
Tableau IV.24 ferrailage des voiles au niveau du RDC-bas au 1 ^{er} ETAGE	86
Tableau IV.25 ferrailage des voiles au niveau du 2 ^{ème} au 4 ^{ème} ETAGE	87
Tableau IV.26 ferrailage des voiles au niveau du 5 ^{ème} au 7 ^{ème} ETAGE	87
Tableau IV.27 ferrailage des voiles au niveau du 8 ^{ème} au 10 ^{ème} ETAGE	88
Tableau IV. 28 ferrailage des voiles au niveau de la terrasse	89
Tableau V.1 ferrailage de radier	98
Tableau V.2 Vérification des contraintes à l'ELS	98
Tableau V.3 Calcul des armatures à l'ELS	99

Tableau V.4 Les chargements sur les travées sens X-X	103
Tableau V.5 Les chargements sur les travées sens Y-Y	103
Tableau V.6 Tableau des sollicitations l'ELU sens X-X	103
Tableau V.7 Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X	104
Tableau V.8 Tableau des sollicitations l'ELU sens Y-Y	104
Tableau V.9 Tableau des sollicitations l'ELS sens Y-Y	104
Tableau V.10 Calcul des ferrailages	105
Tableau V.11 Vérification des contraintes à l'ELS	106
Tableau V.12 Calcul des armatures à l'ELS	106
Tableau V.13 Ferrailage des voiles périphérique à l'ELU	109
Tableau V.14 Vérification des contraintes à l'ELS	109
Tableau V.15 Calcule des armatures à l'ELS	109

Introduction général

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

Cependant Le bâtiment est soumis à de multiples actions mais le plus dangereux demeure le tremblement de terre. Le séisme est un phénomène naturel inévitable et difficile à prévoir, cependant, ses effets induits sur la structure ou le bâtiment peuvent être prévus et par la suite contrôlés en analysant son comportement dynamique.

En Algérie les expériences vécus, durant les derniers séismes ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA 99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés pour assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés .

chaque étude d'un projet de la construction a des buts dont on peut citer :

- La sécurité (la plus importante): assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage ;
- Économie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses)
- Confort et Esthétique.

Notre travail consiste a étudié un bâtiment en béton armé a usage multiple (commerce, service et habitation) contreventé par un système mixte (voiles-portique) .

Pour cela, nous allons répartir le travail sur six chapitres :

- Le premier chapitre qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux le Calcul des éléments secondaires.
- Le troisième chapitre pour l'étude dynamique.
- Le quatrième chapitre comporte l'étude sismique et calcul des éléments structuraux.
- Le cinquième chapitre aborde l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I :

Généralités

Introduction

L'étude d'un ouvrage en béton armé nécessite des pré-requis de base sur les quels l'ingénieur prend appuis, dans le but d'obtenir un model sécuritaire et économique, et pour que cette étude soit bien faite, la connaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable. Nous présentons dans ce chapitre une brève description de l'ouvrage qui nous a été confié pour l'étude ainsi que les principales caractéristiques du béton armé.

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet à étudier est une promotion immobilière : 06 blocs en R+07 à R+12+sous sols, le rez-de-chaussée bas est un garage a usage commercial, service au rez-de-chaussée haut ,parking au sous sol et on a une terrasse inaccessible , et les autres étage(1^{er} au 10^{ème}) sont des étage courants , situé sur la RUE DES FRERES MEKHTARI-LA ZONE DE BEJAIA wilaya de Bejaia.

D'après le RPA 99 version 2003, Bejaïa est une zone de moyenne sismicité (IIa). La structure de l'ouvrage est mixte en portique et voile avec vérification de l'interaction (voiles-portiques), Le site et de catégorie (S3), qui concerne les sols meubles.

Le bâtiment est composé de :

- parking au sous sol
- le rez-de-chaussée bas à usage commercial
- le rez-de-chaussée haut a usage service
- le 1^{ere} étage jusqu'au 10^{ème} étages usage d'habitation

I.1.1 Caractéristique géométrique du projet :

- Longueur du bâtiment : $L = 20,72\text{m}$.
- Largeur du bâtiment : $b = 17,30\text{m}$.
- Hauteur du sous-sol: $H = 3,74\text{m}$.
- Hauteur des autres étages: $H = 3.06\text{m}$.
- Hauteur totale de bâtiment : $H = 40,46\text{m}$.

I.1.2 Caractéristiques géotechniques du site

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

- Le sol de notre site est en catégorie S3 selon sa nature géotechnique.
- La contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma} = 1,80 \text{ bars}$.
- L'ancrage minimal des fondations : $D = 3 \text{ m}$

I.1.3 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.

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* :
$$\begin{cases} ELU : 1,35G + 1,5Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

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

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 et de reprendre les efforts de compression qui seront développées.

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'essais sur des éprouvettes :

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 :

$$\begin{aligned} f_{tj} &= 0,6 + 0,06 f_{cj} \\ f_{t28} &= 0,6 + 0,06 f_{c28} \end{aligned}$$

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

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

➤ **Contrainte limites**

1- État limite ultime (ELU) :

- Contrainte ultime de compression :

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

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

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

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{lorsque } T > 24h \\ \theta = 0,9 & \text{lorsque } 1h < T < 24h \\ \theta = 0,8 & \text{lorsque } T < 1h \end{cases}$$

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

- Contrainte ultime de cisaillement :

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

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

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25MPA$ donc :

$$\tau_{adm} = 3,33MPA \rightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2,5MPA \rightarrow \text{fissuration nuisible.}$$

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 :

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

❖ Coefficient de poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinal 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 armée est l'acier, leur 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 : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

➤ Contrainte limite :

- **État limite ultime**

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

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

- **État limite de service**

fissuration peu nuisible: pas de vérification à faire.

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

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

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 suivant :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

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

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

$$E_{ij} = 32164,09 \text{ MPA}$$

$$E_{vj} = 10721,39 \text{ MPA}$$

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

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

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

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

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

CHAPITRE II :

Pré-dimensionnement

Et

Calcul des éléments secondaires

Introduction

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela on procède au pré-dimensionnement des éléments, les recommandations selon RPA 99 /version 2003, BAEL 91/modifié 99 et CBA 93. Des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

II.1 pré-dimensionnement des éléments principaux

II.1.1 les poutres

- **Poutres principales :**

Elles sont disposés perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon (**BAEL91**) par le critère de flèche qui est :

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

L : portée maximale entre nus d'appuis de la poutre. $L = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$.

$$31,33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm} \text{ on prend: } \begin{cases} h = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

- **les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leurs hauteur est donnée selon (**BAEL91**) par le critère de flèche qui est :

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

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

$$L = 390 \text{ cm} - 30 \text{ cm} = 360 \text{ cm.}$$

$$24 \leq h \leq 36 \text{ on prend: } \begin{cases} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

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

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes:

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

- ✓ **les conditions de RPA sont vérifiées**

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30,35) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $b \times h = (30,30) \text{ cm}^2$.

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 **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

étage	S.SOL + RDC.B	RDC.H + 1 ^{er} étage	2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	6 ^{ème} +7 ^{ème} étage	8 ^{ème} +9 ^{ème} Etage	10 ^{ème} étage
section	45*45	45*40	40*40	40*35	35*35	35*30	30*30

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	3,74	3,44	17,2	20
Autres étages	3,06	2,76	13,8	20

II.2 : pré dimensionnement 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.

$L = 360\text{cm}$ $h_t \geq 360/22,5 = 16 \text{ cm.}$

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

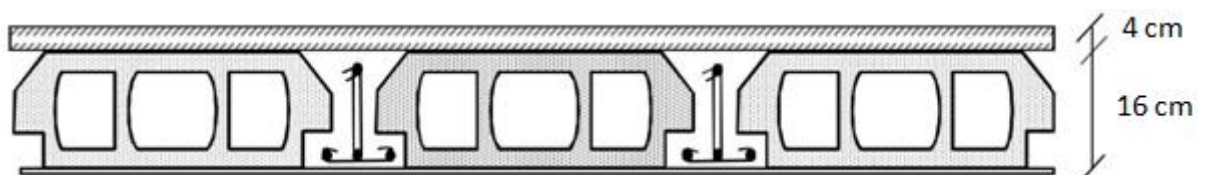


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

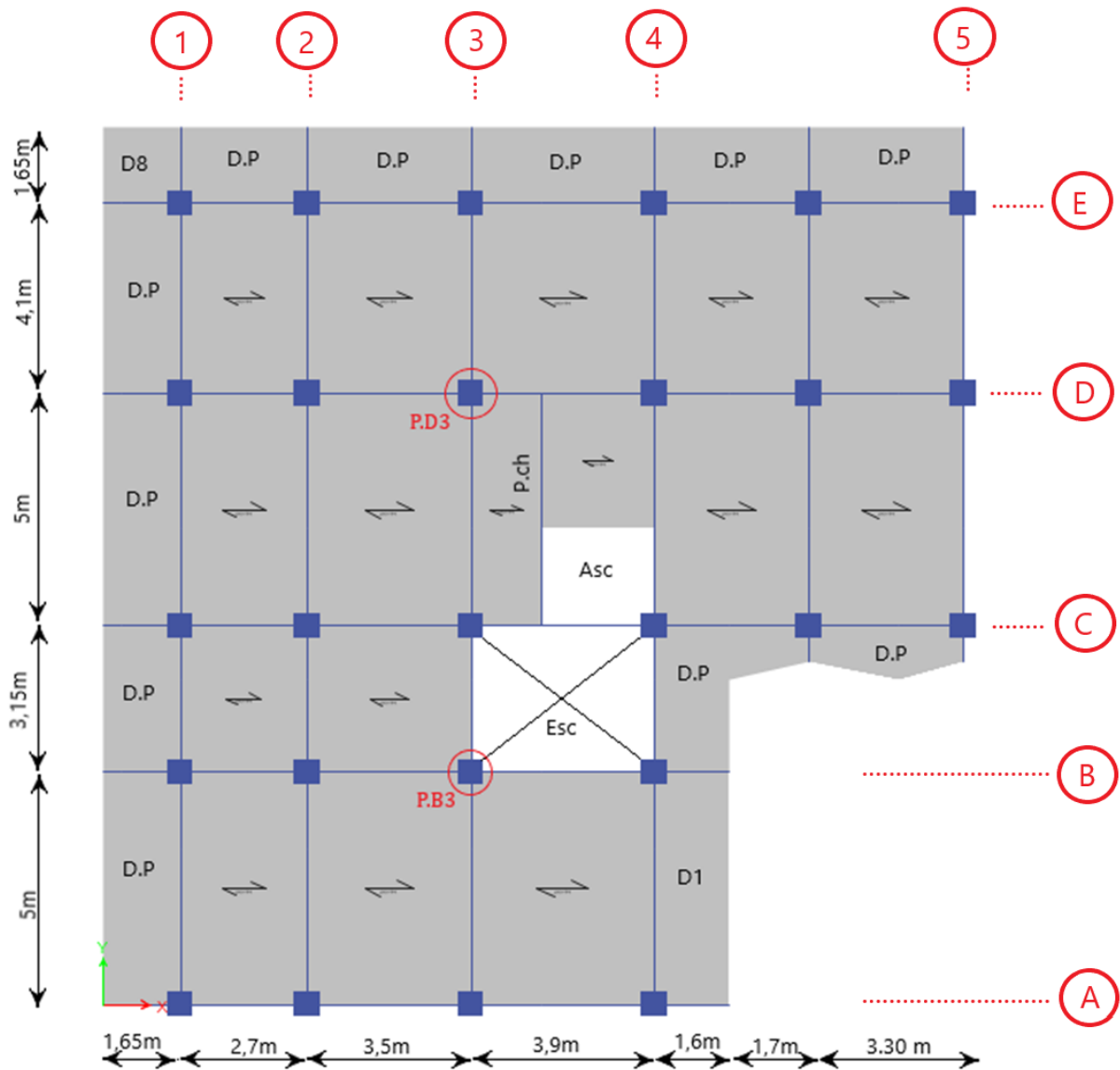
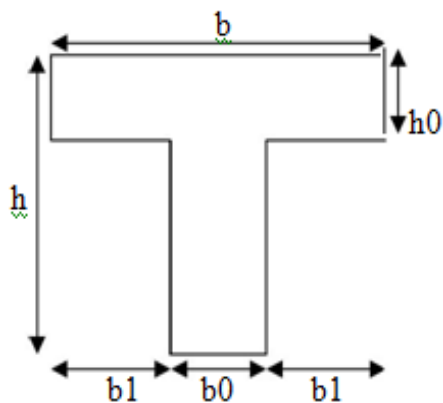


Figure II.2 exemple de la disposition des poutrelles avec repérage des poteaux les plus sollicités de 2^{ème} étage

❖ 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 :**

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

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{240}{10}\right)$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq 24 \Leftrightarrow b \geq 24 \times 2 + b_0 = 58 \text{ cm} ; \text{ On adopte } b=58\text{cm.}$$

❖ **Calcul de b₁ :**

• $b_1 \leq \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$

• $b_1 \leq \frac{240}{10} = 24 \text{ cm}$

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

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 :

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 D₁**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{4,7} = 0,30 < 0,4$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{145}{35} \Rightarrow 4,14 \leq e \leq 4,83$$

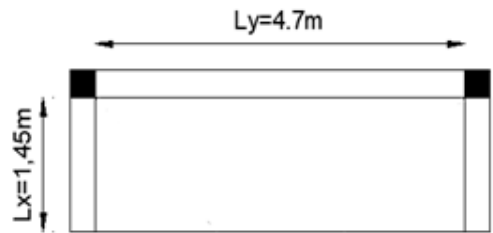


Figure II.4 Panneau de dalle D1

❖ **Dalle sur 2 appuis D₈**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{150} = 1$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{150}{20} = 7,5 \text{ cm}$$

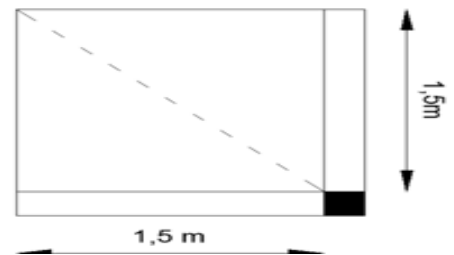


Figure II.5 Panneau de dalle D8

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

Tableau II. 3 Dimensionnement de dalles pleines :

Panneaux	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆	D ₇	D ₈
L _x (m)	1,45	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
L _y (m)	4,70	3,00	2,40	3,80	4,70	2,85	4,70	1,50
ρ	0,308	0,5	0,625	0,39	0,31	0,52	0,308	1
e (cm) ≥	4,50	4,00	4,00	4,5	4,5	4,00	4,50	7,5
e adoptée (cm)	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) : L_0 (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)

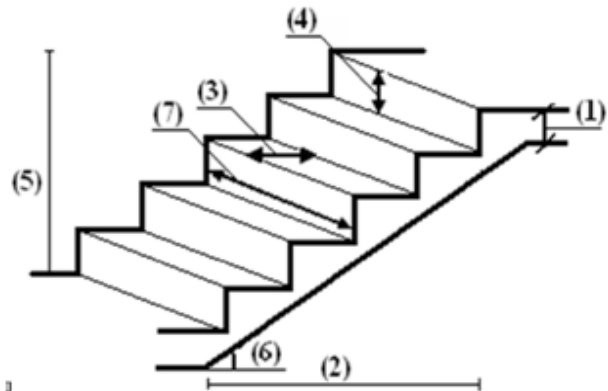


Figure II. 6 schémas de terminologie d'escalier.

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 deux types d'escalier; escalier droit à deux volées et escalier droit à trois volées :

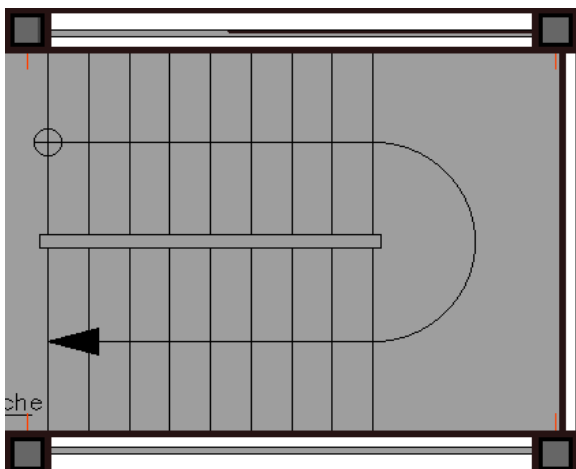


Figure II.7 Escalier à deux volées

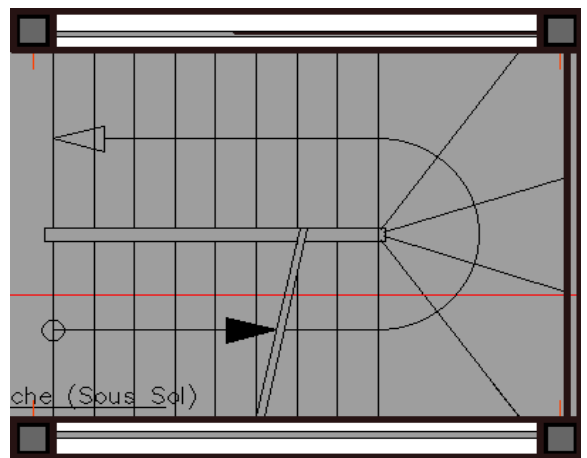


Figure II.8 Escalier à trois volées à marche balancées.

II.2.3.1. Escalier de RDC-bas vers tous les étages :

C'est un escalier droit à deux volées identique :

- 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.

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

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

$$\checkmark e \geq 11 \text{ cm} \quad \text{pour 2 heures de coupe-feu} \quad \Rightarrow \text{On prend : } e = 15 \text{ cm}$$

Tableau II.4 Caractéristique des escaliers de la structure

Types	volée	H' (m)	L ₀ (m)	Inclinaison α	n	h (cm)	g (cm)	Epaisseurs (cm)
1 RDC-bas Vers tous les étages	1et2	1,53	2,40	32,52°	9	17	30	13,5 ≤ e ≤ 20,25
2 sous-sol	1	1,19	1,80	33,47°	7	17	30	10,66 ≤ e ≤ 16
	2	0,68	1,20	29,53°	4	17	30	e ≥ 5,25
	3	1,19	1,80	33,47°	7	17	30	10,66 ≤ e ≤ 16

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

II.2.4 acrotère :

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

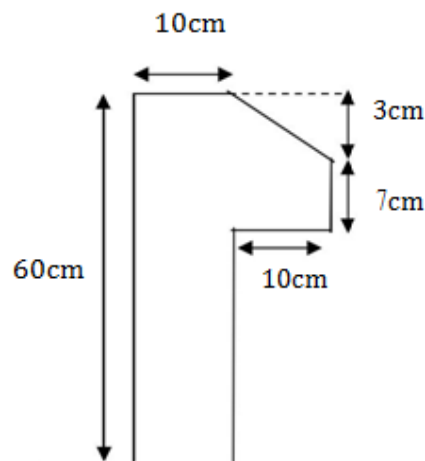


Figure II.9 Coupe transversale de L'acrotère

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)
RDC-bas (commerce)	5
RDC-haut (service)	2.5
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 :

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 la volée

Éléments	e (cm)	Densité (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Paillasse	15/cos33,47	25	4.51
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/cos33,47	18	0.43
Garde corps	/	/	0.6
		G	8.72

Tableau II. 12 Evaluation des charges sur la volée

Éléments	e (cm)	Densité (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Paillasse	15/cos29,53	25	4.31
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/cos29,53	18	0.41
Garde corps	/	/	0.6
		G	8.50

Tableau II.13 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 extérieurs (doubles parois en briques creuses)

Tableau II.14 Evaluation des charges des murs extérieurs.

éléments	e (cm)	Poids (kn/m ²)
Enduit de plâtre	2	0.4
Briques creuses	15	1.3
Lame d'air	5	/
Briques creuses	10	0.9
Enduit de ciment	2	0.2
G		2.8

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 B3 (poteau associé à la cage d'escalier) et le poteau D3.

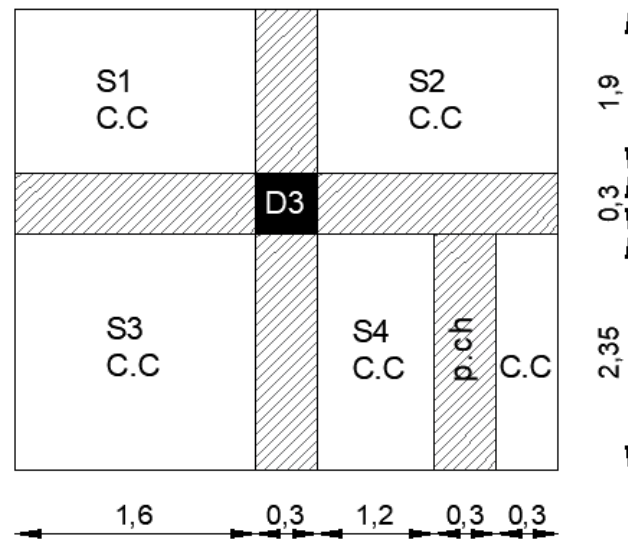
✓ Poids des poteaux supposés :

Tableau II.15 Tableau récapitulatif des poids des poteaux.

Poteaux	Section (cm ²)	Poids (kn)
Sous sol	45*45	18,93
RDC-bas	45*45	15,49
RDC-haut+1 ^{ère} étages	45*40	13,77
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	40*40	12,24
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	40*35	10,71
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	35*35	9,37
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	35*30	8,03
10 ^{ème} étage	30*30	6,88

Descente de charge pour le poteau (D3) :

- La surface afférente:(tout les niveaux ont la même surface afférente)

**Figure II.10** la surface afférente.

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

$$S_{\text{aff}(G)} = 3,04 + 3,42 + 3,76 + 3,525$$

$$S_{\text{aff}(G)} = 13,74 \text{ m}^2$$

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

$$S_{\text{aff}(Q)} = 16,74 \text{ m}^2$$

a-terrasse inaccessible

1-Poids de plancher

$$G_{\text{(plancher)}} = 6,53 \times 13,74 \Leftrightarrow G_{\text{(plancher)}} = 89,72 \text{ kn}$$

$$Q_{\text{(plancher)}} = 1 \times 16,74 \Leftrightarrow Q_{\text{(plancher)}} = 16,74 \text{ kn}$$

2-Poids des poutres

$$P_{\text{poutre}} = b \times h \times L \times \gamma_b \quad ; \quad G_{\text{(poutres)}} = P_{pp} + P_{ps} + P_{p.ch} \Leftrightarrow G_{\text{(poutres)}} = 24,08 \text{ kn}$$

b-plancher étage 10 à 1 :

1-poids de plancher

$$G_{\text{(plancher)}} = 5,21 \times 13,74 \Leftrightarrow G_{\text{(plancher)}} = 71,58 \text{ kn}$$

$$Q_{\text{(plancher)}} = 1,5 \times 16,74 \Leftrightarrow Q_{\text{(plancher)}} = 25,11 \text{ kn}$$

2-poids des poutres

$$P_{\text{poutre}} = b \times h \times L \times \gamma_b \quad ; \quad G_{\text{(poutres)}} = P_{pp} + P_{ps} + P_{p.ch} \Leftrightarrow G_{\text{(poutres)}} = 24,08 \text{ kn}$$

C- plancher RDC-haut :

1-poids de plancher

$$G_{(\text{plancher})}=5,21 \times 13,74 \Leftrightarrow G_{(\text{plancher})}=71,58 \text{ kn}$$

$$Q_{(\text{plancher})}=2,5 \times 16,74 \Leftrightarrow Q_{(\text{plancher})}=41,85 \text{ kn}$$

2-poids des poutres

$$P_{\text{poutre}}=b \times h \times L \times \gamma_b \quad ; \quad G_{(\text{poutres})}=P_{\text{pp}}+P_{\text{ps}}+P_{\text{p.ch}} \Leftrightarrow G_{(\text{poutres})}=24,08 \text{ kn}$$

d- plancher RDC-bas :

1-poids de plancher

$$G_{(\text{plancher})}=4,21 \times 13,74 \Leftrightarrow G_{(\text{plancher})}=57,85 \text{ kn}$$

$$Q_{(\text{plancher})}=5 \times 16,74 \Leftrightarrow Q_{(\text{plancher})}=83,70 \text{ kn}$$

2-poids des poutres

$$P_{\text{poutre}}=b \times h \times L \times \gamma_b \quad ; \quad G_{(\text{poutres})}=P_{\text{pp}}+P_{\text{ps}}+P_{\text{p.ch}} \Leftrightarrow G_{(\text{poutres})}=24,08 \text{ kn}$$

Les résultats de la descente de charge pour le poteau (D3) sont représenté sur le tableau suivant :

Tableau II.16 Descente de charge pour le pot (D3).

Etage	niveau	Elément	G (kn)	Q (kn)
10	N0	plancher	89,72	16,74
		poutres poteaux	24,08 6,88	
somme			120,68	16,74
9	N1	venant de N0	120,68	25,11
		plancher poutres poteaux	71,58 24,08 8,03	
somme			224,37	41,85
8	N2	venant de N1	224,37	25,11
		plancher poutres poteaux	71,58 24,08 8,03	
somme			320,03	64,45
7	N3	venant de N2	320,03	25,11
		plancher poutres poteaux	71,58 24,08 9,37	
somme			425,06	84,53
6	N4	venant de N3	425,06	25,11
		plancher poutres poteaux	71,58 24,08 9,37	
somme			530,09	102,11

5	N5	venant de N4	530,06	25,11
		plancher	71,58	
		poutres	24,08	
		poteaux	10,71	
somme			636,46	117,18
4	N6	venant de N5	636,46	25,11
		plancher	71,58	
		poutres	24,08	
		poteaux	10,71	
somme			742,83	129,73
3	N7	venant de N6	742,83	25,11
		plancher	71,58	
		poutres	24,08	
		poteaux	12,24	
somme			850,73	141,53
2	N8	venant de N7	850,73	25,11
		plancher	71,58	
		poutres	24,08	
		poteaux	12,24	
somme			958,63	151,32
1	N9	venant de N8	958,63	25,11
		plancher	71,78	
		poutres	24,08	
		poteaux	19,77	
somme			1068,06	168,15
RDC-Haut	N10	venant de N9	1068,06	25,11
		plancher	71,58	
		poutres	24,08	
		poteaux	15,49	
somme			1177,49	179,35
RDC-Bas	N11	venant de N10	1177,49	41,86
		plancher	71,58	
		poutres	24,08	
		poteaux	15,49	
somme			1288,64	203,06
Sous Sol	N12	venant de N11	1288,64	83,72
		plancher	57,85	
		poutres	24,08	
		poteaux	18,93	
somme			1389,50	286,78

II.4.1 Calcul de l'effort normal ultime

A la base de Poteau D3 on a :

$$N_G=1389,50 \text{ kn} \quad \text{et} \quad N_Q=286,78 \text{ kn}$$

$$N_u=1,35G+ 1,5Q= 1,35 \times 1389,50+1,5 \times 286,78 \Leftrightarrow N_u=2305,995 \text{ kn}$$

Récapitulation des résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.17 efforts normaux dans les 2 poteaux (D3) et (B3).

Poteaux	N_G (kn)	N_Q (kn)	N_U (kn)
Poteau D3	1389,50	286,78	2305,995
Poteau B3	1355,25	264,23	2225,93

Le poteau le plus sollicité est **le poteau D3**

D'après le BAEL 91 l'effort N_u doit être majorée de :

- 10% → portique à plusieurs travées
 - 15% → portique à 2 travées
- BAEL91 (art **B.8.1,1**)

Dans notre cas on majore N_u de 10% portique a plusieurs travées N_u^*

$$\text{Donc : } N_u^*=1,1 \times N_u = 2536,59 \text{ kn}$$

II.4.2 Les vérifications nécessaires

a- Vérification à la compression simple

Exemple de calcul (a la base de poteau D3)

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.

$$B \geq \frac{2536,59 \times 10^{-3}}{14,2} \Rightarrow B \geq 0,178 \text{ m}^2$$

$$B = 0,45 \times 0,45 = 0,2025 \text{ m}^2$$

$$B = 0,2025 \text{ m}^2 > B_{cal} = 0,178 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression simple à tous les niveaux du poteau (D3) :

Tableau II.18 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/bas	45×45	2,536	0,2025	0,178	Vérifiée
RDC/haut et 1 ^{ère} étage	45×40	2,045	0,180	0,144	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	40×40	1,673	0,160	0,117	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	40×35	1,317	0,140	0,092	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	35×35	0,955	0,1225	0,067	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	35×30	0,581	0,105	0,041	Vérifiée
10 ^{ème} étage	30×30	0,206	0,090	0,014	Vérifiée

b- Vérification au flambement :

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

$$N_{u^*} \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

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 : $L_0 = 3,74 - 0,35 = 3,39\text{m} \rightarrow l_f = 0,7 \times 3,39 = 2,37\text{m}$

$$B = 0,45 \times 0,45 = 0,2025 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,45 \times 0,45^3}{12} = 3,41 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{3,41 \times 10^{-3}}{0,2025}} = 0,129 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,37}{0,129} = 18,37 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{18,37}{35}\right)^2} = 0,805$$

Selon le BAEL :

$A_s \in [0,8\% Br ; 1,2\% Br]$

On prend : $A_s = 1\% Br$

On doit vérifier :

$$Br \geq \frac{Nu^*}{\alpha} \times \frac{1}{\left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \Leftrightarrow Br \geq 0,143 \text{ m}^2$$

On a : $Br = (45-2) \times (45-2) = 0,185 \text{ m}^2 \Rightarrow 0,185 \text{ m}^2 > 0,143 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications au flambement à tous les niveaux du poteau (D3) :

Tableau II.19 Vérification des poteaux au flambement.

niveau	L_0 (m)	Section (m ²)	Nu^* (MN)	Br (m ²)	Br _{cal} (m ²)	observation
s/sol	3,39	45×45	2,536	0,185	0,143	vérifiée
RDC/bas	2,71	45×45	2,248	0,185	0,124	vérifiée
RDC/haut et 1 ^{ère} étage	2,71	45×40	2,045	0,163	0,113	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	2,71	40×40	1,673	0,144	0,093	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	2,71	40×35	1,317	0,125	0,073	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	2,71	35×35	0,955	0,109	0,054	vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	2,71	35×30	0,581	0,092	0,032	vérifiée
10 ^{ème} étage	2,71	30×30	0,206	0,078	0,011	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 :

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

On vérifie le poteau de dernier étage (30×30) cm²

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (30, 30) \geq 25 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \min (30, 30) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq 30/30 \leq 4 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

II.5 Etude des éléments secondaires :

Introduction :

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments principaux et secondaires à savoir : les Planchers, les dalles pleines, poutres de chainages, l'acrotère et les escaliers ainsi que l'ascenseur.

II.5.1 Planchers à corps creux :

II.5.1.1 Types de poutrelles :

Tableau II.20 Types de poutrelles plancher terrasse.

Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

Tableau II.21 Types de poutrelles plancher étages courants et RDC-Bas

Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

Tableau II.22 Types de poutrelles plancher RDC-Haut

Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

➤ **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

II.5.1.2 charges revenant sur les poutrelles :

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

Tableau II.23 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 ²)	P _s (Kn/m ²)	q _s (Kn/m ²)
RDC-BAS	5,21	5	14,53	9,44	10,21	6,63
RDC-H	5,21	2,5	10,78	7	7,71	5,07
ETAGE COURANTS	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

II.5.1.3 Calcul des sollicitations dans les poutrelles

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (étages courants type 3)**

$0.8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1.25$ ($L_i/L_{i+1}) = (2,4/3,2) = 0,75 < 0,8$ Condition non vérifiée.

donc on calcul avec la méthode de Caquot Minorée.

➤ **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

$$p'_u = 1,35G' + 1,5Q = 6,53kn / m^2 \quad q'_u = 0,65 \times p'_u = 4,5kn / m$$

$$p'_s = G' + Q = 4,97kn / m^2 \quad q'_s = 0,65 \times p'_s = 3,23kn / m$$

➤ **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 M₀, tel que :

$$M_0^U = 7,29 \quad ; \quad M_0^S = 5,23$$

$$\text{ELU: } M_A^U = M_D^U = -0,15 \times 7,29 = -1,09 \text{ kn.m}$$

$$\text{ELS: } M_A^S = M_D^S = -0,15 \times 5,23 = -0,78 \text{ kn.m}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$M_i = -q' \frac{l_g'^3 + l_d'^3}{8,5(l_g' + l_d')} \quad ; \quad l' = \begin{cases} L : \text{ si la travée est de rive} \\ 0,8L : \text{ si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

Appui (B) :

$$l'g = L_{AB} = 2,4\text{m}, \quad l'd = 0,8 L_{BC} = 2,56\text{m}$$

$$M_B^U = -\frac{4,25(2,4^3 + 2,56^3)}{8,5(2,4 + 2,56)} = -3,23 \text{ kn.m} \quad ; \quad M_B^S = -\frac{3,23(2,4^3 + 2,56^3)}{8,5(2,4 + 2,56)} = -2,34 \text{ kn.m}$$

Appui (C) :

$$l'g = 0,8 \times L_{BC} = 2,56\text{m}, \quad l'd = L_{CD} = 3,6\text{m}$$

$$M_C^U = -\frac{4,25(2,4^3 + 3,6^3)}{8,5(2,4 + 3,6)} = -5,45 \text{ kn.m} \quad ; \quad M_C^S = -\frac{3,23(2,4^3 + 3,6^3)}{8,5(2,4 + 3,6)} = -3,91 \text{ kn.m}$$

- **les sollicitation dans la travée :**

Le calcul des sollicitations sont représenté dans les tableaux suivants :

Tableau II.24 Sollicitation dans les différentes travées.

travée	Combinaison	L (m)	X (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)	
AB	ELU	2,4	0,97	4,18	2,86	ELU	5,88
	ELS			3,02	2,07		-8,21
BC	ELU	3,2	1,48	7,67	2,49	ELU	8,96
	ELS			5,54	2,49		-11,94
CD	ELU	3,6	2,05	9,58	6,92	ELU	12,36
	ELS			7,24	5,24		-9,34

II.5.1.4 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 II.25 Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant V_u (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	-1,16	-5,8	8,15	13,68	-084	-4,21	5,96
Etage courants	-1,09	-5,45	7,23	12,36	-0,78	-3,91	5,2
RDC-H	-1,33	-6,64	8,27	14,46	-0,94	-4,7	5,93
RDC-B	-1,81	-9,59	19,09	19,67	-1,33	-6,67	8,49

Remarque :

Donc On opte pour deux types de ferrailage (le premier pour le plancher RDC-bas, et le deuxième pour les autres planchers).

Exemple de calcul (Rdc-bas) :**a- En travée :**

$$M_u^t = 19,09 \text{ kN.m}$$

$$b = 58 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm} \quad ; \text{ F.P.N}$$

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \rightarrow M_{tu} = 52,71 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,09}{0,44 \times 0,18^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,045$$

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

$$\alpha = 0,057 \rightarrow z = 0,175$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{0,01909}{348 \times 0,175} \Rightarrow A_u^t = 1,73 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

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

Donc en choisi : 2HA12=2,26 cm²

b- En appuis :**1-Appuis intermédiaire :**

$$M_u^a = -9,59 \text{ kN.m}$$

$$A_u^a = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{9,59}{348 \times 0,158} \Rightarrow A_u^a = 0,9 \text{ cm}^2$$

- **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 : 1HA12+1HA10=1,92cm²

2- appui de rive :

$$M_a^r = -1,81 \text{ kN.m}$$

$$A_u^a = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{1,81}{348 \times 0,176} \Rightarrow A_u^t = 0,29 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min}^a = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,21 \text{ cm}^2 < A_u^a; \quad \text{Soit : } A = 1 \text{ HA } 10 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

II.5.1.5 Les vérifications nécessaires

- ❖ **Vérifications à ELU :**

- **Vérification au cisaillement**

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

$$V_u = V_{\max} = 19,67 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{19,67}{0,1 \times 0,18} = 1,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Ferraillage transversal :**

$$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \} \rightarrow \Phi_t \leq \min \{ 200 / 35, 100 / 10, 10 \} = 5,7 \text{ mm}$$

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 :

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

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

$$3) S_{t3} \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = 19,05 \text{ cm}$$

CBA 93 (Article A.5.1.2.2)

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

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

On doit vérifier que :

(ArtA.5.3.2 [1])

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

$\tau_u = 1,25 \text{ MPA} < 3,33 \text{ MPA}$ Vérifiée.

- **Vérification de la bielle :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma} \quad ; \quad a = \min(1 - 4 ; 0,9d) = 16,2 \text{ cm}$$

$V_{u_{\max}} \leq 0,267 \times b_0 \times a \times f_{c28} \Rightarrow 19,67 \text{ kn} < 108,13 \text{ kn}$ vérifiée.

- **Vérification des armatures longitudinales**

1. Appui de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma}{f_e} \times v_u = 0,56 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3,05 \text{ cm}^2 \geq A_l^{\min} \text{ vérifier.}$$

2. Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma}{f_e} \times \left(v_u + \frac{M_a^{\text{inter}}}{0,9 \times d}\right) = -1,13 < 0 \Rightarrow \text{pas de vérification à faire au niveau de}$$

l'appui

intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

Ferrailage de la table de compression :

- **Sens perpendiculaire aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = 0,58 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit: } A_{\perp} = 5\text{HA}5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad St = 20 \text{ cm.}$$

- **Sens parallèle aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad ; \quad \text{Soit: } A_{//} = 4\text{HA}5 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad St = 25 \text{ cm.}$$

- **Vérification à l'E.L.S :**

En travée

$$\text{Position de l'axe neutre : } H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -1,06 \times 10^{-5} < 0 .$$

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

Calcul de y

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0] y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0 \Rightarrow y = 4,04 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)(y - h_0)^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \Rightarrow I = 7881,3 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,49 \times 10^{-3}}{7,88813 \times 10^{-5}} 4,04 \times 10^{-2} = 4,35 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Tableau II.26 Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

Endroit	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	8,49	2,26	0	4,04	7881,3	4,35	Vérifiée
Appuis	-6,67	2,67	0	3,76	6867,9	3,65	

- **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 : l'étage RDC-bas, h=20 cm, L=3,2m

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Alors : $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} = 0,0625 < 0,066$, Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_r = f_v - f_i \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,64 \text{ cm} \quad (L < 5\text{m})$$

- **Evaluation des moments en travée :**

$$G = 5,21 \text{ KN/m}^2, Q = 5 \text{ KN/m}^2, J = 3,85 \text{ KN/m}^2, A_t = 2,26 \text{ cm}^2$$

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

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

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

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

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

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

- **Evaluation des moments**

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

$$\begin{cases} M_j = 3,2 \text{ kn.m} \\ M_g = 4,32 \text{ kn.m} \\ M_p = 8,46 \text{ kn.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{sj} = 85,02 \text{ Mpa} \\ \sigma_{sg} = 114,95 \text{ Mpa} \\ \sigma_{sp} = 225,48 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_j = 0,42 \\ \mu_g = 0,533 \\ \mu_p = 0,72 \end{cases}$$

- **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre :

$$Y = 4,04 \text{ cm}$$

- **Position du centre de gravité de la section homogène :**

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

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

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2 ; I_0 = 17624 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,012 \quad \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2b + 3b_0)} = 3,32 \quad \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,32 \quad \text{Pour la déformation différée.}$$

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

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \begin{cases} I_{fg,i} = 6,995 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{fj,i} = 8,058 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{fp,i} = 5,6807 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \end{cases} ; I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \begin{cases} I_{fg,v} = 1,1347 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{fj,v} = 1,1347 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fp,v} = 9,8655 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \end{cases}$$

- **Calcul des flèches :**

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 3,6 \text{ mm} ; f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 1,25 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 4,71 \text{ mm} ; f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 1,95 \text{ mm}$$

La flèche totale : $\Delta f_T = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 5,11 \text{ mm} < \bar{f} = 6,4 \text{ mm} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée

Tableau II.27 Ferrailage des poutrelles de tous les étages.

Etage	position	M (KN.m)	μ_{bu}	Z (m)	A (cm ²)	Amin (cm ²)	choix
T.inacc+ étage courants+ RDC-haut	Travée	8,27	0,0309	0,177	1,34	1,26	2HA10=1,57
	Appui rive	-1,16	0,0252	0,177	0,18	0,21	1HA10=0,79
	Appui inter	-6,64	0,144	0,165	1,15	0,21	2HA10=1,57
RDC-bas	Travée	12,09	0,045	0,175	1,97	1,26	2HA12+=2,26
	Appui rive	-1,81	0,039	0,176	0,29	0,21	1HA10=0,79
	Appui inter	-9,59	0,208	0,158	1,73	0,21	1HA12+1HA10=1,92

Vérification a l'ELU :

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

Tableau II .28 Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.

Plancher	En travée				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 + RDC-haut	5,96	3,46	5782,1	3,57	-4,7	3,47	5782,1	2,81	15	vérifiée
RDC-bas	8,49	4,04	7881,3	4,35	-6,67	3,76	6867,9	3,65		vérifiée

Tableau II.29 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)
		$\frac{\gamma}{f_e} v_u$	$\frac{\gamma}{f_e} (v_u + \frac{M_{inter}}{0,9 d})$		
t.inacc + E.courant + RDC-haut	0,8 < 3,33	2,36 > 0,41	3,14 > -0,76	14,46 < 108	0,92 < 3,33
RDC-bas	1,09 < 3,33	3,05 > 0,56	4,18 > -1,13	19,67 < 108	1,25 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

II.6.1.6 schéma de ferrailage :

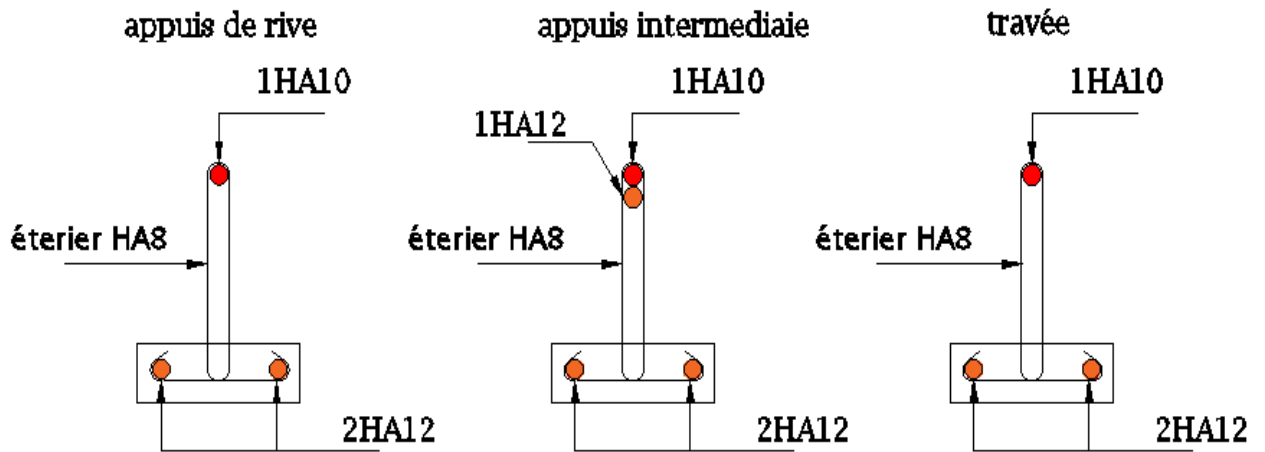


Figure II.11 Ferrailage des poutrelles de RDC-bas.

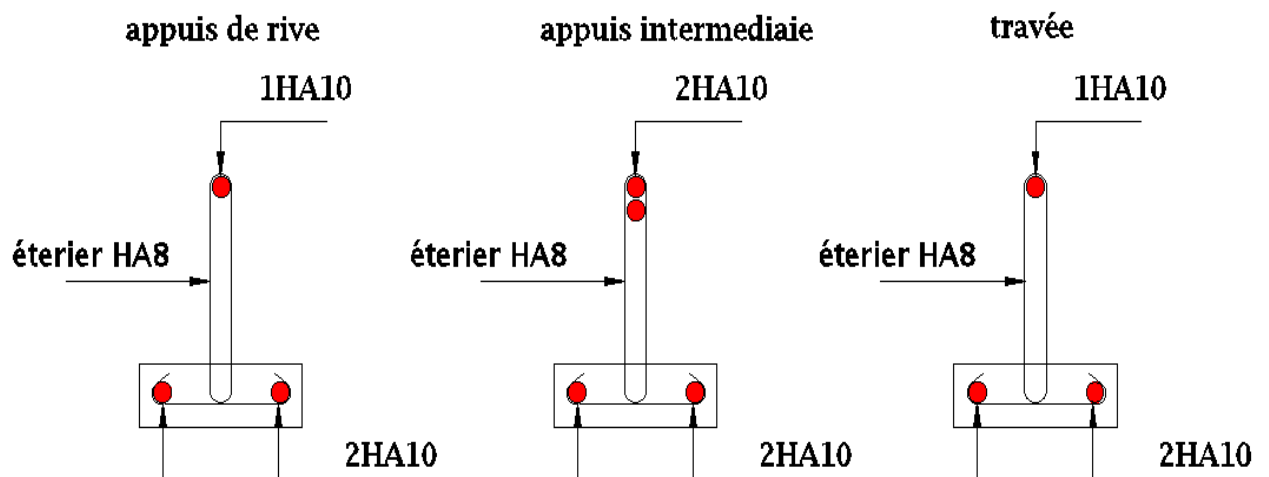


Figure II.12 Ferrailage des poutrelles du reste des étages.

II.6 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 :

$e = 14 \text{ cm}$

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

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

⇒ Donc la dalle travaille selon deux sens.

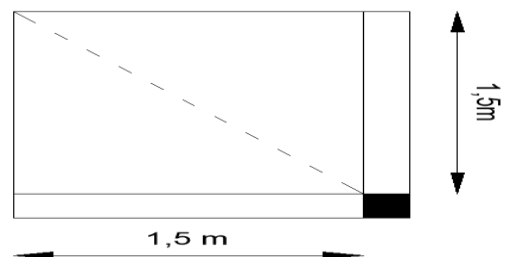


Figure II.13 Dalle sur 2 appuis

II.6.1 Calcul des sollicitations :

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

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

$$\begin{aligned} M_{0x} &= \mu_x (q \times l_x^2) \\ M_{0y} &= \mu_y \times M_{0x} \end{aligned} \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_{0x} = M_{0y} = 1,10 \text{ kn.m} \\ \text{ELS: } M_{0x} = M_{0y} = 0,94 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigé (réel) :

$$\text{Travée : } M^t = 0,85 \times M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_x^t = M_y^t = 0,85 \times M_0^u = 0,94 \text{ kn.m} \\ \text{ELS: } M_x^t = M_y^t = 0,85 \times M_0^s = 0,8 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Appuis : } M_a = -0,5 \times M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \times M_0^u = -0,55 \text{ kn.m} \\ \text{ELS: } M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \times M_0^s = -0,472 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Remarque :

$L_x = L_y \Rightarrow$ on a les mêmes sollicitations dans le sens x et y.

Donc : on opte pour le même ferrailage selon les deux sens.

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 $d = e - c = 14 - 3 = 11 \text{ cm}$

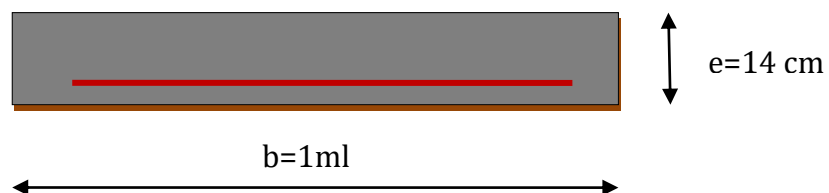


Figure II.14 Section de la dalle pleine à ferrailer.

Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,0057$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,007$$

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

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{9,59}{348 \times 0,158} \Rightarrow A_u^t = 0,24 \text{ cm}^2$$

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

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

$A_{\min} > A \Rightarrow$ 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 II.30 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-y	0,94	0,0057	0,007	0,109	0,24	1,12	4HA8=2,01	25
appuis	x-y	-0,55	0,0032	0,004	0,110	0,14	1,12	4HA8=2,01	25

II.6.2 Les vérification nécessaire

Vérifications à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{3}{2} \times q_u \times l = 6,6 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,06 \text{ MPa} \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0,06 < 3,33 \Rightarrow$ Condition vérifiée , pas de risque de rupture par cisaillement.

Vérifications à l'ELS :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.31 Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

Endroit	sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	(MPa)	obs
Travée	x-y	0,8	2,01	2,29	2680	0,686	15	Vérifiée
Appuis	x-y	-0,472	2,01	2,29	2680	0,403	15	

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

Vérification de contraint des aciers :

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

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

Tableau II.32 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-y	0,8	39,11	201,63	vérifiée
En appuis	x-y	-0,472	23	201,63	vérifiée

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 :

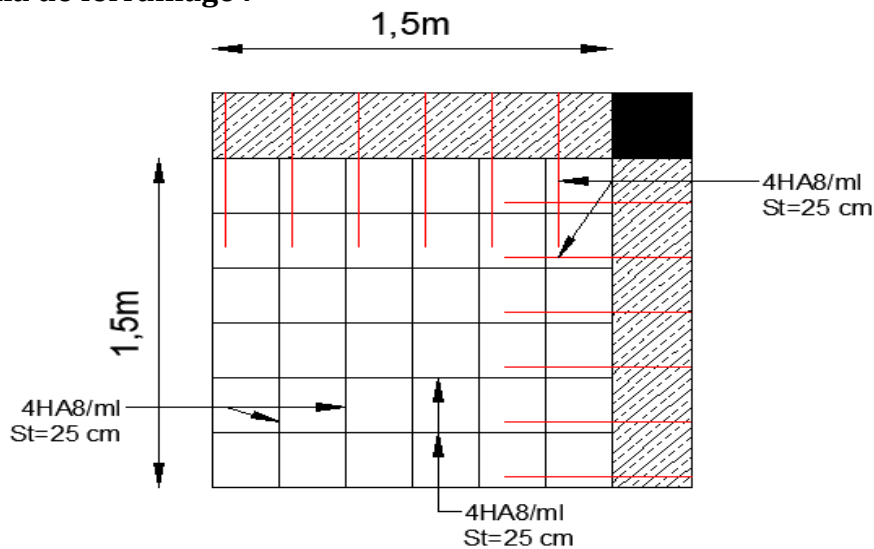


Figure II.15 schéma de ferrailage des dalles sur 2 appuis.

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

e = 14 cm.

G = 6,02 kn/m² ; Q = 3,5 kn/m².

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{4,7} = 0,3 < 0,4$$

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

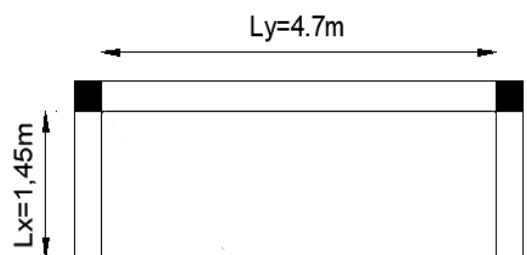


Figure II.16 Dalle sur 3 appuis

➤ **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

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

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

$$M_u^{max} = \frac{q_u \times l_x^2}{2} = 14,05 \text{ kn.m}$$

$$V^{max} = q_u \times l_x = 19,38 \text{ kn}$$

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

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.33 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)	A _{choisit} (cm ² /ml)	A _{répartition} (cm ² /ml)
14,05	0,081	0,222	0,105	3,83	1,44	5HA10=3,93	3HA10=2,36

➤ **Les vérifications nécessaires**

• **Vérification de l'espacement :**

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

On a choisi 5HA10, soit $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$ donc c'est vérifiée.

• **Vérifications à l'ELU :**

Vérification de l'effort tranchant

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{19,38 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

• **Vérification à l'ELS :**

Calcul de y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow y = 3,05 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 4,671 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} y = 6,56 \text{ MPa ; } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma} \quad \text{est vérifiée}$$

Calcul de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) = 255,35 \text{ MPA.}$$

$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPA} < \sigma_{st} = 255,35 \text{ MPA}$ la condition n'est pas vérifiée.

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

Tableau II.34 Ferrailage du balcon à l'ELS.

M_{ser} (kn.m)	$\beta \cdot 10^{-3}$	α	A_{ser} (cm ²)	choix	St (cm)
10	4,09	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.

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

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \frac{L}{250} = 5,8 \text{ mm (console)}$$

Evaluation des moments

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

$$\begin{cases} \sigma_{sj} = 87,51 \text{ Mpa} \\ \sigma_{sg} = 117,07 \text{ Mpa} \\ \sigma_{sp} = 185,13 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_j = 0,445 \\ \mu_g = 0,172 \\ \mu_p = 0,366 \end{cases}$$

- 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 à l'axe qui passe par le centre de gravité « I_0 » :

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

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

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

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

Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \begin{cases} I_{fg,i} = 1,5425 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fj,i} = 2,233 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fp,i} = 1,0474 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \begin{cases} I_{fg,v} = 2,0626 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fj,v} = 2,47 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fp,v} = 1,6464 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

Calcul des flèches :

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{4 \times E_v \times I_{fgv}} = 1,49 \text{ mm} \quad ; \quad f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times l^2}{4 \times E_i \times I_{fji}} = 0,34 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times l^2}{4 \times E_i \times I_{fpi}} = 1,54 \text{ mm} \quad ; \quad f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{4 \times E_i \times I_{fgi}} = 0,664 \text{ mm}$$

La flèche totale : $\Delta f_T = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 2,03 \text{ mm} < \bar{f} = 5,8 \text{ mm}$

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

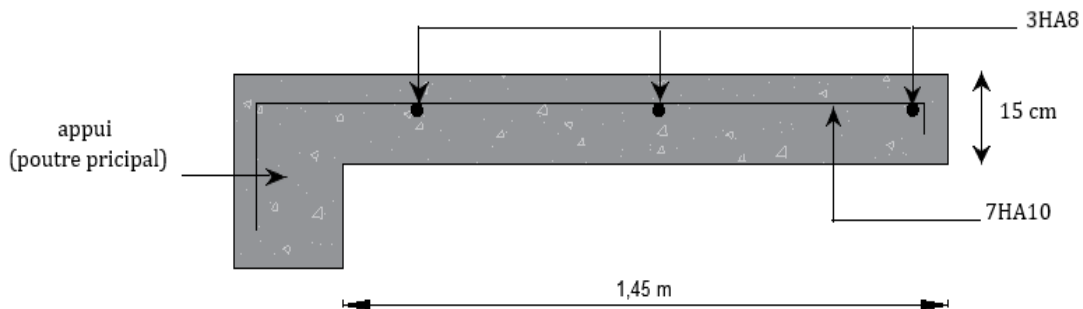


Figure II.17 Schéma de ferrailage de la dalle.

II.7 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

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

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

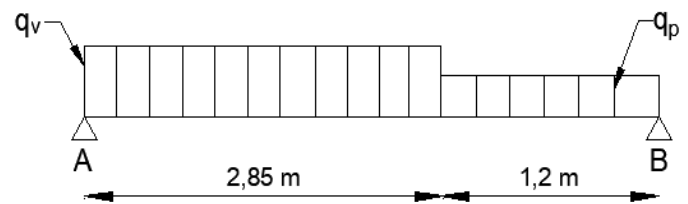


Figure II.18 Schéma statique de la volée 1

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 II.35 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	2,45	29,98	21,64
B	26,55	19,11				

Moment corrigés :

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

II.7.1 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 II.36 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 :

En travée : $A_r = 1,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$ 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 : $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$.

II.7.2 Les vérifications nécessaires :**Vérification de l'effort tranchant (ELU) :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,02f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

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

Vérification a L'ELS :

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

Tableau II.37 Vérification des contraintes

Position	M_{ser} (Kn.m)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	16,23	3,36	6742,63	8,09	15	vérifiée
appuis	-10,82	2,51	3844,8	7,06	15	vérifiée

FPN, 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.

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

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

Evaluation des moments

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

$$\begin{cases} \sigma_{sj} = 219,116 \text{ Mpa} \\ \sigma_{sg} = 300 \text{ Mpa} \\ \sigma_{sp} = 394,14 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_j = 0,226 \\ \mu_g = 0,359 \\ \mu_p = 0,464 \end{cases}$$

- **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre : $Y=3,36 \text{ cm}$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} \quad ; \quad Y_G = 7,15 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale homogéniser par rapport à l'axe qui passe par le centre de gravité « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b}{12} y_G^3 + bh \left(y_G - \frac{h}{2} \right)^2 + 15 A_s (d - y_G)^2 \quad ; \quad I_0 = 189283,2 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,003 \quad \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2b + 3b_0)} = 6,94 \quad \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,77 \quad \text{Pour la déformation différée.}$$

Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \begin{cases} I_{fg,i} = 5,9526 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fj,i} = 8,0963 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fp,i} = 4,9240 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \begin{cases} I_{fg,v} = 10,4152 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fj,v} = 12,7841 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fp,v} = 12,8049 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

- **Calcul des flèches :**

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 2,04 \text{ mm} \quad ; \quad f_{ji} = \frac{M_{ser}^i \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 0,638 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 1,88 \text{ mm} \quad ; \quad f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 1,19 \text{ mm}$$

La flèche totale : $\Delta f_T = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 2,1 \text{ mm} < \bar{f} = 8,1 \text{ mm}$

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

II.7.3 schéma de ferrailage

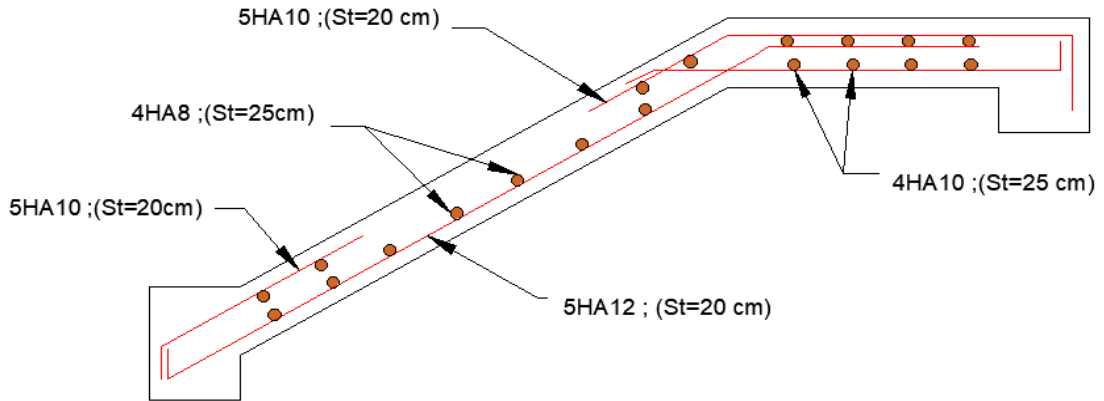


Figure II.19 Schéma de ferrailage escalier principal

II.7.4 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 : $L = 3.3 \text{ m} = 330 \text{ cm}$

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

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 19,29 < b \leq 28,95 \end{cases} \quad \text{Donc soit : } h = 30 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 30 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (35/30) = 1,16 \leq 4 \end{cases} \quad \text{..... vérifiée}$$

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 : $g_m = G_{mur} \times H_{mur} = 1,9 \times 1,53 = 2,91 \text{ KN/m}$

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

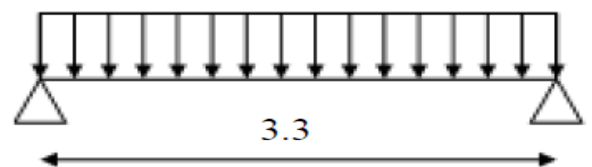


Figure II.20 Schéma statique de la poutre palière

Calcul des sollicitations

$$q_u = 1,35 \times (G_0 + g_m) + R_B^u = 33,51 \text{ kn/m}$$

$$q_s = g_m + G_0 + R_B^s = 24,27 \text{ kn/m}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_u^t = 0,85 \times \frac{q_u \times l^2}{8} = 38,77 \text{ kn.m} \\ M_s^t = 0,85 \times \frac{q_s \times l^2}{8} = 28,08 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } \begin{cases} M_a^u = -22,21 \text{ kn.m} \\ M_a^s = -16,01 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = 55,29 \text{ kn}$$

II.7.5 Ferrailage :**Tableau II.38** Calculs des ferrillages à la flexion simple

position	M_u Kn.m	μ_{bu}	α	Z m	A_l cm ²	$A_{adopté}$ cm ²	A_{min} cm ²
travée	38,77	0,116	0,155	0,263	4,24	3HA14=4,62	0,97
appuis	-22,21	0,054	0,070	0,272	1,92	3HA10=2,36	0,97

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 ϕ_6 + 1épingle $\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

II.7.6 Les vérifications nécessaires

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

Calcul à l'ELS

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

Tableau II.39 Vérification des contraintes

position	M_{ser} (Kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
travée	28,08	9,29	32277	8,08	15	vérifiée
Appuis	-16,01	7,03	19041	4,88	15	vérifiée

Calcul à la torsion**Moment de torsion**

$$M_{\max}^{tors} = -M_a \times \frac{L}{2} = -22,21 \times \frac{3,3}{2} = -36,64 \text{ KN.m}$$

$$\tau^{tors} = \frac{M^{tors}}{2 \times \Omega \times e}$$

e : épaisseur de la paroi.

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

U : périmètre de la section .

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

Ω : air du contour tracé a mi-hauteur.

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

$$\tau^{tors} = \frac{36,64 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 5,86 \text{ MPA} > \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPA}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de la poutre à $b = 30 \text{ cm}$ et $h = 40 \text{ cm}$.

Les calculs obtenus sont résumés ci-après

$$V_u = 55,29 \text{ KN}$$

Les contraintes de cisaillements représentés sur le tableau suivant :

Tableau. II. 40 les contraintes de cisaillements

V_u (kn)	τ_u^{Fs} (MPA)	τ_u^{tors} (MPA)	τ_u^{tot} (MPA)	τ_{adm} (MPA)	$\tau_u^{tot} < \tau_{adm}$
55,29	0,66	2,41	3,07	3,3	vérifiée

➤ **Ferraillage a la torsion :**

$$A_l^{tors} = \frac{M^{tors} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{36,64 \times 10^{-3} \times 1,2 \times 1,15}{2 \times 0,0781 \times 400} = 5,46 \text{ cm}^2$$

Ferraillage global :

• **En travée :**

$$A_t^{tot} = A_t^{Fs} + \frac{A_l^{tors}}{2} = 1,12 + \frac{5,46}{2} = 3,85 \text{ cm}^2$$

• **En appui :**

$$A_a^{tot} = A_a^{Fs} + \frac{A_l^{tors}}{2} = 2,27 + \frac{5,46}{2} = 5 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversal :**

• **Flexion simple**

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

- **Torsion**

$$\text{On fixe : } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{\text{tors}} = \frac{M^{\text{tors}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{36,64 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 0,0781 \times 400} = 0,8 \text{ cm}^2$$

Ferraillage global :

$$A_t = A_t^{\text{tors}} + A_t^{\text{Fs}} = 0,8 + 0,45 = 1,25 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

En travée : 3HA14 = 4,62 cm².

En appuis : 2HA14 + 1HA16 = 5,09 cm².

Transversal : 1 cadre ϕ_8 + étrier de ϕ_8 = 2,01 cm².

Les vérifications nécessaires
Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \times B = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \times B = 48 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} \leq A_l^{\text{tot}} = 9,71 \text{ cm}^2 \leq A_{\max} \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification de la flèche

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = 0,12 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 0,0040 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ l \leq 8m \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

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

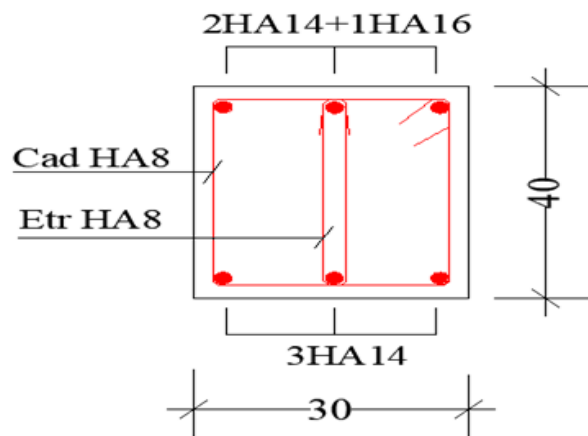
II.7.7 schéma de ferraillage


Figure II.21 Schéma de ferraillage de la poutre palière

II.8 Etude de la poutre de chaînage :

La poutre de chaînage c'est un élément porteur horizontal, conçu pour lier la construction en maçonneries a fin de les rendre solidaires à la structure.

Dimensionnement :

On a : $L= 4,7m$

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

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 31,3 < b \leq 47 \end{cases}$$

Donc soit : $h = 35cm$ et $b = 30 cm$.

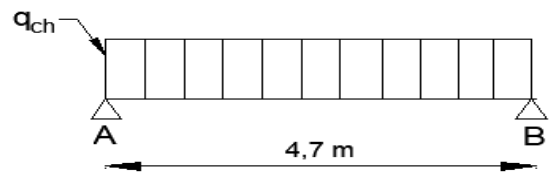


Figure II.22 Schéma statique de la P. chaînage

Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (35/30) = 1,16 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

II.8.1 Calcul des sollicitations

Le calcul se fait pour l'étage du RDC -bas qui donne les sollicitations les plus défavorables.

Poids propre : $G_0 = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = (1,35G_0 + 1,5Q) = 11,04 \text{ kn/m} \\ \text{ELS: } q_s = (G_0 + Q) = 7,63 \text{ kn/m} \end{cases} \quad M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} M_0^u = 30,48 \text{ kn.m} \\ M_0^s = 21,06 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Moments corrigés :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_u^t = 0,75 \times M_0^u = 22,85 \text{ kn.m} \\ M_a = -0,5 \times M_0^u = -15,24 \text{ kn.m} \end{cases} ; \text{ELS} \begin{cases} M_s^t = 0,75 \times M_0^s = 15,8 \text{ kn.m} \\ M_a^s = -0,5 \times M_0^s = -10,53 \text{ kn.m} \end{cases}$$

II.8.2 Calculs des ferrillages :

Tableau II.41 Calculs des ferrillages à la flexion simple

position	M_u Kn.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} cm^2	A^{min}	$A^{adopté}$
travée	22,85	0,052	0,067	0,31	2,11	1,16	3HA12=3,39
appuis	-15,24	0,035	0,044	0,314	1,39	1,16	3HA10=2,36

- **Calcul de ferrailage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

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

On adopte un étrier $4\Phi 8$

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

$$St_1 \leq 28,8$$

$$2) St_2 \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{0,28 \times 400}{0,4 \times 10} = 67 \text{ cm}$$

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

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 3\Phi 8 = 1 \text{ cadre} + 1 \text{ épingle} = 1,51 \text{ cm}^2$.

II.8.3 Les vérifications nécessaires

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = 25,94 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,27 \text{ MPa} \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0,27 < 3,33 \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes**

Tableau II.42 Vérification des contraintes

position	M_{ser} (Kn.m)	Y (m)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
travée	15,8	8,85	34183	4,09	15	vérifiée
Appuis	-10,53	7,58	25465	3,13	15	vérifiée

Conclusion : la contrainte développée dans les aciers et le béton sont vérifiées

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \Rightarrow 0,074 > 0,07 \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow A_s = 3,39 < 10,08 \end{array} \right.$$

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

II.8.4 schéma de ferrailage

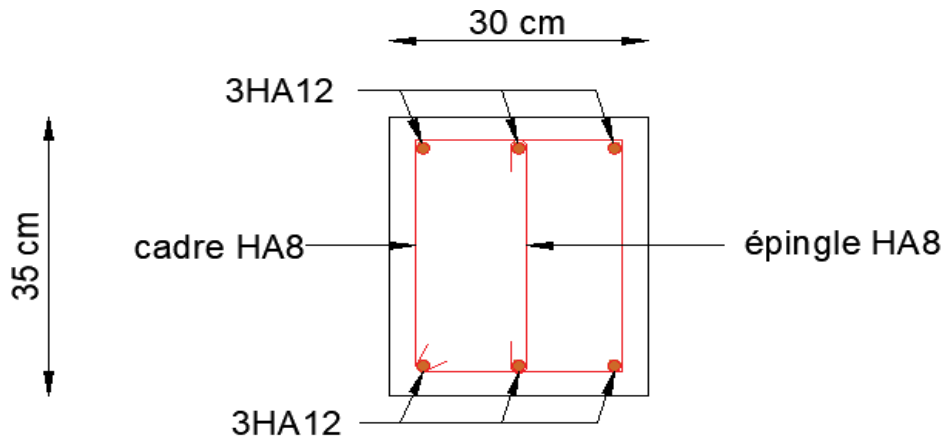


Figure. II.23 Ferrailage de la poutre de chaînage

II.9 Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

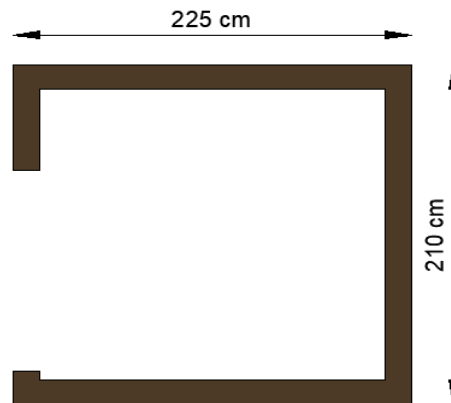


Figure II.24 Schéma de la cage d'Ascenseur

II.9.1 Etude de la dalle machine :

L : Longueur de l'ascenseur = 225 cm.

l : Largeur de l'ascenseur = 195 cm.

F_c : Charge due à la cuvette = 145 kN.

P_m : Charge due à l'ascenseur = 15 kN.

D_m : Charge due à la salle des machines = 51 kN.

P_p : La charge nominale = 6.3 kN

La vitesse $V = 1 \text{ m/s}$

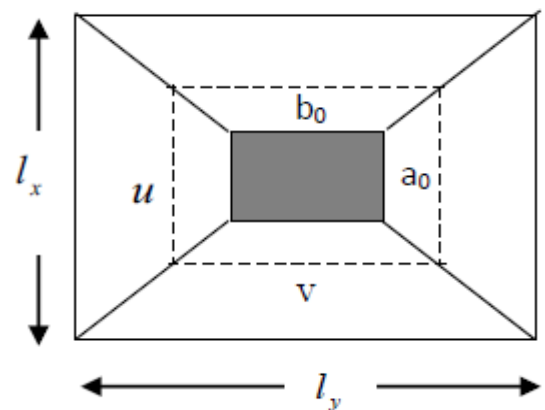


Fig II.25 Schéma représentant la surface d'impact

$$G = D_m + P_m + P_p = 21 + 15 + 6.3 = 72,3 \text{ KN}$$

On a :

$$u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \quad ; \quad u = 105 \text{ cm}$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \quad ; \quad v = 105 \text{ cm}$$

$$\text{pour } V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow a_0 = b_0 = 80 \text{ cm}$$

II.9.2 Calcul des sollicitations :

M_{0x1} et M_{0y1} Du système de levage :

Les moments sont calculés par les expressions suivantes :

Selon le BAEL :

$$M_{0x1} = p_u (M_1 + vM_2) \quad ; \quad M_{0y1} = p_u (M_2 + vM_1)$$

Avec :

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par les abaques de PIGEAUD (**annexe 3**), en fonction de ρ .

$$\text{Et : } \alpha = \frac{u}{l_x} \quad ; \quad \beta = \frac{v}{l_y} \quad \text{Soit : } \text{ELU : } p_u = 1,35 \times p = 97,605 \text{ kn}$$

$$\text{D'où : } \rho = 0,93 \text{ et } \begin{cases} \alpha = 0,5 \\ \beta = 0,46 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,1 \\ M_2 = 0,08 \end{cases}$$

Les sollicitations calculées sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau II. 43 Les sollicitations sous charge concentrée

Désignation	M_{x1} kn.m	M_{y1} kn.m
ELU	9,76	7,8
ELS	7,23	5,78

Evaluation des moments sous charge répartie :

Les moments sont donnés par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} ; \rho = 0,93 \rightarrow \text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,845 \end{cases} \quad ; \quad \text{ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0,05 \\ \mu_y = 0,8939 \end{cases}$$

$$\text{on a : } \begin{cases} q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 8,25 \text{ kn/m}^2 \\ q_s = G + Q = 6 \text{ kn/m}^2 \end{cases} \quad \text{avec } \begin{cases} G = 5 \text{ kn/m}^2 \\ Q = 1 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$$

Les sollicitations sous charges réparties sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II. 44 Les sollicitations sous charges réparties

Désignation	M_{x2} kn.m	M_{y2} kn.m
ELU	1,55	1,31
ELS	1,32	1,17

- **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_x^0 = M_{x1} + M_{x2} = 11,31 \text{ kn.m} \\ M_y^0 = M_{y1} + M_{y2} = 9,11 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{ELS: } \begin{cases} M_x^0 = M_{x1} + M_{x2} = 8,55 \text{ kn.m} \\ M_y^0 = M_{y1} + M_{y2} = 6,95 \text{ kn.m} \end{cases}$$

- **Les moments corrigés :**

$$M_t^x = 0,75 \times M_x^0 ; \quad M_t^y = 0,75 \times M_y^0 ; \quad M_a^x = -0,5 \times M_x^0$$

Les moments corrigés sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau II. 45 Les moments corrigés

désignation	M_t^x (kn.m)	M_t^y (kn.m)	$M_a^x = M_a^y$ (kn.m)
ELU	8,48	6,83	5,65
ELS	6,41	5,21	4,27

II.9.3 Ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1m de longueur $b=1 \text{ m}$, $d=0.12 \text{ m}$

Tableau II. 46 Tableau des ferrillages de la dalle de l'ascenseur

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)/m	A_{min} (cm ²)/m	Choix /ml	St (cm)
Travée	X-X	8,48	0,041	0,05	0,117	2,07	1,24	4HA10=3,14	25
	Y-Y	6,83	0,033	0,042	0,117	1,67	1,2	4HA10=3,14	25
Appui		5,65	0,027	0,035	0,118	1,37	1,45	3HA10=2,36	33

II.9.4 Les vérifications nécessaires

- **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Q_u = 97,0605 < 495 \text{ kn} \dots\dots \text{vérifiée}$$

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

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

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

$$V^{\max} = \frac{q_u}{3 \times u} = 30,98 \text{ kn} \Rightarrow \tau = \frac{V^{\max}}{b \times d} = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{f_c} = 1,17 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Vérification a l'ELS :**

Vérification des contraintes

La vérification des contraintes est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II. 47 Tableau de vérification des contraintes.

position	Sens	M _{ser} (Kn.m)	Y (m)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
travée	x-x	6,41	2,92	4713,1	3,97 < 15	vérifiée
	y-y	5,21	2,92	3232,23	3,23 < 15	vérifiée
Appuis		-4,27	2,58	3713,7	2,96 < 15	vérifiée

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) \\ A_s < \frac{2 \times b \times d}{f_e} \\ L \leq 8m \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{sens x-x} \\ \text{sens y-y} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 0,071 > 0,037 \\ 3,14 < 6 \\ 0,067 > 0,037 \\ 3,14 < 6 \end{array} \right.$$

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

II.9.5 schéma de ferrailage :

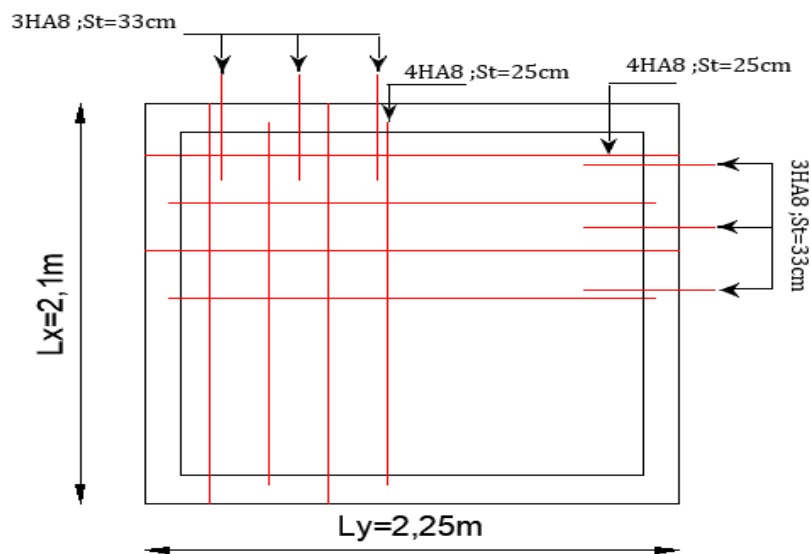


Figure II.26 Schéma de ferrailage du local machine

II.10 Etude de l'acrotère

L'acrotère est soumis à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et une force horizontale due au séisme (Fp).

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,03 = 0,97 \text{ kn} \quad \dots\dots\dots(\text{RPA ART. 6.2.3})$$

II.10.1 Calcul des sollicitations :

- **Calcul du centre de gravité :**

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

L'acrotère est soumis à :

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

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

Tableau II.48 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	/

II.10.2 Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion composée.

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{2,74} = 0,33 \text{ m} \quad ; \quad e_1 > \frac{h}{6}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,0166 \text{ m}$$

\Rightarrow La section est partiellement comprimé \Rightarrow 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 :

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

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

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

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1,03 \times 10^{-3}}{0,069 \times 348} = 0,042 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée} \rightarrow A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = 0,042 \times 10^{-3} - \frac{2,74 \times 10^{-3}}{348} = 0,34 \text{ cm}^2$$

II.10.3 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**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA6} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement :**

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

$$\text{Armatures de répartitions : } St \leq \frac{60}{4} = 15 \text{ cm; on adopte } St = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

ELU :

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

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

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

- **Situation accidentelle**

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

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

- **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 : $y = y_1 = 0,021 \text{ m}$

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

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

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0,59 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \text{vérifiée} \\ \sigma_{st} = 20,72 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPA} \text{vérifiée} \end{array} \right.$

II.10.4 Schéma de ferrailage de l'acrotère :

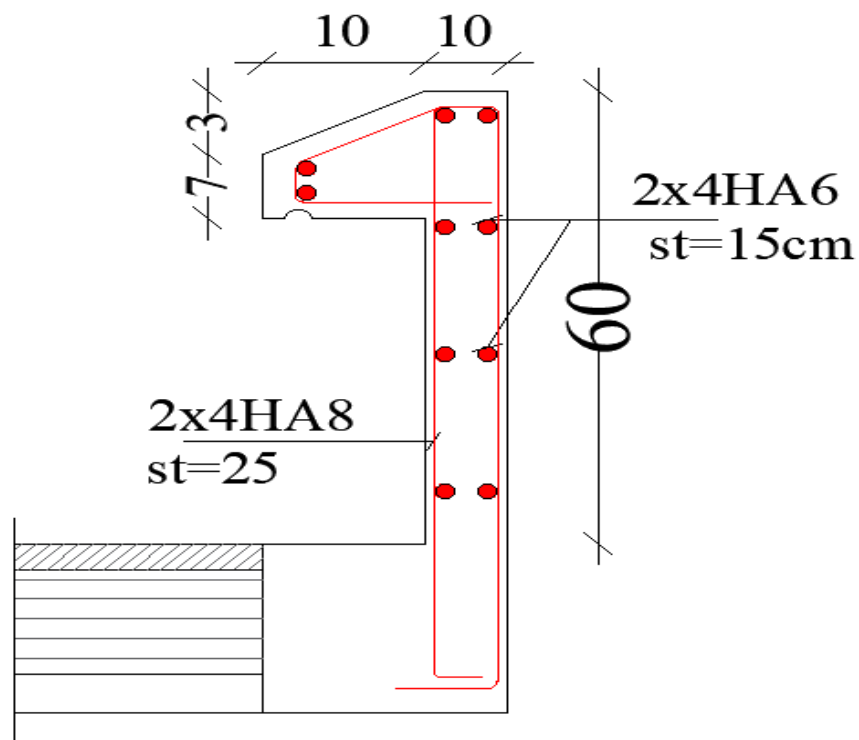


Figure II.27 Schéma de ferrailage de l'acrotère

II.11 Conclusion :

Le pré dimensionnement des éléments se fait selon les exigences du Pré-dimensionnement données par le RPA99v 2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des différents éléments à adopter.

- Hauteur de plancher a corps creux **ht= (16+4) cm.**
- L'épaisseur de l'escalier (palier et volée) **e=15cm.**
- L'épaisseur des dalles pleines **e=14 cm.**
- Epaisseur des voiles : **e= 20 cm** pour tout les niveaux
- Poutres principales : (30*35) cm².
- Poutres secondaires : (30*30) cm².

Les poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.49 Dimensions des poteaux

étage	S.SOL + RDC.B	RDC.H + 1 ^{er} étage	2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	6 ^{ème} +7 ^{ème} étage	8 ^{ème} +9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
dimension	45*45	45*40	40*40	40*35	35*35	35*30	30*30

CHAPITRE III :

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 qui assure une protection des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques, afin de limiter les dégâts.

III.1 Calcul de la force sismique V_{st} :

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

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 :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. RPA 99 (Tableau 4.7)

On a un sol meuble (site S3) $\Rightarrow T_1=0,15 \text{ s}, T_2=0,5 \text{ s}$

Facteur de correction d'amortissement η 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 :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5 \%$$

$$\xi=8,5 \% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,816 > 0,7$$

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**)

$$\begin{cases} L_x = 17,3 \text{ m} \\ L_y = 20,72 \text{ m} \end{cases}$$

On aura :

$$\begin{cases} T_x = \min (0,802s ; 0,846s) = 0,802 \text{ s} \\ T_y = \min (0,802s ; 0,799s) = 0,799 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,488 \\ D_y = 1,492 \end{cases}$$

❖ **facteur de qualité « Q » :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.1 Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Obs	Pq sens xx	Obs	Pq sens yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Oui	0	Non	0,05
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1,2 \end{cases}$

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

W est égal à la somme des poids W_i , 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 du aux 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, $\beta = 0,2$ **tableaux (4-5) de RPA99/2003**

⇒ $W = 44432,0855 \text{ KN}$

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

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

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

$$\begin{cases} V_{Stx} = 2280,96 \text{ KN} \\ V_{Sty} = 2386,53 \text{ KN} \end{cases}$$

III.2 Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale :

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

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

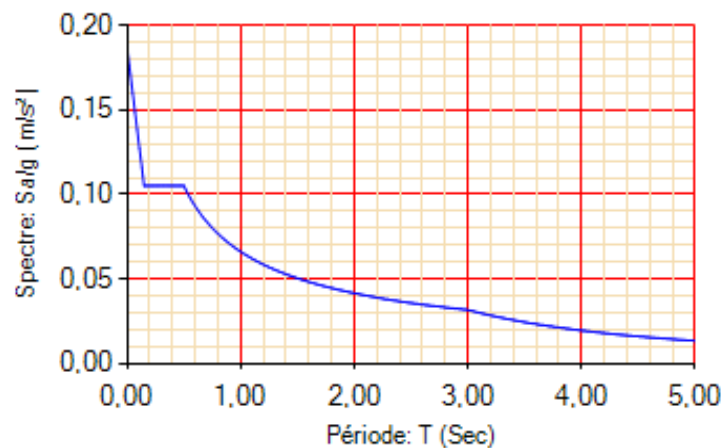


Figure III. 1 Spectre de réponse.

III.3 Résultats Obtenue :

III.3.1 Disposition des voiles de contreventement :

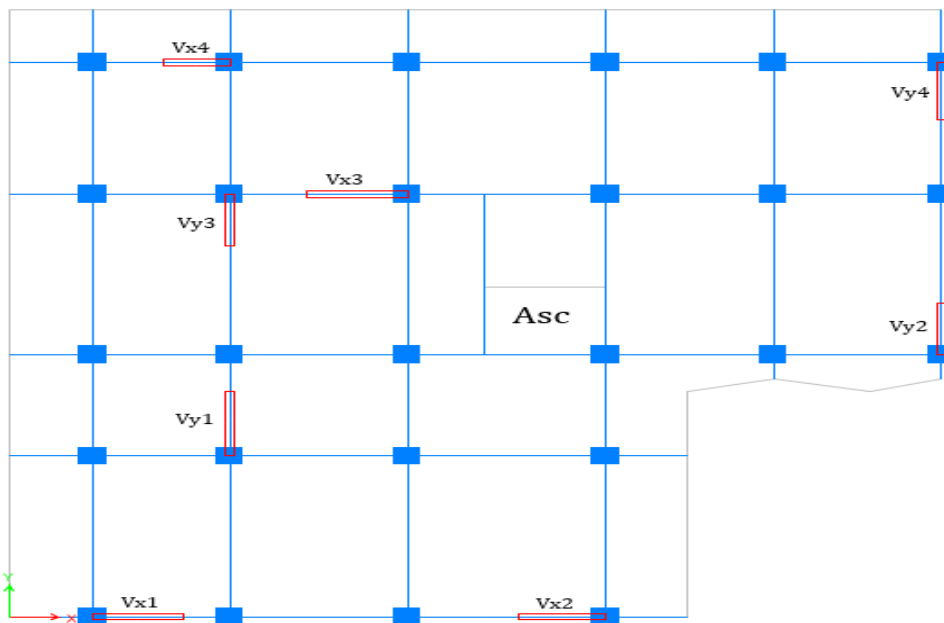


Figure III.2 Plans de disposition des voiles.

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

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

Mode	Periode	%de la masse modale		%cumulé de la masse modale	
		UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	1,06	0,5974	0,0242	0,5974	0,0242
2	1,046	0,0001	0,4449	0,5975	0,4691
3	0,862	0,0682	0,2079	0,6657	0,677
4	0,348	0,023	0,0544	0,6888	0,7314
5	0,331	0,1169	0,0493	0,8056	0,7807
6	0,278	0,0281	0,0582	0,8337	0,8389
7	0,188	0,01	0,0192	0,8437	0,8581
8	0,168	0,044	0,0301	0,8877	0,8882
9	0,146	0,0185	0,0211	0,9062	0,9093
10	0,121	0,0045	0,0111	0,9107	0,9203
11	0,105	0,0199	0,0146	0,9307	0,935
12	0,091	0,0108	0,0075	0,9415	0,9424

III.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 et selon l'axe Y atteint les 90% au bout du 9ème mode.

III.3.2.2 Les modes de vibrations :

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

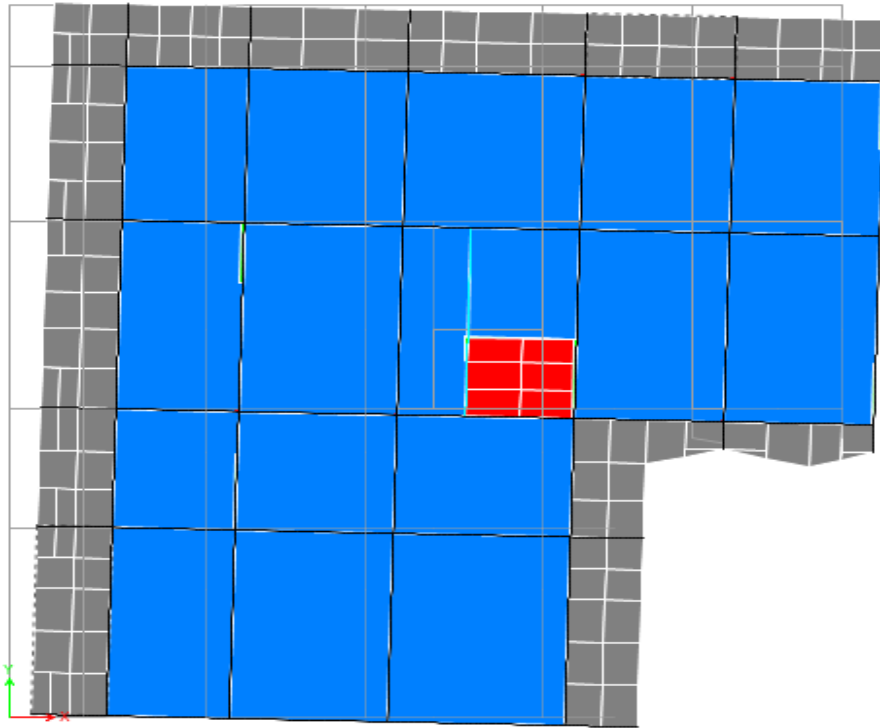


Figure III.3 Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

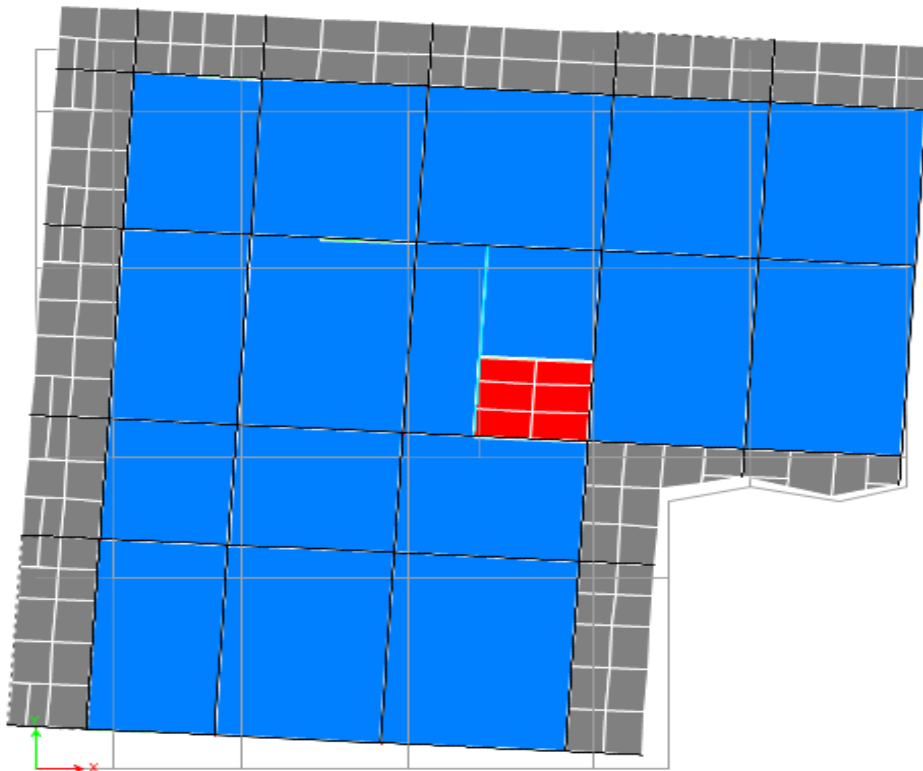


Figure III.4 Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

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

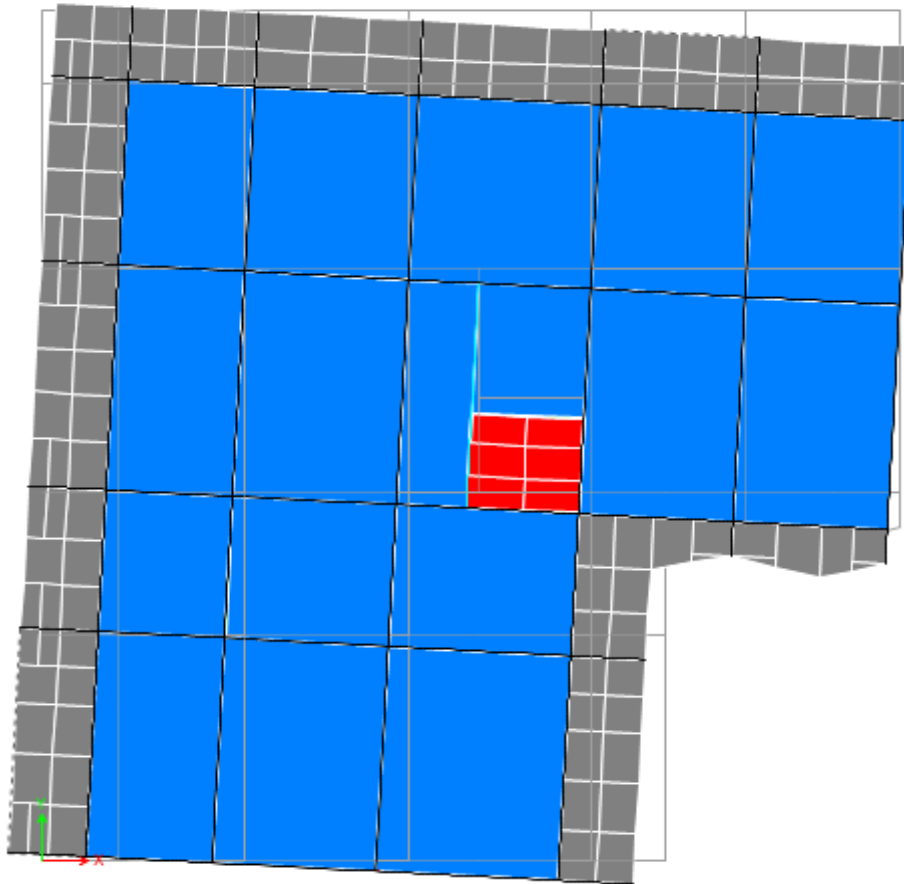


Figure III.5 Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

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

III.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 III.3 Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC-BAS	36119,7599	8489,0285	80,97	19,03	vérifiée

- **Sous charges verticales** : le portique reprend à l'RDC **80.97%** et les voiles **19.03%** des charges.

Tableau III.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	
	P (kn)	V (kn)	P (kn)	V (kn)	P (%)	V (%)	P (%)	V (%)
11	248,466	259,466	257,694	297,153	47,56	52,44	46,44	53,56
10	414,8	262,812	436,393	301,273	61,21	38,79	59,16	40,84
9	422,481	397,479	449,589	447,303	51,52	48,48	50,13	49,87
8	653,759	376,374	701,728	410,022	63,46	36,54	63,12	36,88
7	624,498	491,204	680,29	542,456	55,97	44,03	55,64	44,36
6	853,986	442,257	934,91	468,302	65,88	34,12	66,63	33,37
5	791,663	553,327	879,028	602,352	58,86	41,14	59,34	40,66
4	993,857	511,041	1108,704	537,293	66,04	33,96	67,36	32,64
3	902,322	635,705	1018,119	698,218	58,67	41,33	59,32	40,68
2	1054,049	637,952	1227,961	661,065	62,3	37,7	65	35
1	1380,596	536,034	1449,954	610,124	72,03	27,97	70,38	29,62
RDC-H	1261,178	616,217	1413,339	705,62	67,18	32,82	66,7	33,3
RDC-B	885,649	830,521	998,678	1053,38	51,61	48,39	48,67	51,33

- 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.

III.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 III.5 Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	v	Observation
S/sol+RDC-bas	0,36	2598,1	0,288	vérifiée
RDC/Haut+1 ^{ère} étage	0,30	1985,34	0,264	vérifiée
Etage 2 et 3	0,25	1637,92	0,262	vérifiée
Etage 4 et 5	0,20	1262,63	0,252	vérifiée
Etage 6 et 7	0,16	901,19	0,225	vérifiée
Etage 8 et 9	0,122	546,63	0,179	vérifiée
Etage 10	0,09	193,99	0,086	vérifiée

III.3.3.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante :

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

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

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 :

$$r = \frac{0,8 \times V_{\text{st}}^y}{V_{\text{dyn}}^y} \rightarrow r = \begin{cases} \text{XX: } 1,047 \\ \text{YY: } 1,253 \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

Sens	V _{dynamique}	0,8 V _{statique}	Observation
X-X	1824,85	1824,77	vérifiée
Y-Y	1909,64	1909,22	vérifiée

III.3.3.4 Vérification 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 III.7 Vérification des déplacements relatifs selon X-X.

Niveau	δ_{ck} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	h_k (m)	$\Delta k/h_k$ (%)	observation
11	0,0329	0,1643	0,152905	0,011405	3,06	0,372712	vérifiée
10	0,0306	0,1529	0,14053	0,012375	3,06	0,404412	vérifiée
9	0,0281	0,1405	0,126955	0,013575	3,06	0,443627	vérifiée
8	0,0254	0,127	0,112575	0,01438	3,06	0,469935	vérifiée
7	0,0225	0,1126	0,097385	0,01519	3,06	0,496405	vérifiée
6	0,0195	0,0974	0,081975	0,01541	3,06	0,503595	vérifiée
5	0,0164	0,082	0,066375	0,0156	3,06	0,509804	vérifiée
4	0,0133	0,0664	0,05125	0,015125	3,06	0,494281	vérifiée
3	0,0103	0,0513	0,036775	0,014475	3,06	0,473039	vérifiée
2	0,0074	0,0368	0,02502	0,011755	3,06	0,38415	vérifiée
1	0,005	0,025	0,014215	0,010805	3,06	0,353105	vérifiée
RDC-haut	0,0028	0,0142	0,00561	0,008605	3,06	0,281209	vérifiée
RDC-bas	0,0011	0,0056	0	0,00561	3,74	0,15	vérifiée

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

Niveau	δ_{ck} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	h_k (m)	Dk/hk	observation
11	0,03974	0,19871	0,18637	0,01234	3,06	0,40327	vérifiée
10	0,03727	0,18637	0,17247	0,01390	3,06	0,45408	vérifiée
9	0,03449	0,17247	0,15673	0,01575	3,06	0,51454	vérifiée
8	0,03135	0,15673	0,13975	0,01698	3,06	0,55490	vérifiée
7	0,02795	0,13975	0,12152	0,01823	3,06	0,59575	vérifiée
6	0,02430	0,12152	0,10288	0,01864	3,06	0,60915	vérifiée
5	0,02058	0,10288	0,08380	0,01908	3,06	0,62353	vérifiée
4	0,01676	0,08380	0,06519	0,01861	3,06	0,60801	vérifiée
3	0,01304	0,06519	0,04719	0,01800	3,06	0,58824	vérifiée
2	0,00944	0,04719	0,03110	0,01610	3,06	0,52598	vérifiée
1	0,00622	0,03110	0,01767	0,01343	3,06	0,43889	vérifiée
Rdc-haut	0,00353	0,01767	0,00630	0,01137	3,06	0,37157	vérifiée
Rdc-bas	0,00126	0,00630	0,00000	0,00630	3,74	0,16832	vérifiée

III.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 III.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
RDC-bas	43514,9	1822,1	0,006	3,74	0,035	Vérifiée
RDC-haut	39333,32	1793,2	0,009	3,06	0,061	Vérifiée
1	34951,36	1733,3	0,011	3,06	0,071	Vérifiée
2	30990,98	1659	0,012	3,06	0,071	Vérifiée
3	27726,7	1578,8	0,014	3,06	0,083	Vérifiée
4	24504,34	1480,6	0,015	3,06	0,081	Vérifiée
5	21329,1	1370	0,016	3,06	0,079	Vérifiée
6	18190,8	1247	0,015	3,06	0,073	Vérifiée
7	15094,65	1110,2	0,015	3,06	0,067	Vérifiée
8	12030,47	952,31	0,014	3,06	0,059	Vérifiée
9	9003,513	775,96	0,014	3,06	0,051	Vérifiée
10	6003,509	566,05	0,012	3,06	0,042	Vérifiée
11	3344,877	331,03	0,011	3,06	0,037	Vérifiée

Tableau III.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
RDC-bas	43514,898	1906,848	0,0063	3,74	0,038	Vérifiée
RDC-haut	39333,316	1876,496	0,01137	3,06	0,077	Vérifiée
1	34951,362	1814,619	0,01343	3,06	0,084	Vérifiée
2	30990,976	1738,759	0,0161	3,06	0,093	Vérifiée
3	27726,701	1655,813	0,018	3,06	0,098	Vérifiée
4	24504,336	1553,163	0,01861	3,06	0,095	Vérifiée
5	21329,098	1435,761	0,01908	3,06	0,092	Vérifiée
6	18190,799	1303,254	0,01864	3,06	0,085	Vérifiée
7	15094,65	1155,117	0,01823	3,06	0,077	Vérifiée
8	12030,474	984,3739	0,01698	3,06	0,067	Vérifiée
9	9003,513	796,9106	0,01575	3,06	0,058	Vérifiée
10	6003,509	578,609	0,0139	3,06	0,047	Vérifiée
11	3344,876	338,0483	0,01234	3,06	0,039	Vérifiée

III.6 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=20 cm pour tous les étages
- les poutres :

{	poutres principales (45×40) cm ²
	poutres secondaires (40×40) cm ²
- Les poteaux :

➤ Sous sol et RDC-Bas	(60*60) cm ²
➤ RDC-Haut et 1 ^{ere} étage	(55*55) cm ²
➤ 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	(50*50) cm ²
➤ 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	(45*45) cm ²
➤ 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages	(40*40) cm ²
➤ 8 ^{eme} et 9 ^{eme} étages	(35*35) cm ²
➤ 10 ^{eme} étage	(30*30) cm ²

Chapitre IV :

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**.

IV.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 :

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

IV.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 :

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

Avec : ϕ le plus petit diamètre des barres utilisées.

h : La hauteur de la poutre.

IV.1.2 Sollicitations maximales dans les poutres :

Les sollicitations sont tirées du logiciel **ETABS 2016** :

Tableau IV.1 Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principale & Secondaire non associées aux voiles.

Niveaux	Poutres principale			Poutres secondaire		
	M _{travée}	M _{appuis}	V	M _{travée}	M _{appuis}	V
RDC-bas	61,85	-84,21	191,44	51,55	-53,55	86,96
RDC-haut	88,65	-113,77	183,10	63,36	-69,01	63,92
Etage courants	107,44	-143,43	201,29	97,00	-121,14	94,48
Terrasse inaccessible	76,14	-118,95	108,51	52,20	-101,52	73,88

Tableau IV.2 Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principale & secondaire associées aux voiles.

Niveaux	Poutres principale			Poutres secondaire		
	M _{travée}	M _{appuis}	V	M _{travée}	M _{appuis}	V
RDC-bas	133,94	-143,15	241,25	94,82	-89,92	189,08
RDC-haut	151,05	-158,85	268,41	122,26	-108,71	199,41
Etage courants	181,51	-214,93	273,49	153,99	-141,69	202,49
Terrasse inaccessible	83,11	-150,83	99,76	52,20	-101,52	73,88

IV.1.3 Ferrailage des poutres :

a. Armatures longitudinales :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale de RDC-Bas non associée au voile (40×45) :

<p>La plus sollicitée Avec les sollicitations suivantes :</p> $\begin{cases} M_a = -84,21 \text{ kn.m} \\ M_t = 61,85 \text{ kn.m} \end{cases}$ <p>En appui</p> $\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,0646 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$ $\mu_{bu} < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$ $\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0,084$ $Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,406$ <p>calcul de A : $A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = 5,19 \text{ cm}^2$</p>	<p>En travée</p> $\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,047 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$ $\mu_{bu} < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$ $\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0,061$ $Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,410$ <p>calcul de A : $A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = 3,77 \text{ cm}^2$</p>
--	--

Les ferrillages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau IV.3 Armatures longitudinales dans les poutres associées aux voiles.

Niveau	Type de poutre	Section (cm ²)	Position	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A (choisi)
RDC-bas	Poutre principale	45x40	Appuis	9,04	9	6HA14=9,24
			travée	8,43		6HA14=9,24
	Poutre secondaire	40x40	Appuis	6,37	8	6HA14=9,24
			travée	6,73		6HA14=9,24
RDC-haut	Poutre principale	45x40	Appuis	10,11	9	3HA16+3HA14 A=10,65
			travée	9,58		3HA16+3HA14 A=10,65
	Poutre secondaire	40x40	Appuis	7,78	8	6HA14=9,24
			travée	8,83		6HA14=9,24
Etage courants	Poutre principale	45x40	Appuis	11,94	9	6HA16A=12,06
			travée	11,68		6HA16=12,06
	Poutre secondaire	40x40	Appuis	10,35	8	3HA14+3HA16 A=10,65
			travée	11,33		6HA16=12,06
Terrasse inaccessible	Poutre principale	45x40	Appuis	9,56	9	3HA14+3HA16 A=10,65
			travée	5,11		3HA14+3HA16 A=10,65
	Poutre secondaire	40x40	Appuis	7,24	8	6HA14=9,24
			travée	3,62		6HA14=9,24

Tableau IV.4 Armatures longitudinales dans les poutres non associées aux voiles.

Niveau	Type de poutre	Section (cm ²)	Position	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A (choisi)
RDC-bas	Poutre principale	45x40	travée	3,77	9	6HA14=9,24
			Appuis	5,19		6HA14=9,24
	Poutre secondaire	40x40	travée	3,58	8	6HA14=9,24
			Appuis	3,72		6HA14=9,24
RDC-haut	Poutre principale	45x40	travée	5,47	9	6HA14=9,24
			Appuis	7,10		6HA14=9,24
	Poutre secondaire	40x40	travée	4,42	8	6HA14=9,24
			Appuis	4,83		6HA14=9,24
Etage courants	Poutre principale	45x40	travée	6,68	9	6HA14=9,24
			Appuis	9,07		6HA14=9,24
	Poutre secondaire	40x40	travée	6,90	8	6HA14=9,24
			Appuis	8,74		6HA14=9,24

Terrasse inaccessible	Poutre principal	45x40	travée	4,67	9	6HA14=9,24
			Appuis	7,44		6HA14 =9,24
	Poutre secondaire	40x40	travée	6,62	8	6HA14=9,24
			Appuis	7,24		6HA14=9,24

b. Les armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par : $\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

- Poutre principales : $\phi \leq \min(14; 12,8; 40) = 12,8 \text{ mm}$; soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Donc on adopte pour un cadre et un étrier d'où $4HA8=2,01 \text{ cm}^2$.

- Poutre secondaires : $\phi \leq \min(14; 11,42; 40) = 11,42 \text{ mm}$; soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Donc on adopte pour un cadre et un étrier d'où $4HA8=2,01 \text{ cm}^2$

➤ 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 : $S_t \leq \min(11,25; 16,8; 30) = 11,25 \text{ cm}$ soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

- Poutres secondaires : $S_t \leq \min(10; 11,25; 30)$ soit $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales : $S_t \leq \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Vérifications des armatures transversales

- Pour les poutres principales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2$$

- Pour les poutres secondaires

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_t = 2,01 > A_t^{\min} = 1,8 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée.

Longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est : $L_r > 40\phi_l$

$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$; On adopte = 90 cm

$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 75 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

➤ **Vérification du pourcentage des armatures selon le RPA :**

$$\text{Poutre principale : } \begin{cases} \text{en zone courante : } A_{\max} = 4\% \text{ b.h} = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \\ \text{en zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% \text{ b.h} = 108 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \end{cases}$$

$$\text{Poutre secondaire : } \begin{cases} \text{en zone courante : } A_{\max} = 4\% \text{ b.h} = 64 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \\ \text{en zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% \text{ b.h} = 96 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées.

IV.1.4 Les vérification nécessaire

❖ **Vérification à l'ELU :**

1) **Vérification des contraintes tangentielles**

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u ; \text{ tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA}$$

Tableau IV.5 Vérification de l'effort tranchant

Poutre	V_u (KN)	τ_u (MPA)	$\bar{\tau}_u$ (MPA)	Vérification
Principale	273,49	1,63	3,33	vérifiée
Secondaire	202,49	1,26	3,33	vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 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	-66,81	8,76	60009	9,75	15	vérifiée
	Travée	55,69	7,78	4773	9,07	15	vérifiée
secondaires	Appui	26,24	8,16	45761	4,68	15	vérifiée
	travée	-44,85	7,25	36412	8,93	15	vérifiée

● **Vérification de la flèche :**

Le tableau suivant résume les vérifications des conditions de flèche :

Tableau IV.7 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	45	40	4,6	9,24	0,097 > 0,0625	0,097 > 0,075	55 < 105
Secondaire	40	40	3,5	9,24	0,11 > 0,0625	0,11 > 0,069	62,43 < 105

Les conditions sont vérifiées c'est inutile de vérifier la flèche.

IV.1.5 Schémas des ferrailages des poutres :

Les schémas de ferrailages sont représentés dans (l'annexe 6)

IV.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 ± E ; 0,8G ± E

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

IV.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 IV.8 Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	V (kn)
s.sol et RDC/bas	-2598,10 → -22,75	98,43 → -119,31	357,92 → 17,91	57,14
RDC/haut et étage 1	-1985,34 → -10,78	-112,54 → -124,43	152,94 → 44,94	88,07
Etage 2 et 3	-1637,92 → -1,27	100,19 → -576,49	5,92 → 26,79	91,53
Etage 4 et 5	-1262,49 → 0,43	86,11 → -470,75	-50,79 → 27,39	77,28
Etage 6 et 7	-901,19 → 0,38	64,90 → -242,66	-54,43 → 40,26	57,98
Etage 8 et 9	-546,64 → 0,35	43,28 → -286,73	14,12 → 29,35	38,22
Terrasse inaccessible	-193,99 → 10,01	-37,56 → -131,61	21,21 → 20,04	26,56

➤ **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 :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

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 :

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 & \text{interpoler entre les valeurs précédentes} \end{cases}$$

IV.2.2 Calcul de ferrailage :**➤ Ferrailage longitudinal****Exemple de calcul (poteau RDC/bas (60*60)) :**

$$N^{\max} = 2598,10 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{corr}} = -22,75 \text{ KN.m} \dots\dots\dots A_1$$

$$M^{\max} = 98,43 \text{ KN.m} \rightarrow N^{\text{corr}} = 119,31 \text{ KN} \dots\dots\dots A_2$$

$$N^{\min} = -357,92 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{corr}} = 17,91 \text{ KN.m} \dots\dots\dots A_3$$

$$A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

a) Calcul sous N^{\max} et M^{corr} :

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,0087 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m}$$

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} :

$$M_{UA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 724,24 \text{ KN.m}$$

Vérification de la condition :

$$N_u \times (d - d') - M_{UA} = 678,73 \text{ KN.m} = 0,678 \text{ MN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d') b \times h \times f_{bu} = 0,909 \text{ MN.m}$$

$0,909 > 0,678 \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul du ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,201 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,283$$

$$z = 0,505$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = 0,00358 \text{ m}^2 = 35,8 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -0,00291 \text{ m}^2 = -29,10 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend $A = 0$

b) Calcul sous M^{\max} et N^{corr} :

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,823 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m}$$

N_u de compression le centre de pression est à l'extérieur de la section Donc la section est partiellement comprimée.

$$\text{Calcul de : } M_{UA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 130,64 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,036 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,046$$

$$z = 0,559$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = 0,000584 \text{ m}^2 = 5,84 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = 0,00285 \text{ m}^2 = 2,85 \text{ cm}^2$$

c) Calcul sous N^{\min} et M^{corr}

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,05 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m}$$

N_u de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section donc la section est entièrement tendue.

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10} \times (d - d')} = 3,64 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10} \times (d - d')} = 5,30 \text{ cm}^2$$

avec : $f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d' \right) + e_G = 0,32 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 0,22 \text{ m}$$

Le tableau suivant résume le ferrailage de tous les poteaux.

Tableau IV.9 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/bas	60*60	8,94	28,8	32,17	16HA16
RDC/haut et étage 1	55*55	3,98	24,2	30,29	12HA16+4HA14
Etage 2 et 3	50*50	1,10	20	30,29	12HA16+4HA14
Etage 4 et 5	45*45	0,54	16,2	26,51	4HA16+12HA14
Etage 6 et 7	40*40	1,06	12,8	26,51	4HA16+12HA14
Etage 8 et 9	35*35	1,47	9,8	22,99	12HA14+4HA12
Etage 10	30*30	0,6	7,2	10,68	4HA14+4HA12

➤ **Ferrailage transversale :**

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales :

Tableau IV.10 Ferrailage transversales des poteaux

Niveau	s/sol	RDC/B	RDC/H étage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10
Section(cm ²)	60*60	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30
ϕ_t^{\min} (cm)	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2
L_f (cm)	230,3	182,7	182,7	182,7	182,7	182,7	182,7	182,7
λ_g	3,83	3,04	3,32	3,56	4,06	4,56	5,22	6,09
V (KN)	57,14	83,15	88,07	91,53	77,28	57,98	38,22	26,56
$t_{Z,nodal}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
$t_{Z,recouv}$ (cm)	10	10	10	15	15	15	15	15
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5	2,5
A_t (cm ²)	1,34	1,94	2,25	2,57	2,41	1,36	1,02	0,83
A_t^{\min} (cm ²)	3,55	4,74	3,96	4,95	3,61	2,46	1,57	1,35
A_t^{adop} (cm ²)	8HA10 A=6,28	8HA10 A=6,28	8HA10 A=6,28	8HA10 A=6,28	8HA10 A=6,28	8HA10 A=6,28	6HA8 A=3,02	4HA8 A=2,01

IV.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'élanement 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'élanement 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 IV.11 Vérification au flambement des poteaux.

Niveau	Section n (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	60*60	3,29	2,30	13,30	0,82	32,17	0,3364	6025,84	2598,1
RDC-B	60*60	2,61	1,82	10,55	0,835	32,17	0,3364	6136,07	2255,12
RDC/H étage 1	55*55	2,61	1,82	11,51	0,832	30,29	0,2809	5095,12	1985,34
Etage 2 et 3	50*50	2,61	1,82	12,66	0,828	30,29	0,2304	4296,29	1637,92
Etage 4 et 5	45*45	2,61	1,82	14,06	0,823	26,51	0,1849	3523,07	1262,49
Etage 6 et 7	40*40	2,61	1,82	15,82	0,817	26,51	0,1444	28846,64	901,19
Etage 8 et 9	35*35	2,61	1,82	18,08	0,807	22,99	0,1089	2145,89	546,64
Etage 10	30*30	2,61	1,82	21,1	0,792	10,68	0,0784	1582,06	193,99

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.

$$S = b \times h + 15(A + A') : \text{section homogénéisée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \end{array} \right. \quad \text{tel que :} \quad V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)}$$

$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.12 vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	s/sol RDC/B	RDC/H étage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10
Section(cm ²)	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30
d(cm)	57	52	47	42	37	32	27
A (cm ²)	32,17	26,51	26,51	24,63	24,63	18,47	10,68
V(cm)	33,20	30,35	28,02	25,51	23,19	20,17	16,81
V' (cm)	26,80	24,65	21,98	19,49	16,81	14,83	13,19
I _{yy'} (m ⁴)	0,0194	0,0097	0,0069	0,0046	0,003	0,0019	0,00098
S (m ²)	0,408	0,342	0,290	0,240	0,169	0,150	0,106
N _{ser} (MN)	1,717	1,428	1,191	0,918	0,655	0,396	0,206
M _{ser} (MN.m)	0,0266	0,049	0,021	0,019	0,020	0,019	0,024
M _G ^{ser} (MN.m)	0,0813	0,0896	0,057	0,047	0,040	0,029	0,028
σ _{bc1} (MPa)	5,60	6,98	6,42	6,43	6,96	5,72	6,74
σ _{bc2} (MPa)	3,08	1,90	2,29	1,83	1,63	0,38	1,82
σ _{bc} (MPa)	15	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 IV.13 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	60*60	2,30	3,83	0,04	57	57,14	0,17	1	Vérifiée
RDC/B	60*60	1,82	3,04	0,04	57	83,15	0,24	1	Vérifiée
RDC/H et 1	55*55	2,82	3,32	0,04	52	88,07	0,31	1	Vérifiée
2 et 3	50*50	2,82	3,56	0,04	47	91,53	0,39	1	Vérifiée
4 et 5	45*45	2,82	4,06	0,04	42	77,28	0,41	1	Vérifiée
6 et 7	40*40	2,82	4,56	0,04	37	57,98	0,39	1	Vérifiée
8 et 9	35*35	2,82	5,22	0,075	32	38,22	0,34	1,875	Vérifiée
10	30*30	2,82	6,09	0,075	27	26,56	0,32	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 :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

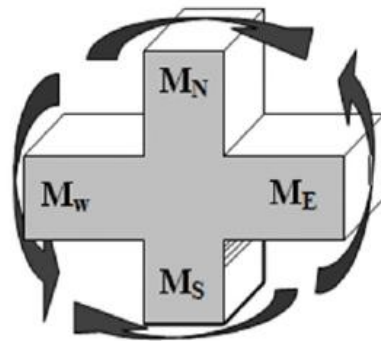


Figure IV.1 Répartition des moments dans la zone nodale.

• **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 IV.14 Moments résistant dans les poteaux.

Niveau	h m	Z m	A_s / face Cm ²	σ_s MPa	M_R KN.m
S/SOL et RDC/B	0,60	0,54	5HA16 $A_s=10,05$	400	217,1
RDC/H étage 1	0,55	0,495	4HA16+1HA14 $A=9,58$	400	189,68
Etage 2 et 3	0,50	0,45	4HA16+1HA14 $A=9,58$	400	172,44
Etage 4 et 5	0,45	0,405	3HA14+2HA16 $A=8,64$	400	139,97
Etage 6 et 7	0,40	0,36	3HA14+2HA16 $A=8,64$	400	129,45
Etage 8 et 9	0,35	0,315	4HA14+1HA12 $A=7,30$	400	120,86
Etage 10	0,30	0,27	2HA14+1HA12 $A=4,21$	400	90,55

Tableau IV.15 Moments résistants dans les poutres principales.

Niveau	local	h m	Z m	A_s Cm ²	σ_s MPa	M_R KN.m
RDC/B	appui	0,45	0,405	A=9,24	400	149,68
	travée	0,45	0,405	A=9,24	400	149,68
RDC/H	appui	0,45	0,405	A=9,24	400	149,68
	travée	0,45	0,405	A=9,24	400	149,68
Etage courants	appui	0,45	0,405	A=9,24	400	149,68
	travée	0,45	0,405	A=9,24	400	149,68
Terrasse inaccessible	appui	0,45	0,405	A=9,24	400	149,68
	travée	0,45	0,405	A=9,24	400	149,68

Tableau IV.16 Moments résistants dans les poutres secondaires.

Niveau	local	h (m)	Z (m)	A_s (cm ²)	σ_s (Mpa)	M_R Kn.m
RDC/B	appui	0,40	0,36	A=9,24	400	133,05
	travée	0,40	0,36	A=9,24	400	133,05
RDC/H	appui	0,40	0,36	A=9,24	400	133,05
	travée	0,40	0,36	A=9,24	400	133,05
Etage courants	appui	0,40	0,36	A=9,24	400	133,05
	travée	0,40	0,36	A=9,24	400	133,05
Terrasse inaccessible	appui	0,40	0,36	A=9,24	400	133,05
	travée	0,40	0,36	A=9,24	400	133,05

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.17 Vérification des zones nodales poutres principales.

niveau	Mn	Ms	Mn+Ms	M _w	Me	1,25(M _w +Me)	Obs
S/sol	434,2	217,1	651,24	149,68	149,68	374,20	Vérifiée
RDC/B	406,78	217,1	623,88	149,68	149,68	374,20	Vérifiée
RDC/H	379,37	189,68	596,05	149,68	149,68	374,20	vérifiée
Etage 1	362,12	189,68	551,81	149,68	149,68	374,20	vérifiée
Etage 2	344,88	172,44	517,32	149,68	149,68	374,20	vérifiée
Etage 3	312,41	172,55	484,85	149,68	149,68	374,20	vérifiée
Etage 4	279,94	139,96	419,91	149,68	149,68	374,20	vérifiée
Etage 5	269,42	139,96	409,38	149,68	149,68	374,20	vérifiée
Etage 6	258,90	129,45	388,35	149,68	149,68	374,20	vérifiée
Etage 7	250,31	129,45	379,76	149,68	149,68	374,20	vérifiée
Etage 8	251,72	120,86	375,87	149,68	149,68	374,20	vérifiée

Tableau IV.18 Vérification des zones nodales poutres secondaires.

niveau	Mn	Ms	Mn+Ms	M _w	Me	1,25(M _w +Me)	Obs
S/sol	434,2	217,1	651,24	133,05	133,05	353,4125	Vérifiée
RDC/B	406,78	217,1	623,88	133,05	133,05	332,625	Vérifiée
RDC/H	379,36	189,68	596,05	133,05	133,05	332,625	vérifiée
Etage 1	362,12	189,68	551,81	133,05	133,05	332,625	vérifiée
Etage 2	344,88	172,44	517,32	133,05	133,05	332,625	vérifiée
Etage 3	312,408	172,44	484,85	133,05	133,05	332,625	vérifiée
Etage 4	279,94	139,96	419,91	133,05	133,05	332,625	vérifiée
Etage 5	269,42	139,96	409,38	133,05	133,05	332,625	vérifiée
Etage 6	258,9	129,45	388,35	133,05	133,05	332,625	vérifiée
Etage 7	250,31	129,45	379,76	133,05	133,05	332,625	vérifiée
Etage 8	251,72	120,86	375,87	133,05	133,05	332,625	vérifiée

NB : Notons que, d'après le RPA99/2003, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux.

IV.2.3 Schéma de ferrailage

Les schémas de ferrailage sont représentés dans (**l'annexe 6**)

IV.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 Horizontal :**

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 crochets à 135° de diamètre 10Ø.

- **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.

IV.3.1 Calcul des sollicitations

Tableau IV.19 les sollicitations dans les voiles au niveau du RDC-h et RDC-b et ETAGE 1

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	20	1294,49	22,21	1176,30	406,54	359,81	208,13	202,72
Vx2	20	1975,10	28,59	1500,55	513,80	620,14	79,91	165,61
Vx3	20	1128,31	7,99	1003,81	338,36	214,86	151,76	251,32
Vx4	20	1322,10	7,83	1012,58	200,61	367,60	61,71	132,88
Vy1	20	1959,62	74,00	1227,19	698,67	505,39	249,16	477,47
Vy2	20	1092,61	17,83	916,01	260,82	275,49	64,51	158,52
Vy3	20	1759,08	4,07	1689,96	344,47	405,74	34,08	192,48
Vy4	20	1284,11	4,77	514,01	335,26	364,05	156,15	186,92

Tableau IV.20 les sollicitations dans les voiles au niveau du ETAGE 2,3,4

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	20	1138,34	17,17	1062,25	188,33	330,50	88,62	160,05
Vx2	20	1006,78	122,4851	990,684	163,83	101,24	72,93	235,22
Vx3	20	1615,63	38,26	1379,34	241,76	487,85	51,86	135,55
Vx4	20	1191,29	5,93	938,75	103,47	302,66	35,61	129,34
Vy1	20	1680,01	23,26	1217,72	229,66	448,68	135,92	271,12
Vy2	20	917,12	76,07	539,39	125,34	146,46	44,95	124,73
Vy3	20	1419,14	26,58	905,07	152,04	399,52	31,71	201,98
Vy4	20	1060,38	40,97	549,75	199,33	244,21	89,09	168,91

Tableau IV.21 les sollicitations dans les voiles au niveau du ETAGE 5,6,7

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	0,20	945,96	27,36	858,89	106,63	269,32	55,74	117,70
Vx2	0,20	871,0121	81,8206	871,0121	81,82	78,92	53,50	226,01
Vx3	0,20	1293,31	20,65	1130,02	123,03	365,83	62,14	108,67
Vx4	0,20	1022,04	1,80	695,59	55,23	266,73	33,84	110,60
Vy1	0,20	1383,70	8,96	1270,76	123,66	389,72	77,87	223,98
Vy2	0,20	793,31	58,12	727,26	71,00	97,22	26,03	102,89
Vy3	0,20	1175,84	23,12	702,60	93,60	285,41	58,53	189,04
Vy4	0,20	892,14	17,38	415,42	92,35	178,61	64,13	122,93

Tableau IV.22 les sollicitations dans les voiles au niveau du ETAGE 8,9,10

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	0,20	599,07	11,74	418,00	78,56	123,37	74,29	63,0105
Vx2	0,20	553,52	67,9821	553,52	67,98	301,19	56,81	185,83
Vx3	0,20	790,75	36,58	683,03	88,02	146,49	34,91	65,74
Vx4	0,20	659,97	6,10	576,25	31,19	121,63	20,93	63,40
Vy1	0,20	887,27	8,81	283,62	120,73	177,20	114,48	136,54
Vy2	0,20	503,76	36,58	483,32	43,13	39,61	26,45	81,90
Vy3	0,20	741,23	2,30	547,75	37,01	56,38	39,86	124,53
Vy4	0,20	563,96	4,27	558,32	57,02	62,49	48,83	74,35

Tableau IV.23 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	0,20	169,52	22,16	103,42	112,73	69,85	108,89	57,3643
Vx2	0,20	159,3383	11,2267	155,9158	43,89	45,06	34,24	176,61
Vx3	0,20	224,96	142,17	184,33	187,76	94,53	4,65	34,68
Vx4	0,20	174,11	1,79	108,53	48,89	73,30	39,00	35,91

Vy1	0,20	265,02	94,39	173,16	142,63	117,99	88,61	88,79
Vy2	0,20	151,91	74,83	151,91	74,83	37,90	27,28	69,10
Vy3	0,20	219,07	63,88	83,09	145,28	41,78	133,36	123,62
Vy4	0,20	158,11	39,58	96,27	63,27	51,17	52,53	46,89

IV.3.2 Ferrillages :

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

Tableau IV.24 ferrailage des voiles au niveau du RDC-bas au 1^{er} ETAGE.

voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4
L (m)	1,8	1,7	2	1,3	2	1,6	1,6	1,8
e (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
M (kn.m)	406,54	513,61	241,76	249,16	698,67	260,82	344,47	335,26
N (kn)	1176,3	1500,55	1379,34	505,39	1227,91	916,01	1689,96	514,01
V (kn)	202,21	165,61	251,32	132,82	447	158,52	192,48	186,92
Section	SPC	SPC	SPC	SEC	SPC	SPC	SEC	SPC
τ	0,81	0,7	0,902	0,532	1,22	0,715	0,869	0,534
A _{cal} (cm ²)	0,16	0,38	0,91	/	2,59	0,03	/	2,34
A _{v min}	5,4	5,1	6	3,9	6	4,8	4,8	5,4
l _t	0,118	0,146	0,52	/	0,414	0,05	/	0,48
L _c	1,56	1,408	0,96	1,3	1,172	1,5	1,3	0,84
A _{min} ^t	0,47	0,58	2,11	/	1,65	0,2	/	1,92
St (cm)	20							
A _{min} ^c	3,2	2,8	1,92	2,6	2,34	3	3,2	1,68
N _{barre} /face	4HA10 +7HA8	4HA10 +6HA8	6HA10 +7HA8	3HA10 +3HA3	6HA10 +7HA8	4HA10 +6HA8		4HA10 +7HA8
A _{h cal} (cm ²)	0,9	0,7	1	0,59	1,36	0,79	0,97	0,59
A _{h min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
N _{barre}	2HA10							
St (cm)	20							

Tableau IV.25 ferrailage des voiles au niveau du 2^{ème} au 4^{ème} ETAGE.

voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4
L (m)	1,8	1,7	2	1,3	2	1,6	1,6	1,8
e (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
M (kn.m)	188,33	72,93	241,76	51,86	135,92	44,95	31,71	199,33
N (kn)	1062,25	101,24	1379,34	487,85	448,68	146,46	399,51	549,75
V (kn)	160,05	235,22	135,55	129,34	271,12	124,73	201,98	168,91
Section	SEC	SPC	SEC	SEC	SEC	SPC	SEC	SPC
τ	0,64	0,997	0,487	0,724	0,973	0,563	0,912	0,676
A _{cal} (cm ²)	/	0,68	/	/	/	0,02	/	0,14
A _{v min}	5,4	5,1	6	3,9	6	4,8	4,8	5,4
I _t	/	0,51	/	/	/	0,1	/	0,15
L _c	1,8	0,78	2	1,3	2	1,4	1,6	1,5
A _{min} ^t	/	2,04	/	/	/	0,4	/	0,6
St (cm)	20							
A _{min} ^c	3,6	1,56	4	2,6	4	3,2	3,2	3
N _{barre/face}	4HA10 +7HA8	4HA10 +6HA8	6HA10 +7HA8	3HA10 +3HA3	6HA10 +7HA8	4HA10 +6HA8		4HA10 +7HA8
A _{h cal} (cm ²)	0,7	1,1	0,54	0,8	1,08	0,63	1,01	0,75
A _{h min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
N _{barre/1ml}	2HA10							
St (cm)	20							

Tableau IV.26 ferrailage des voiles au niveau du 5^{ème} au 7^{ème} ETAGE .

voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4
L (m)	1,8	1,7	2	1,3	2	1,6	1,6	1,8
e (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
M (kn.m)	106,63	53,5	62,14	33,84	77,87	26,03	58,53	64,13
N (kn)	858,89	78,92	365,83	266,73	389,72	97,22	285,41	178,61
V (kn)	117,70	226,01	108,67	110,60	223,98	102,89	189,04	122,93
Section	SEC	SPC	SEC	SEC	SEC	SPC	SEC	SPC

τ	0,47	0,959	0,39	0,62	0,8	0,46	0,853	0,492
$A_{cal} (cm^2)$	/	0,45	/	/	/	0	/	0,1
$A_{v \min}$	5,4	5,1	6	3,9	6	4,8	4,8	5,4
I_t	/	0,49	/	/	/	/	/	0,15
L_c	1,8	0,72	2	1,3	2	1,6	1,6	1,5
A_{\min}^t	/	1,98	/	/	/	/	/	0,6
$St (cm)$	20							
A_{\min}^c	3,6	1,44	4	2,6	4	3,2	3,2	3
$N_{\text{barre}/\text{face}}$	4HA10 +7HA8	4HA10 +6HA8	6HA10 +7HA8	3HA10 +3HA3	6HA10 +7HA8	4HA10 +6HA8		4HA10 +7HA8
$A_h \text{ cal} (cm^2)$	0,52	1,06	0,43	0,69	0,89	0,52	0,95	0,55
$A_h \text{ min} (cm^2)$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$N_{\text{barre}/1\text{ml}}$	2HA10							
$St (cm)$	20							

Tableau IV.27 ferrailage des voiles au niveau du 8^{ème} au 10^{ème} ETAGE .

voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4
L (m)	1,8	1,7	2	1,3	2	1,6	1,6	1,8
e (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
M (kn.m)	74,29	56,81	34,91	20,93	114,48	26,45	39,86	48,83
N (kn)	123,37	301,19	146,49	121,63	177,2	39,61	56,38	62,49
V (kn)	63,0105	185,83	65,74	63,40	136,54	81,90	124,53	74,35
Section	SPC	SEC	SEC	SEC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ	0,25	0,788	0,24	0,36	0,49	0,37	0,56	0,297
$A_{cal} (cm^2)$	0,45	/	/	/	0,58	0,26	0,49	0,44
$A_{v \min}$	5,4	5,1	6	3,9	6	4,8	4,8	5,4
I_t	0,45	/	/	/	0,48	0,48	0,5	0,55
L_c	0,9	1,7	2	1,3	1,04	0,64	0,6	0,7
A_{\min}^t	1,8	/	/	/	1,92	1,92	2	2,2
$St (cm)$	20							
A_{\min}^c	1,8	3,4	4	2,6	2,08	1,28	1,2	1,4

N_{barre}/face	4HA10 +7HA8	4HA10 +6HA8	6HA10 +7HA8	3HA10 +3HA3	6HA10 +7HA8	4HA10 +6HA8		4HA10 +7HA8
A_{h cal} (cm²)	0,28	0,87	0,27	0,4	0,54	0,41	0,6	0,33
A_{h min} (cm²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
N_{barre}/1ml	2HA10							
St (cm)	20							

Tableau IV. 28 ferrailage des voiles au niveau de la terrasse.

voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4
L (m)	1,8	1,7	2	1,3	2	1,6	1,6	1,8
e (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
M (kn.m)	108,89	34,24	187,76	39	88,61	27,28	133,36	52,53
N (kn)	69,85	45,06	184,33	73,3	117,99	37,9	41,78	51,17
V (kn)	57,3643	176,61	34,68	35,91	88,79	69,10	123,62	46,89
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ	0,164	0,749	0,124	0,144	0,4	0,31	0,558	0,134
A_{cal} (cm²)	1,7	0,34	1,83	0,46	0,6	0,29	3,02	0,63
A_{v min}	5,4	5,1	6	3,9	6	4,8	4,8	5,4
l_t	0,72	0,53	0,67	0,39	0,55	0,5	0,73	0,63
L_c	0,36	0,64	0,66	0,52	0,5	0,6	0,14	0,54
A_{min}^t	2,88	2,13	2,69	1,54	2,22	2,01	2,93	2,55
St (cm)	20							
A_{min}^c	0,72	1,28	1,32	1,04	0,5	1,2	0,28	1,08
N_{barre}/face	4HA10 +7HA8	4HA10 +6HA8	6HA10 +7HA8	3HA10 +3HA3	6HA10 +7HA8	4HA10 +6HA8		4HA10 +7HA8
A_{h cal} (cm²)	0,18	0,83	0,14	0,16	0,44	0,34	0,62	0,15
A_{h min} (cm²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
N_{barre}/1ml	2HA10							
St (cm)	20							

IV.3.3 Schema de ferrailage

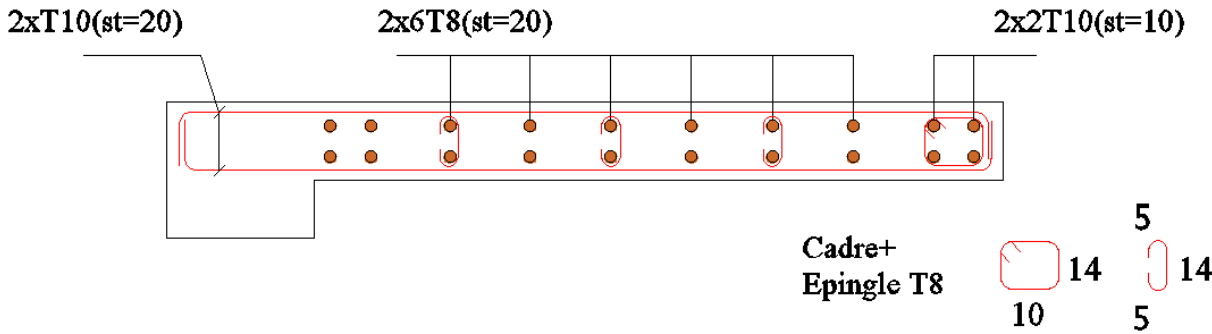


Figure IV.2 Ferrailage du voile Vy2, vy3 au niveau du RDC au 1^{er} étage.

Chapitre V :

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 : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, il nous recommande des fondations superficielles, ancrée a partir de D=3.00 m de profondeur par apporte à la cote du terrain naturel et de prend comme contrainte admissible égale à 1,80 bars.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- 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)

V.1 Etude des fondations

V.1.1. Combinaison de calcul

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G+Q \pm E & ; & 1,35G+1,5Q \\ 0,8G \pm E & ; & G+Q \end{cases}$$

V.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 obtenu par le logiciel ETABS 2016, avec $N = 1751,33 \text{ KN}$

S : Surface d'appui de la semelle, avec $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1,80 \text{ bar}$.

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

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,60}{0,60} \times \frac{1751,33}{180}} \Rightarrow B \geq 3,11 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 2.1 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas

V.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 ».

$$N_1 = 1469,43 \text{ KN} \quad N_2 = 1329,99 \text{ KN} \quad N_3 = 1614,65 \text{ KN}$$

$$N_4 = 1751,33 \text{ KN} \quad N_5 = 1562,02 \text{ KN} \quad N_6 = 944,12 \text{ KN}$$

$$N = 8671,55 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{8671,55}{180 \times 17,3} = 2,78 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles filantes, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 2.1 m, donc le choix des semelles filantes dans notre cas ne convient pas

V 1.4 Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, 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.

V 1.4.1 Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\max} = 5 \text{ m}$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = 50 \text{ cm}$$

- **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 $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

E : Module d'élasticité du béton $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times k}{\pi^4 \times E}}$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times (4,4)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 0,61 \text{ m}$$

Donc : $h_t = 0,65 \text{ cm}$, $h_r = 30 \text{ cm}$

- **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$N_{ser} = 50493,29 \text{ KN}$, poids total transmis par la superstructure.

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{180} = \frac{50493,29}{180} = 280,52 \text{ m}^2$$

Et $S_{Bat} = 17,3 \times 20,72 = 358,45 \text{ m}^2$

$S_{rad} < S_{Bat} \rightarrow$ 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 $ht = 65$ cm ;

Hauteur de la table du radier $hr = 30$ cm ;

Enrobage $d' = 5$ cm.

La surface du radier $S_{rad} = 358,45$ m²

V 1.4.2 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 :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,80 \text{ bar.} \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{(x,y)} \times Y, X_G}{I_{(x,y)}}$$

D'après le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$I_{Xg} = 8940,20$ m⁴ et $X_G = 10,36$ m ; $I_{Yg} = 12824,3$ m⁴ et $Y_G = 8,65$

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**

$N = 50,493$ MN $M_x = 51,970$ MN.m $I_{Xg} = 8940,20$ m⁴ $Y_G = 8,65$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{Xg}} = \frac{50,493}{358,45} + \frac{51,970 \times 8,65}{8940,20} = 0,191 \text{ MPA} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{Xg}} = 0,0901 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

Ce qui donne: $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,191 + 0,090}{4} = 0,165 \text{ MPA} < \bar{\sigma} = 0,18 \text{ MPA}$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens xx.

- **Sens Y-Y**

$N=50,493 \text{ MN}$ $M_y=49,587 \text{ MN.m}$ $I_{yg}=12824,3 \text{ m}^2$ $X_G=10,36 \text{ m}$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y \times X_G}{I_{YG}} = \frac{50,493}{358,45} + \frac{49,587 \times 10,36}{12824,3} = 0,180 \text{ MPA} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y \times X_G}{I_{YG}} = 0,101 \text{ MPA} \end{cases}$$

Ce qui donne: $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,180 + 0,101}{4} = 0,160 \text{ MPA} < \bar{\sigma} = 0,18 \text{ MPA}$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = 2,5 \text{ MPA}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \tau_u}$$

$$V_d = \frac{69302,42 \times 5}{2 \times 358,45} = 483,35 \text{ KN} \Rightarrow d \geq \frac{483,35 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,19 \text{ m} \quad , \text{ soit } d=35 \text{ cm}$$

- **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (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 :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

avec:

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- **Sous le poteau le plus sollicité**

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\text{avec: } \begin{cases} A = a + h_t = 0,6 + 0,65 = 1,25 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0,6 + 0,65 = 1,25 \text{ m} \end{cases} \rightarrow U_c = 5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 2,598 \text{ MN} < 0,045 \times 5 \times 0,65 \times \frac{25}{1,5} = 2,438 \text{ MN} \quad \dots\dots \text{ N.Vérifier.}$$

On remarque, qu'il y a risque de poinçonnement. Donc on doit augmenter la hauteur totale des nervures. On prend $h_t = 1 \text{ m}$.

$$\text{avec: } \begin{cases} A = a + h_t = 0,6 + 1 = 1,6 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0,6 + 1 = 1,6 \text{ m} \end{cases} \quad \rightarrow U_c = 6,4 \text{ m}$$

$$N_d = 2,598 \text{ MN} < 0,045 \times 6,4 \times 1 \times \frac{25}{1,5} = 4,8 \text{ MN} \quad \dots\dots\dots \text{ Vérifiée.}$$

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=3 m).

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1,15$)

$$N = 69302,42 \text{ KN} > 1,15 \times 3 \times 358,45 \times 10 = 12366,53 \text{ KN} \quad \dots\dots \text{ vérifiée}$$

• Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens } X - X : \quad e = \frac{51970,67}{69302,42} = 0,75 \text{ m} < \frac{17,30}{4} = 4,33 \text{ m} \quad \dots\dots \text{ vérifiée}$$

$$\text{Sens } Y - Y : \quad e = \frac{49587,37}{69302,42} = 0,71 \text{ m} < \frac{20,72}{4} = 5,18 \text{ m} \quad \dots\dots \text{ vérifiée}$$

V.1.4.3 Ferrailage du radier

➤ Calcul des sollicitations

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,3 = 7,5 \text{ KN/m}^2$$

- à l'ELU :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35 \times G_0 = \frac{69302,42}{358,45} + 1,35 \times 7,5 = 203,46 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 203,46 \text{ KN/m}^2$$

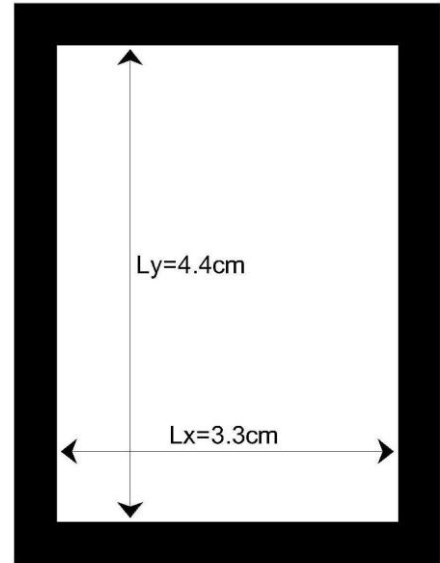
- à l'ELS :

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 = \frac{50493,29}{358,45} + 7,5 = 148,36 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 148,36 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a :

$$\begin{cases} L_x = 3,9 - 0,60 = 3,3\text{m} \\ L_y = 5 - 0,60 = 4,4\text{m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,3}{4,4} = 0,75 > 0,4$$



La dalle travaille dans les deux sens.

Figure V.1 Le panneau le plus sollicité

➤ **Calcul des moments isostatiques à L'ELU :**

$$\rho = 0,75 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,5105 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0621 \times 203,46 \times 3,3^2 = 137,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,5105 \times 137,59 = 70,24 \text{ KN.m}$$

- **Les moments corrigés :**

$$M_t^x = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 137,59 = 116,95 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_{0y} = 0,85 \times 70,24 = 59,70 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_{0x} = -0,5 \times 137,59 = -68,79 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques à L'ELS :**

$$\rho = 0,75 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,6447 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0696 \times 148,36 \times 3,3^2 = 112,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,6447 \times 112,44 = 72,49 \text{ KN.m}$$

- **Les moments corrigés :**

$$M_t^x = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 112,44 = 95,57 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_{0y} = 0,85 \times 72,49 = 61,62 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_{0x} = -0,5 \times 112,44 = -56,22 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$.

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.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	116,95	14,47	2,7	16,08	8HA16	13
	y-y	59,70	7,11	2,4	7,7	5HA14	20
Appui		-68,79	8,24	2,7	9,24	6HA14	17

V 1.4.4 Vérifications nécessaires

➤ Vérifications à l'ELU.

Cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPA}$$

$$\tau = \frac{255,14 \times 10^{-3}}{1 \times 0,25} = 1,02 \text{ MPA}$$

$\tau < \bar{\tau}$ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

➤ Vérifications à l'ELS.

Vérification des contraintes :

Les résultats des vérifications des contraintes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.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	95,57	8,83	86015	9,81 < 15	vérifiée	269,48 > 201,63	N.vérifiée
	y-y	61,62	7,05	56337	7,71 < 15	vérifiée	294,43 > 201,63	N.vérifiée
Appui		56,22	6,53	48683	7,54 < 15	vérifiée	319,91 > 201,63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.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	95,57	7,58	0,354	21,50	21,99	7HA20	15
	y-y	61,62	4,89	0,284	13,49	14,07	7HA16	15
appui		56,22	4,46	0,272	12,26	14,07	7HA16	15

Vérification des espacements

$$S_t \leq \min(2,5h_r; 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

V1.4.5 Schéma de ferrailage :

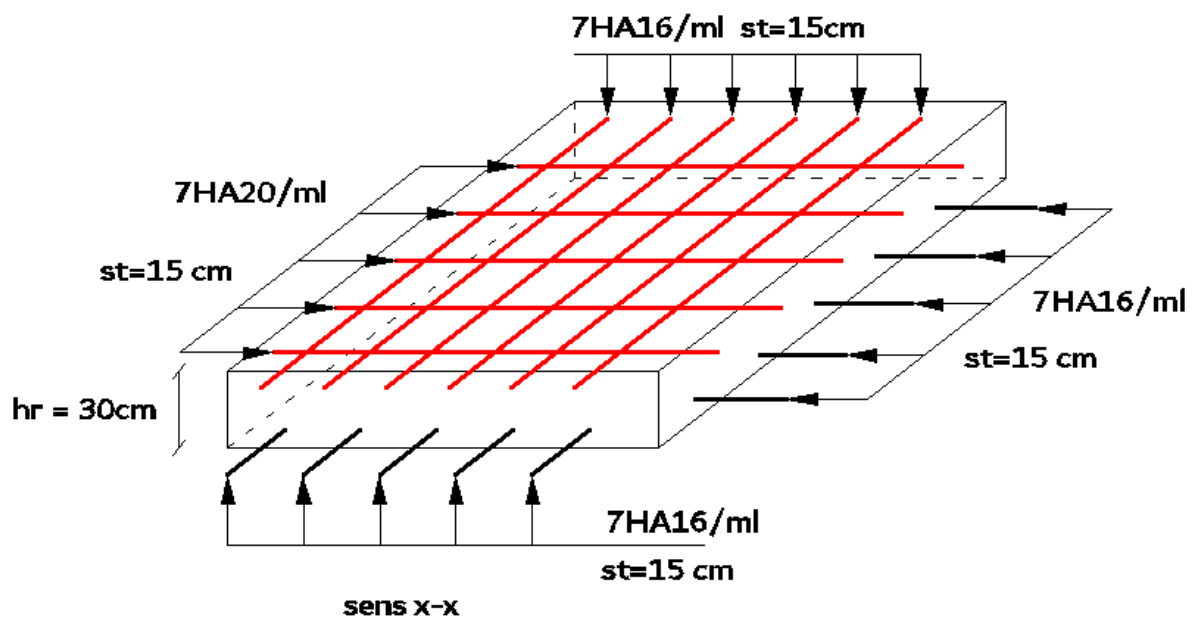


Figure V.2 Ferrailage du radier.

V.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 :

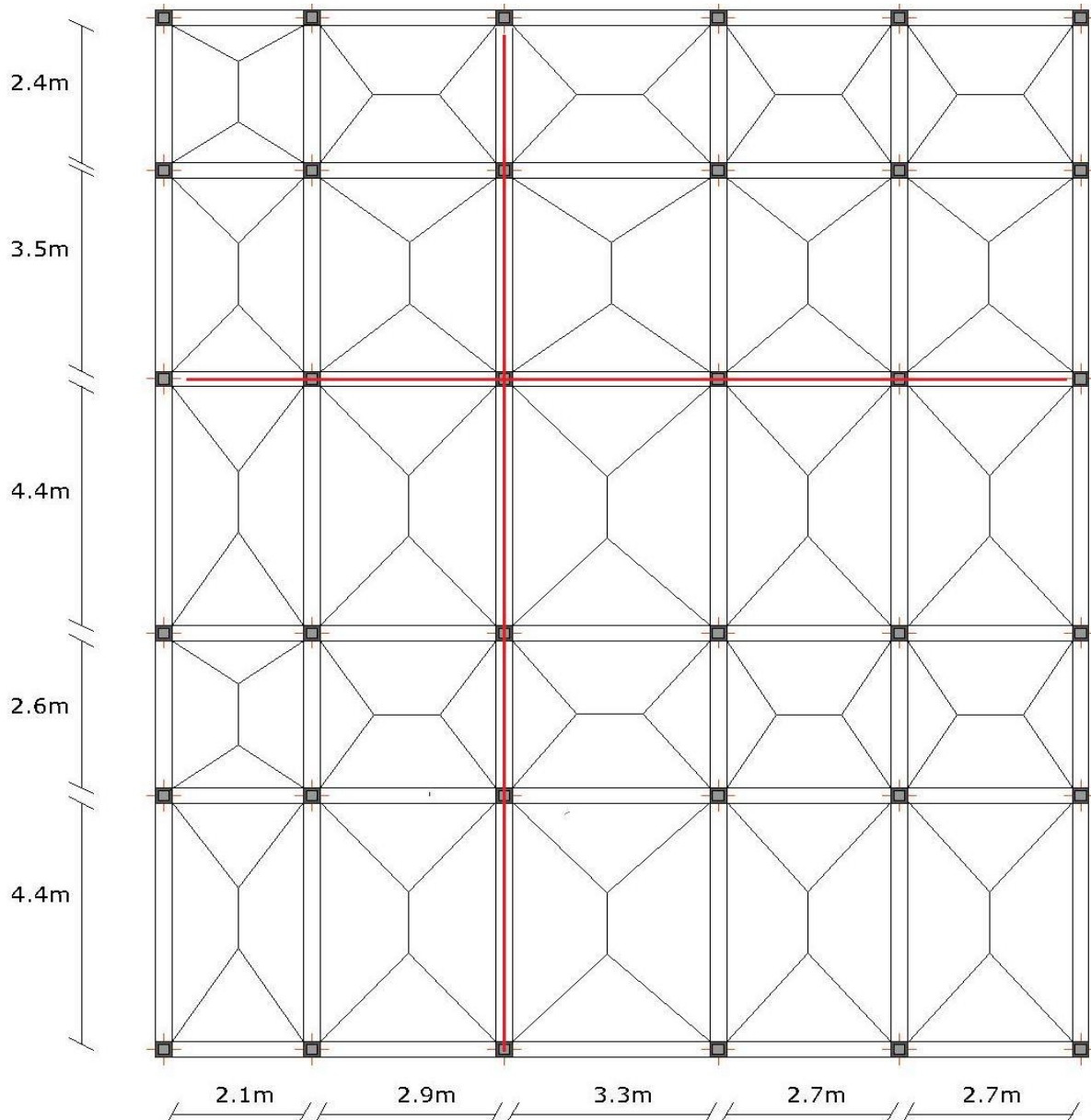


Figure V.3 Schéma des lignes de ruptures de la dalle du radier.

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**

$$\begin{cases} q_m = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times l_{xd} \right] ; & \rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y} \\ q_v = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{3} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{3} \right) \times l_{xd} \right] ; & \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y} \end{cases}$$

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).

V.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.

➤ **Sens X-X :**

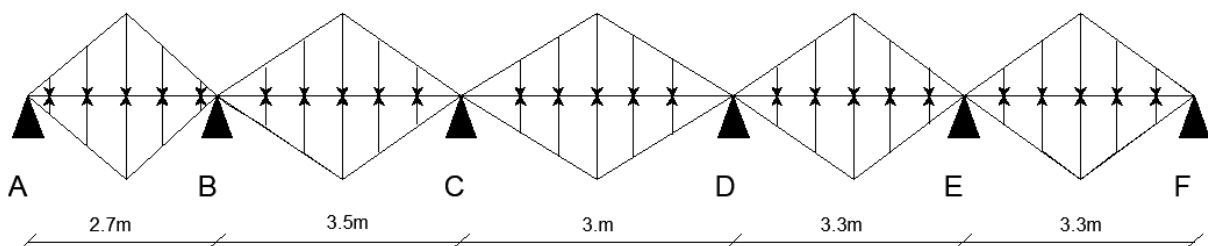


Figure V. 4 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

➤ Sens Y-Y :

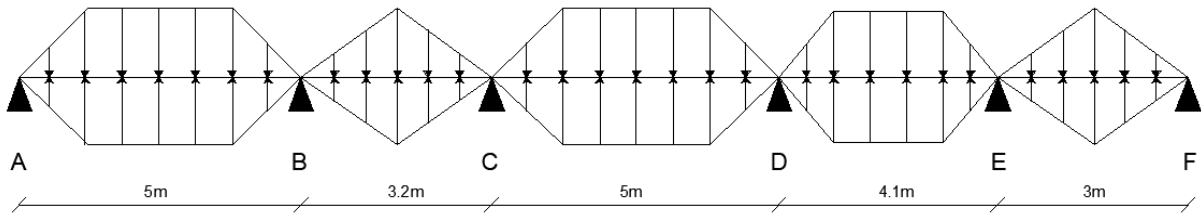


Figure V.5 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

- **Calcul de chargement**

Détermination de P_u et P_s :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 203,46 \\ P_s = 148,36 \end{array} \right.$$

Sens X-X :

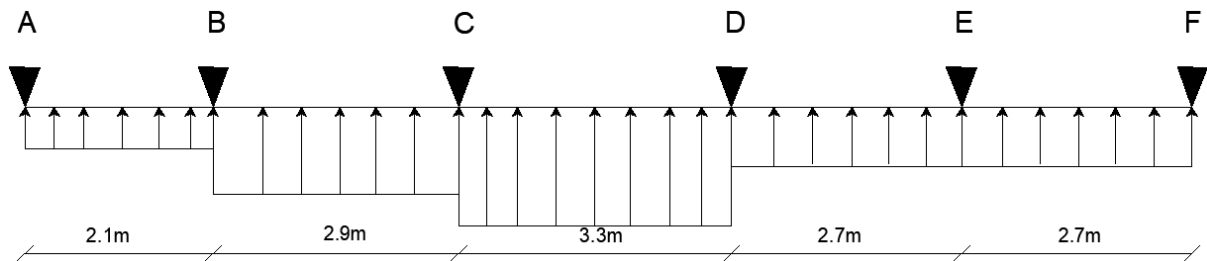


Figure V.6 Schéma statique de la nervure selon X-X avec les charges équivalentes.

➤ **Exemple de calcul :****Travée 1 :**

On a un chargement triangulaire, donc le calcul se fait comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_m^u = \frac{2}{3} \times 203,46 \times 2,1 = 284,84 \text{ KN/m} \\ q_m^s = \frac{2}{3} \times 148,36 \times 2,1 = 207,70 \text{ KN/m} \\ q_v = \frac{1}{2} \times 203,46 \times 2,1 = 213,63 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Le reste des résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.4 Les chargements sur les travées sens X-X

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF
q_m^u (KN/m)	284,84	393,35	447,61	366,23	366,23
q_m^s (KN/m)	207,70	286,83	326,39	267,05	267,05
q_v (KN/m)	213,63	295,02	335,71	274,67	274,67

Sens Y-Y

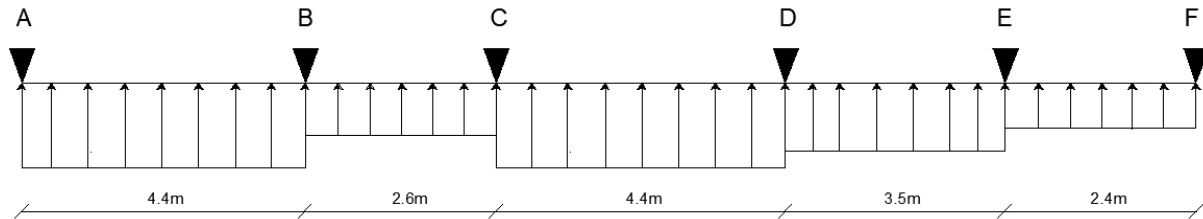


Figure V. 7 Schéma statique de la nervure selon Y-Y avec les charges équivalentes.

Les résultats du chargement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF
q_m^u (KN/m)	525,05	352,66	525,05	463,08	325,54
q_m^s (KN/m)	382,86	257,16	382,86	337,67	237,38
q_v (KN/m)	481,70	264,50	481,70	442,82	244,15

- **Calcul des moments**

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

$$p_{ner}^u = 1,35 \times b \times h_t \times \gamma_b = 1,35 \times 0,60 \times 1 \times 25 = 20,25 \text{ KN/m}$$

$$p_{ner}^s = b \times h_t \times \gamma_b = 0,60 \times 1 \times 25 = 15 \text{ KN/m}$$

Sens X-X :

- **A l'ELU**

Tableau V.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	2,7	305,09	233,88	0	360,76	1,02	126,89	182,12	449,35
BC	3,5	413,6	315,27	360,76	368,34	1,68	268,78	549,55	553,88
CD	3,9	467,86	355,96	368,34	494,71	1,88	458,89	661,72	726,52
DE	3,3	386,48	294,92	494,71	384,99	1,73	87,67	519,86	453,37
EF	3,3	386,48	294,92	384,99	0	1,95	351,21	603,28	369,95

- A l'ELS

Tableau V.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	2,7	222,27	0	197,95	1,02	115,66
BC	3,5	301,83	197,95	268,81	1,68	229,47
CD	3,9	341,39	268,81	354,98	1,88	337,88
DE	3,3	282,05	354,98	280,96	1,73	66,86
EF	3,3	282,05	280,96	0	1,95	256,31

Sens Y-Y :

- A l'ELU

Tableau V.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	545,3	501,95	0	1203,09	2,06	1155,61	1014,25	1495,49
BC	3,2	372,91	284,75	1203,09	824,13	1,92	517,48	574,03	337,17
CD	5	545,3	501,95	824,13	789,95	2,51	897,06	1261,71	1248,04
DE	4,1	483,33	463,07	789,95	775,46	2,05	232,91	952,83	945,76
EF	3	345,79	264,4	775,45	0	2,25	97,89	655,08	138,12

- A l'ELS

Tableau V.9 Tableau des sollicitations l'ELS sens Y-Y.

Travées	L (m)	q_m (kn/m)	M_g (kn.m)	M_d (kn.m)	X_0 (m)	M_t (kn.m)
AB	5	397,86	0	879,27	2,06	842,54
BC	3,2	272,16	879,27	601,47	1,92	378,16
CD	5	397,86	601,47	576,36	2,51	654,43
DE	4,1	352,67	576,36	565,86	2,05	169,95
EF	3	252,38	565,86	0	2,25	71,48

V.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 :

$$\begin{cases} h = 1,00 \text{ m} & ; h_0 = 0,30 \text{ m} \\ b_0 = 0,60 \text{ m} & ; d = 0,95 \text{ m} \end{cases}$$

• **Sens X-X :**

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots\dots\dots \text{CBA (art 4.1.3)}$$

$$\frac{b-0,6}{2} \leq \min\left(\frac{3,9}{2}; \frac{3,2}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-0,6}{2} \leq \min(1,95 ; 0,32) = 0,32 \text{ m}$$

Donc :

$$b = 1,20 \text{ m} = 120 \text{ cm}$$

• **Sens Y-Y :**

$$\frac{b-0,6}{2} \leq \min\left(\frac{5}{2}; \frac{2,7}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-0,6}{2} \leq \min(2,5 ; 0,27) = 0,27 \text{ m}$$

Donc :

$$b = 1,10 \text{ m} = 110 \text{ cm.}$$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau V.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	458,89	14,09	13,76	15,71	5HA20
	Appui	494,71	15,48	6,88	15,71	5HA20
Y-Y	Travée	1155,61	36,52	12,62	37,11	5HA25+4HA20
	appui	1203,09	39,80	6,88	40,25	5HA25+5HA20

V.2.4 Vérification nécessaires

➤ Vérification des efforts tranchants à l'ELU

On a :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPA} \dots\dots\dots (F.N)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens x-x : } \tau_u = \frac{726,52 \times 10^{-3}}{1,20 \times 0,95} = 0,64 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPA} \\ \text{sens y-y : } \tau_u = \frac{1495,49 \times 10^{-3}}{1,1 \times 0,95} = 1,43 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

Pas de risque de cisaillement des nervures.

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.11 Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ _{bc} (MPA)	obs	σ _{st} ≤ σ _{st} (MPA)	obs
x-x	Travée	337,88	19	1662094,4	3,86 < 15	V	231,6 > 201,63	N.vérifiée
	Appui	354,98	23,67	1464211	5,73 < 15	V	259,01 > 201,63	N.vérifiée
y-y	Travée	842,54	26,45	3294999	6,76 < 15	V	262,79 > 201,63	N.vérifiée
	appui	879,27	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 V.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	337,88	1,55	0,212	18,98	20,11	10HA16
	Appui	354,98	3,25	0,307	20,65	22,36	8HA16+2HA20
y-y	Travée	842,54	4,21	0,350	49,79	50,54	2HA32+7HA25
	Appui	879,27	8,05	0,484	54,73	55,35	8HA25+2HA32

➤ Armatures transversales :

$$\phi_t = \min \left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t^{\max} \right) \leq 32 \text{ mm}, \text{ alors : } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Espacement des aciers transversaux :

$$\text{Soit } A_t = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d;40cm) \rightarrow S_t \leq 40cm \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \rightarrow S_t \leq 78,5cm \\ S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0,3 \times f_{t28}]} \rightarrow S_t \leq 31,4cm \end{array} \right.$$

Soit $S_t=20$ cm

➤ **Les armatures de peau**

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$A_p=3\text{cm}^2$ pour 1m de hauteur (**CBA Art A-7-3**)

Dans notre cas on a : $h=1\text{m}$ donc : $A_p=3\text{cm}^2$ soit 3HA14 = $4,62\text{cm}^2$

V.2.5 Schémas de ferrailage

Les schémas de ferrailage sont représentés dans (**l'annexe 6**)

V.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 doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

V.3.1 Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique $\gamma_h=21,4$ kn/m² ;
- L'angle de frottement $\varphi= 19,47^\circ$;
- La cohésion $c= 0,72$ bar

Evaluation des charges et surcharges Le voile périphérique et soumis à :

Poussée des terres :

pour plus de sécurité on prend le cas le plus défavorable $c = 0$.

$$G = h \times \gamma \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2 \times c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$G = 40,02 \text{ kn/m}^2.$$

Surcharge accidentelle :

$$q = 10 \text{ kn/m}^2 \quad ; \quad Q = q \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 5 \text{ kn/m}^2$$

V.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 et les fondations. A partir de diagramme des contraintes on a :

$$\begin{cases} \sigma_{\min} = 1,5 \times Q = 7,5 \text{ kn/m}^2 \\ \sigma_{\max} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 61,52 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc

$$\begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 48,02 \text{ kn/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 48,02 \text{ kn/m} \end{cases}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,74 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 5 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 1 \text{ ml} \quad ; \quad e = 20 \text{ cm}.$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\text{On a : } \rho = 0,74 > 0,4 \text{ (2 sens)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0633 \\ \mu_y = 0,4938 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 42,51 \text{ kn.m} \\ M_{0y} = 20,99 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 36,13 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 17,84 \text{ kn.m} \\ M_a^x = M_a^y = -21,25 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0,1\% b x h$$

RPA/2003.(art.10.1.2)

Tableau V.13 Ferrailage des voiles périphérique à l'ELU.

Localisation		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop}
travée	X-X	36,13	0,088	0,115	0,162	6,4	2	6HA12=6,79
	Y-Y	17,84	0,043	0,055	0,166	3,08	2	5HA10=3,93
Appuis		-21,25	0,051	0,066	0,165	3,69	2	5HA10=3,93

Espacements :

Sens x-x : $St \leq \min(2 \times e ; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \rightarrow St = 20\text{cm}$.

Sens y-y : $St \leq \min(3 \times e ; 33\text{cm}) = 25\text{cm} \rightarrow St = 25\text{cm}$.

Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times Lx}{2} \times \frac{Ly^4}{Ly^4 \times Lx^4} = 68,39 \text{ kn} \\ V_u^y = \frac{q_u \times Ly}{2} \times \frac{Lx^4}{Ly^4 \times Lx^4} = 28,62 \text{ kn} \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = 0,4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,07f_{c28}, 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Vérification des contraintes :

Tableau V.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	28,96	4,95	18832	7,61 < 15	277,95 > 201,6	Non vérifiée
	y-y	18,29	3,92	12093	5,93 < 15	296,62 > 201,6	Non vérifiée
En appuis		17,04	3,92	12093	5,53 < 15	276,32 > 201,6	Non vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS

Tableau V.15 Calcule des armatures à l'ELS.

Endroit	sens	β 10 ⁻³	α	A _{ser} (cm ²)	Choix (cm ²)	St (cm)
Travée	X-X	4,96	0,37	9,64	7HA14=10,78	15
	Y-Y	3,13	0,3	5,93	6HA12=6,79	20
Appuis		2,92	0,28	5,5	5HA12=5,65	25

V.3.3 Schéma de ferrailage du voile périphérique

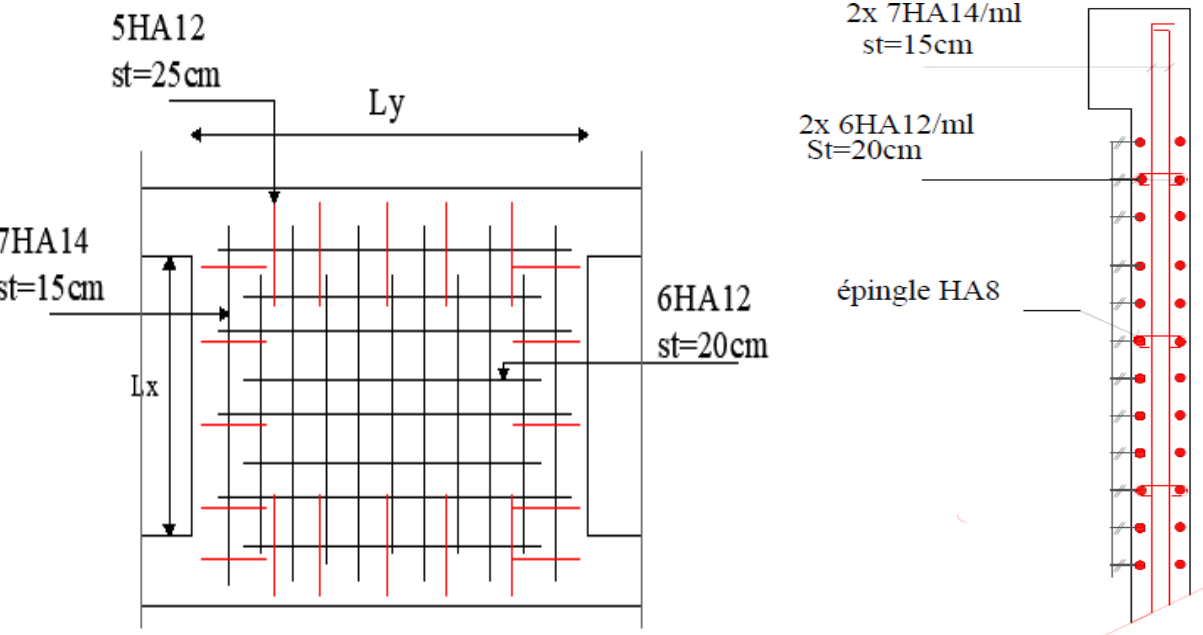


Figure V.8 Schéma de ferrailage du voile périphérique du S/sol.

Conclusion générale

L'étude de cette structure nous a permis, non seulement de prendre connaissance des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, ainsi d'approfondir notre maîtrise dans le domaine de 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 toutes les sections 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 l'aspect architecturale rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique.
- ❖ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016 Version 19, 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 la forme de la structure.

Toute fois, 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

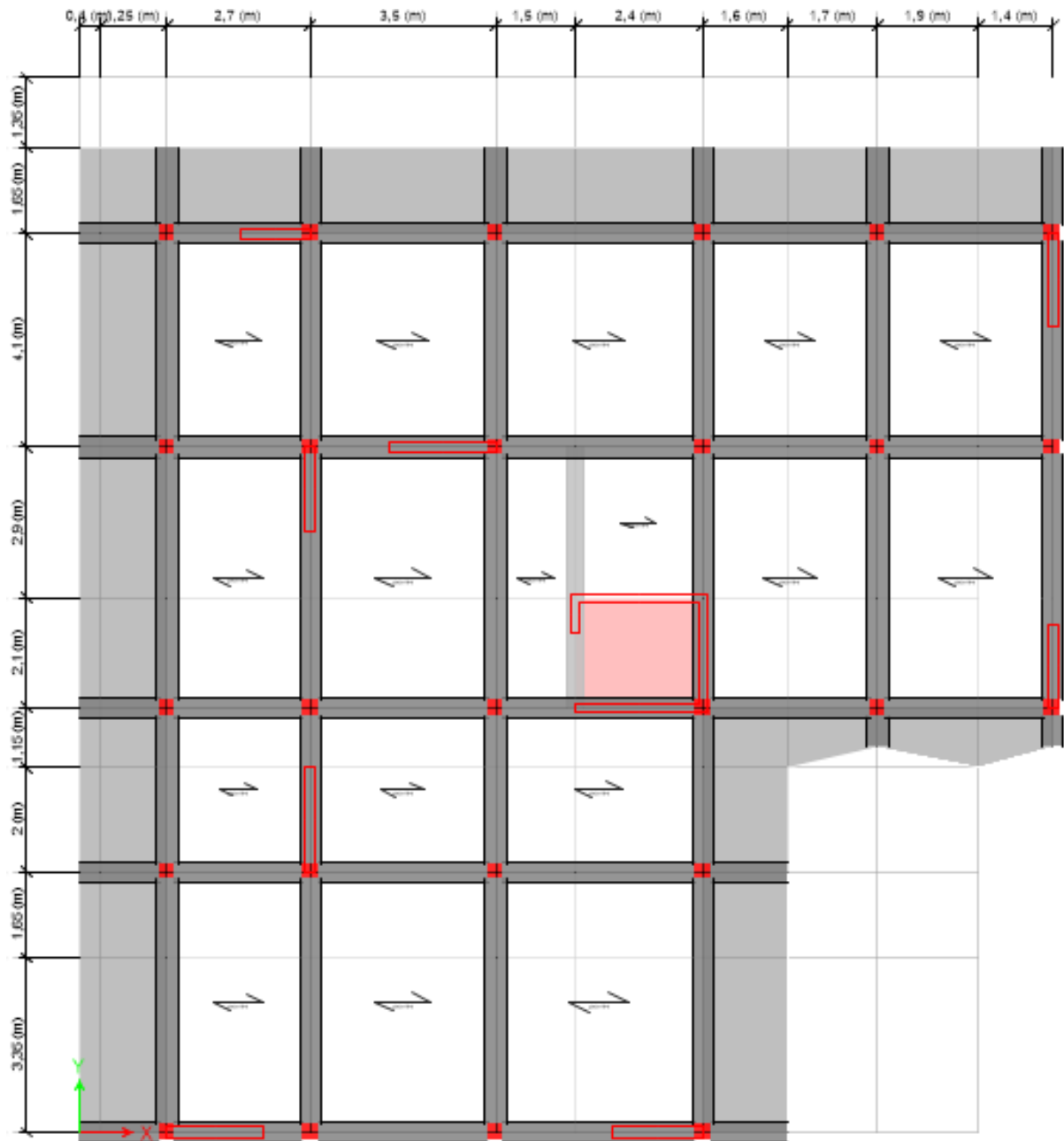
- **RPA99** : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- **CBA 93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton Armé(CBA93).
- **B.A.E.L 91** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- Mémoires de fin d'étude.
- Cahiers de cours béton du cursus.

ANNEXE

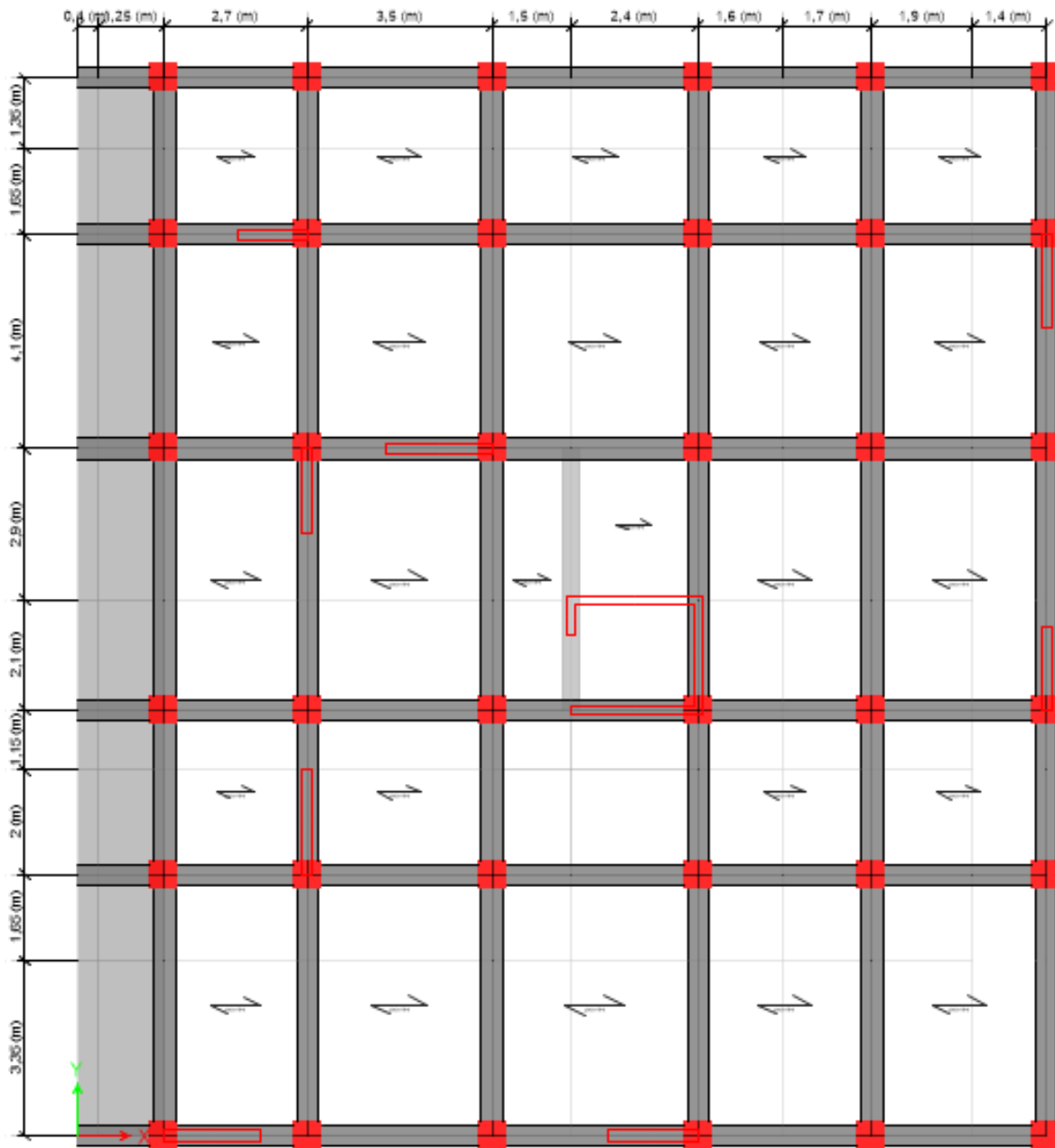
Annexe 1

Schémas de disposition des poutrelles

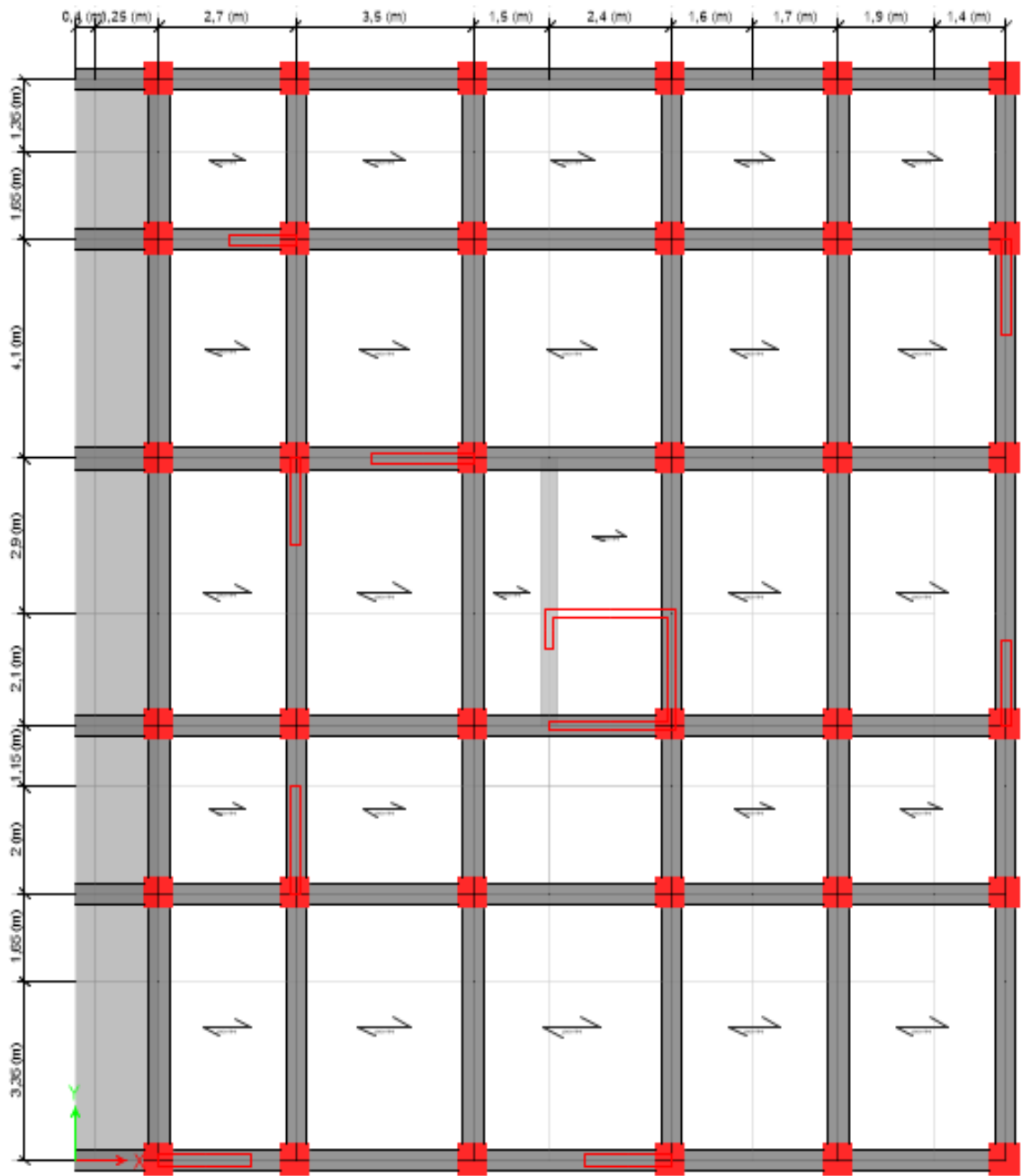
Plan terrasse inaccessible :



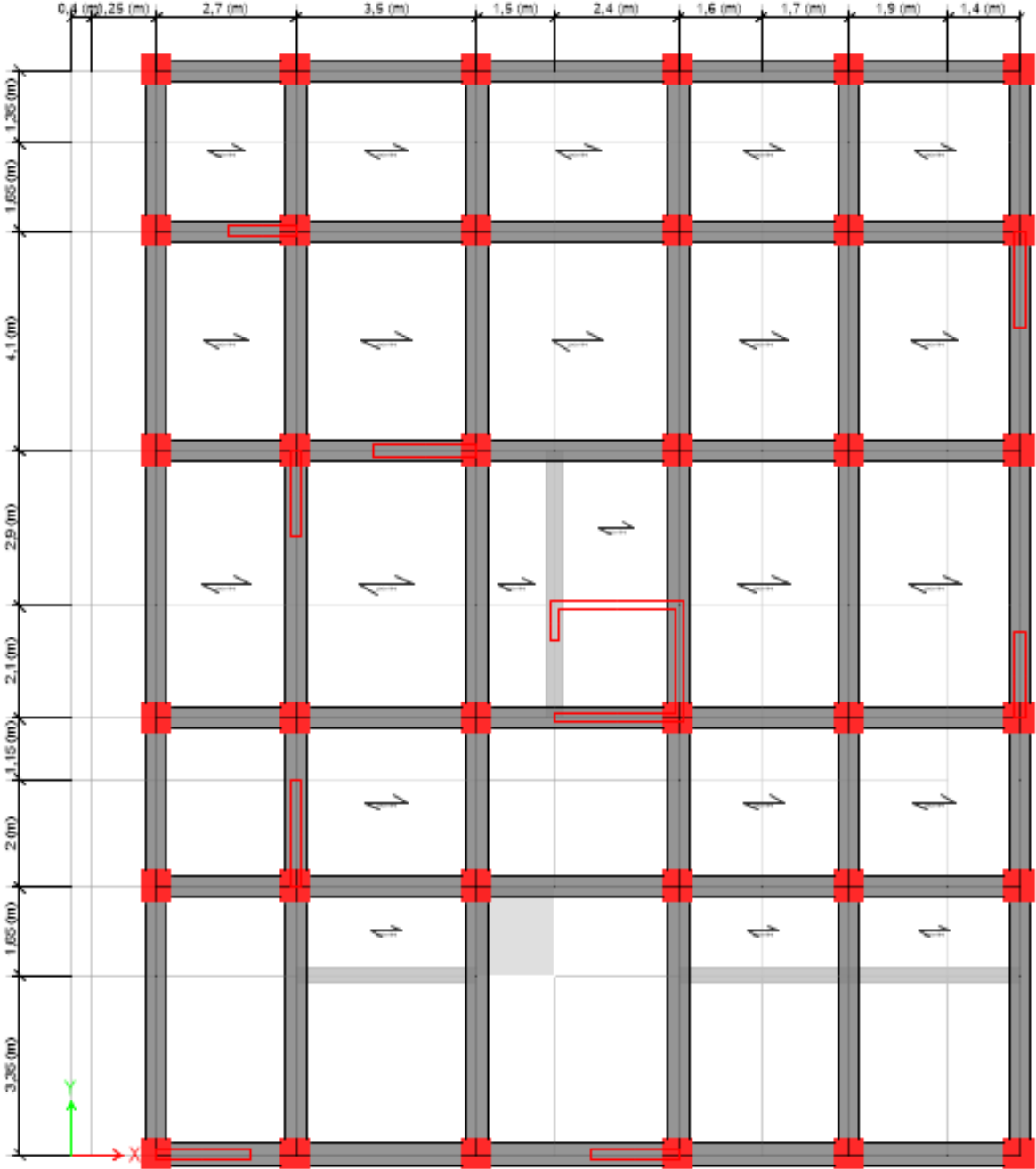
Plan Etage 1 :



Plan RDC-haut :



Plan RDC-bas :



Annexe 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	

Annexe3

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	0.1000

Annexe 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

Annexe 5

Rapport de sol

I- INTRODUCTION :

A la demande de notre client *SARL ELKASR IMMOB* relative à l'étude du sol de terrain devant servir d'assise pour *la Réalisation d'une promotion immobilière: 06 blocs en R+07 à R+12+ sous-sols* au lieu dit **RUE DES FRERES MEKHETARI-LA ZONE DE BEJAIA WILAYA DE BEJAIA**.

Afin d'avoir une meilleure reconnaissance géotechnique et détecter le mode de fondation, à utiliser nous avons effectué une campagne géotechnique basée sur le programme suivant :

- ❖ Reconnaissances préliminaires
- ❖ Essais sur site
- ❖ Essais au laboratoire
- ❖ Conclusion

II- RECONNAISSANCES PRELIMINAIRES :

- Situation géographique :

Le site est destiné pour *la Réalisation d'une promotion immobilière: 06 blocs en R+07 à R+12 sous-sol*, projetée à **RUE DES FRERES MEKHETARI-LA ZONE DE BEJAIA WILAYA D BEJAIA**.

Reconnaissances géologique de la région:

Suite à la visite effectuée sur site ainsi que la consultation de la carte géologique de la zone d'étude, on a constaté que la géologie de la région est constituée essentiellement par :

Quaternaire :



Afin de vérifier cette lithologie et d'examiner la capacité portante du sol nous avons réalisé des essais in situ et laboratoire.

III- CATEGORIE GEOTECHNIQUE :

Selon La norme NFP 94-250-1 le Projet : *la Réalisation d'une promotion immobilière: 06 blocs en R+07 à R+12+ sous-sols. RUE DES FRERES MEKHETARI-LA ZONE DE BEJAIA WILAYA DE BEJAIA.* est en classe GEOTECHNIQUE 2.

- Dans le cas d'ouvrage courant une grande surface, les points de reconnaissance peuvent être placés selon un maillage. La distance normales, les points de reconnaissance est de 20 à 40 m. Lorsque les conditions de terrain sont uniformes, les forages ou les puits de reconnaissance peuvent être remplacés par des essais de pénétration ou des sondages géophysique ;

- Pour les semelles isolées et les fondations filantes, la profondeur des sondages ou des forages, au dessous du niveau de fondation prévu est comprise normalement entre 1 fois et 3 fois la largeur de éléments de la fondation. Il convient normalement de reconnaître des profondeurs plus grande pour certains points de reconnaissance afin d'estimer les conditions de tassements et les problèmes éventuels liés aux souterrains ;

IV- PROGRAMME DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE :

IV-1- PROGRAMME:

Sur site nous avons réalisé :

- Deux (02) sondages carottés 35.00 mètre de profondeur ;
- Deux (02) Sondages préssiométriques de 35 mètre de profondeur ;
- Dix (10) essais au pénétromètre dynamique lourd « PDL ».

IV-2 - ESSAIS SUR SITE :

IV-2-1- Sondage carotté :

Une description visuelle des carottes prélevées nous ont permis d'établir la coupe stratigraphique qui est annexées à ce rapport.

4 Sondage carotté 01 :

- 00,00 – 00,50 m : Remblai en TVO ;
- 00,50 – 01,70 m : Argile peu graveleuse avec traces de calcaire ;
- 01,70 – 15,50 m : Argile marneuse peu graveleuse marron ;
- 15,50 – 17,50 m : Argile schisteuse avec traces des marnes marron ;
- 17,50 – 20,00 m : Argile marneuse marron ;
- 20,00 – 22,20 m : Marne peu argileuse avec trace de matière organique de couleur bleu-grisâtre ;
- 22,20 – 24,00 m : Argile schisteuse marron avec passage rocheux (23.60-23.70) ;

XI- CONCLUSION :

Le site objet de notre étude est destiné *la Réalisation d'une promotion immobilière: 06 blocs en R+07 à R+12+ sous-sols* au lieu dit **RUE DES FRERES MEKHETARI-LA ZONE DE BEJAIA** WILAYA DE BEJAIA.

D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, sondages pressiométriques ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

Vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de $D = 03.00$ de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 1.80 \text{ bars}$;

Selon la vérification des contraintes du sol, la contrainte donnée par les radiers en services sont globalement inférieur à la contrainte admissible du sol ($1.51 \text{ bars} < 1.80 \text{ bars}$) (vérifié).

Les paramètres géotechniques du sol à prendre en compte sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_h = 2.14 \text{ t/m}^3 \\ C_{CD} = 0.72 \text{ bars} \\ \Phi_{CD} = 19.47^\circ \end{array} \right.$$

Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;

Le site est situé sur un terrain plat, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales ;

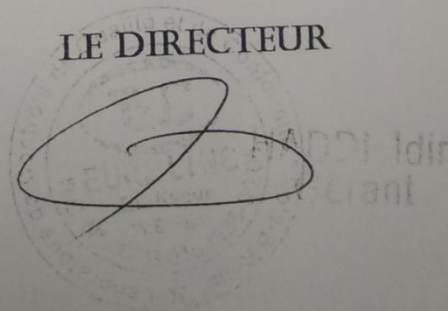
Les tassements à long terme sont admissibles ;

Selon les valeurs moyennes harmoniques de l'essai pressiométrique calculées selon la formule avant les Règles Parasismiques Algériennes : (RPA 99/ version 2003 Art 3.3.1 page 25),

la classification du site est : S3- site Meuble ;

Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003) la région de la wilaya de **Bejaïa** est classée en zone de sismicité *moyenne IIa*. D'où, Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés ;

LE DIRECTEUR

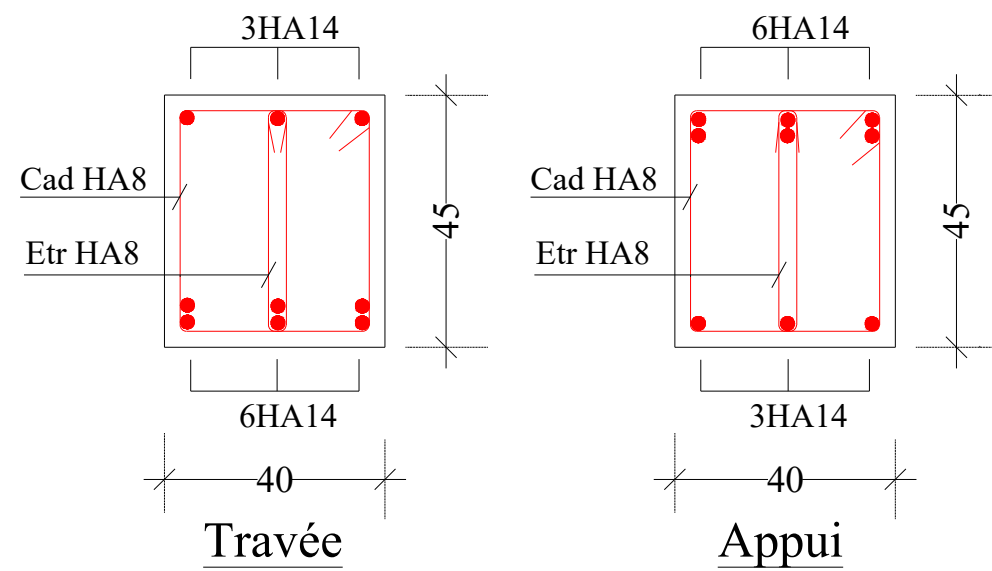


Annexe 6

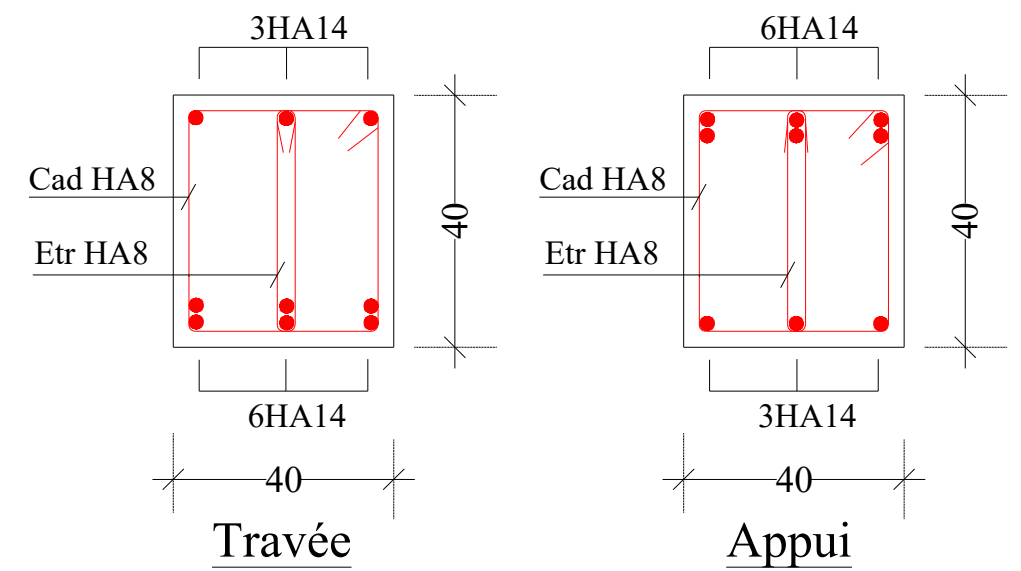
Schémas de ferrailage des éléments

Ferrailage des Poutres Non Associées Au Voiles

Shémas de ferrailage des poutres principales



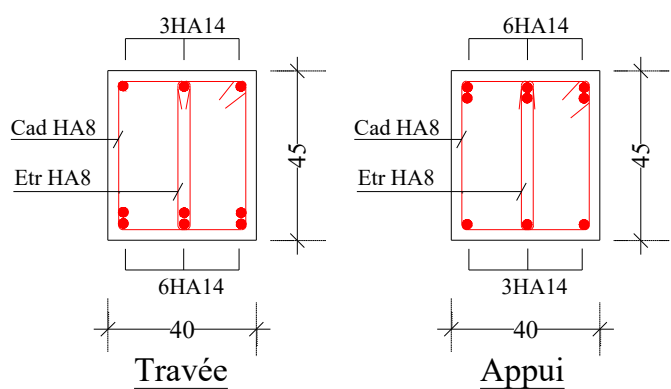
Shémas de ferrailage des poutres secondaires



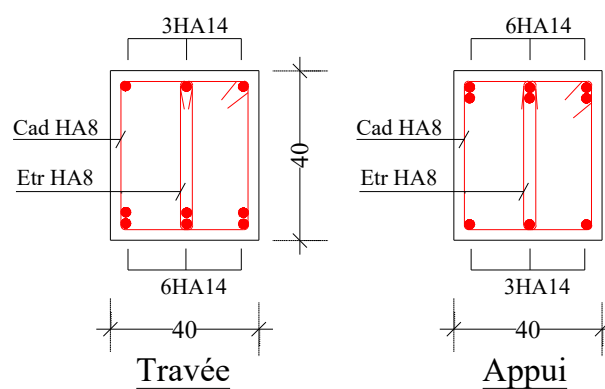
Ferrailage des Poutres Associées Au Voiles

RDC-BAS

Shémas de ferrailage des poutres principales

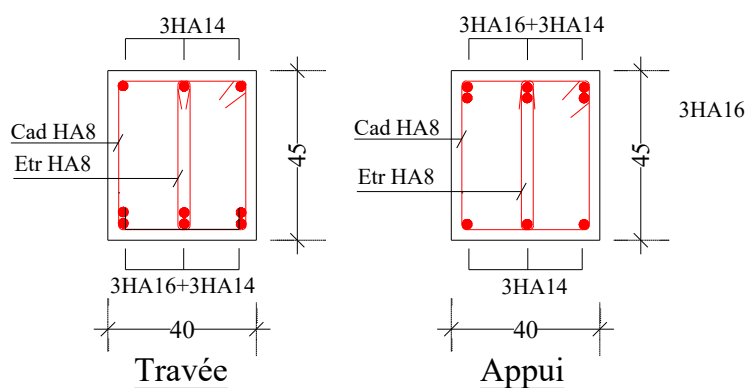


Shémas de ferrailage des poutres secondai

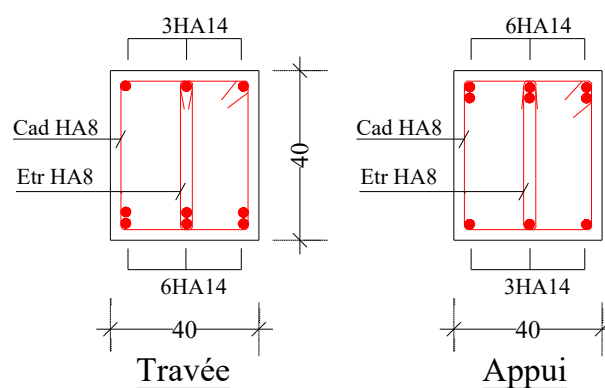


RDC-HAUT

Shémas de ferrailage des poutres principales

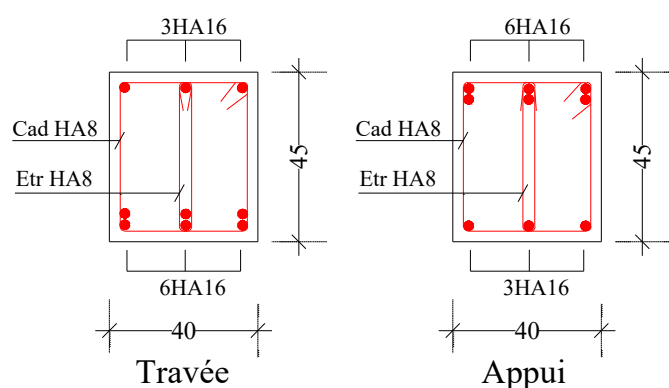


Shémas de ferrailage des poutres secondai

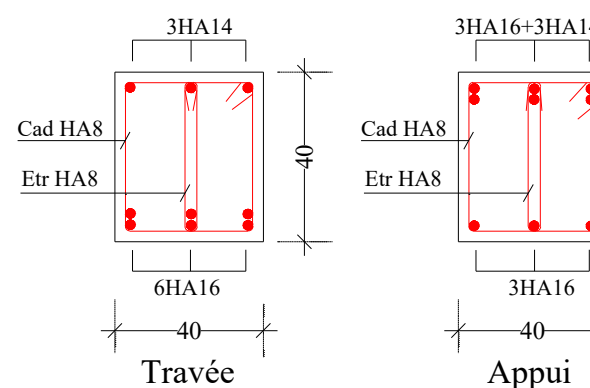


ETAGES COURANTS

Shémas de ferrailage des poutres principales

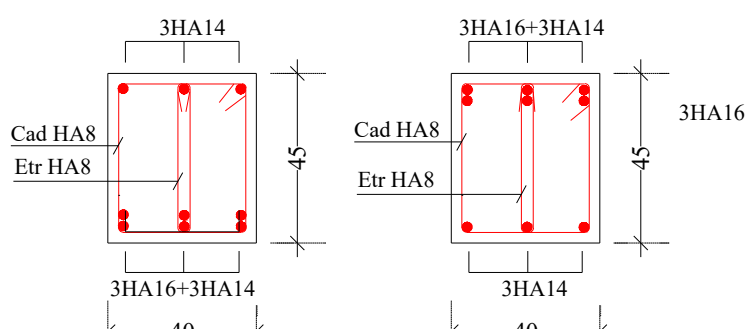


Shémas de ferrailage des poutres secondai

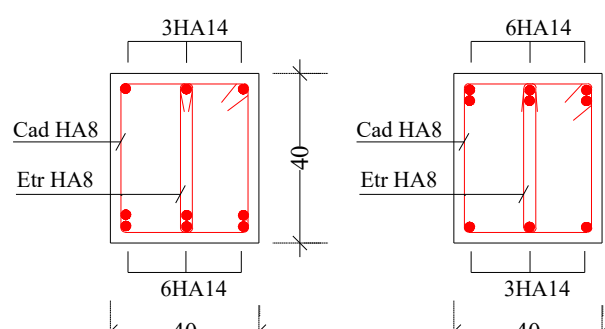


TERRASSE INACCESSIBLE

Shémas de ferrailage des poutres principales

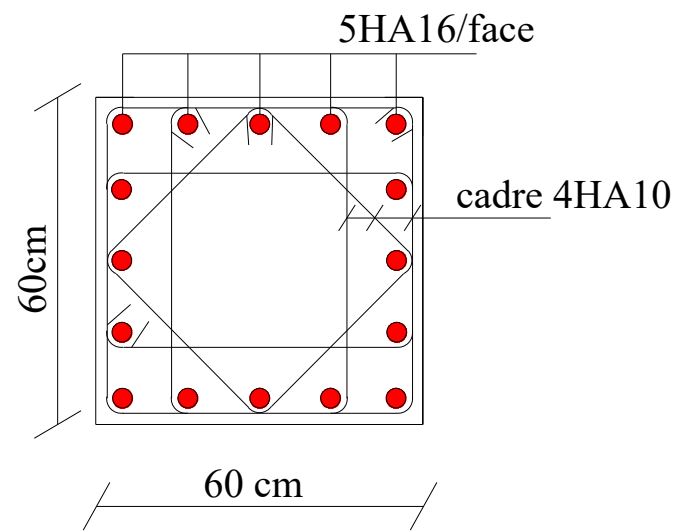


Shémas de ferrailage des poutres secondai

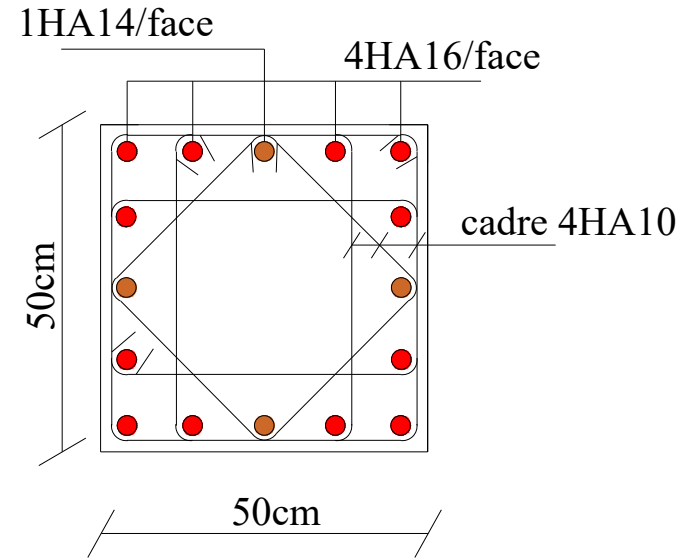


Shéma de Ferrailage des Poteaux

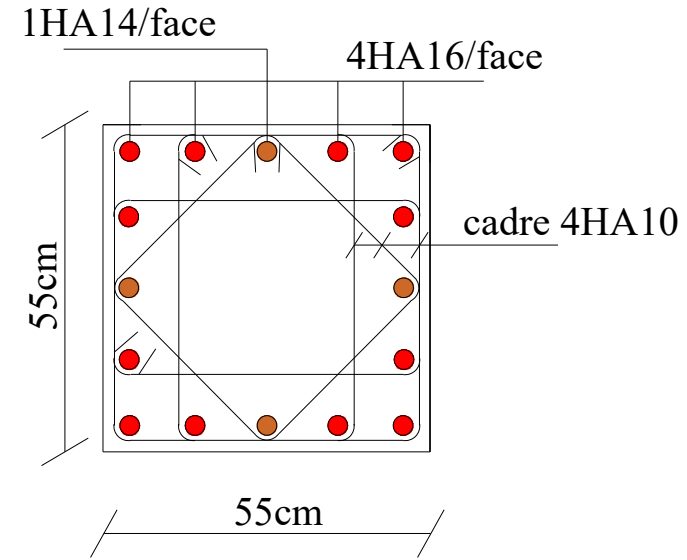
S/SOL ET RDC-BAS



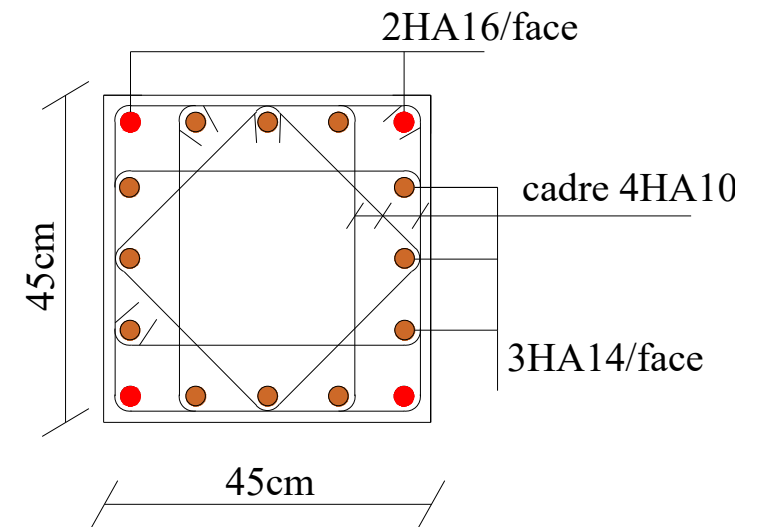
RDC-h et 1er ETAGE



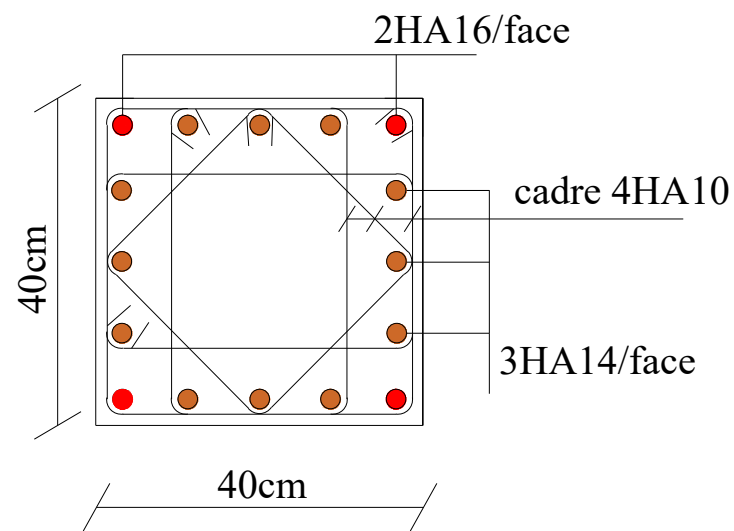
ETAGE 2-3



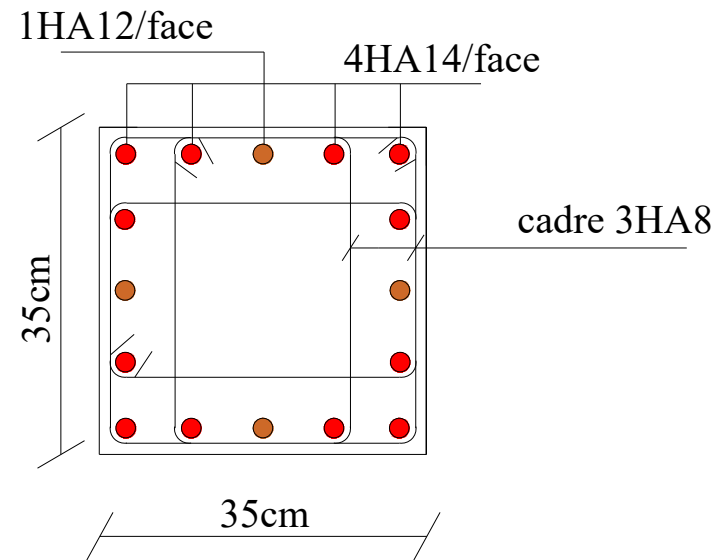
ETAGE 4-5



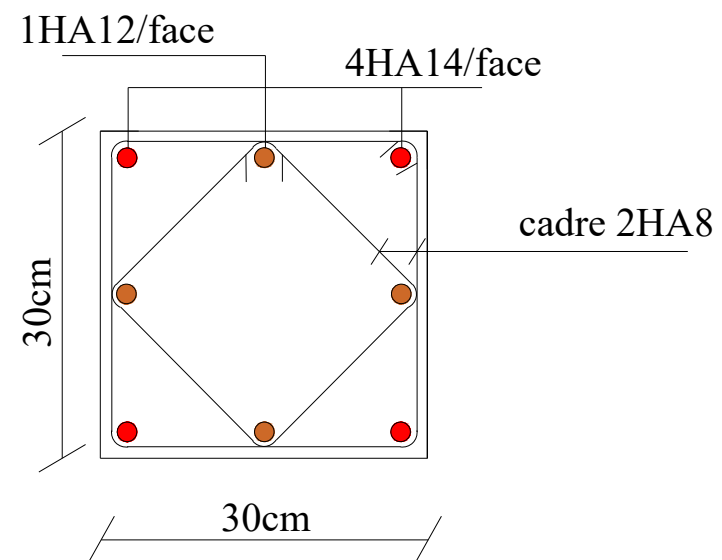
ETAGE 6-7



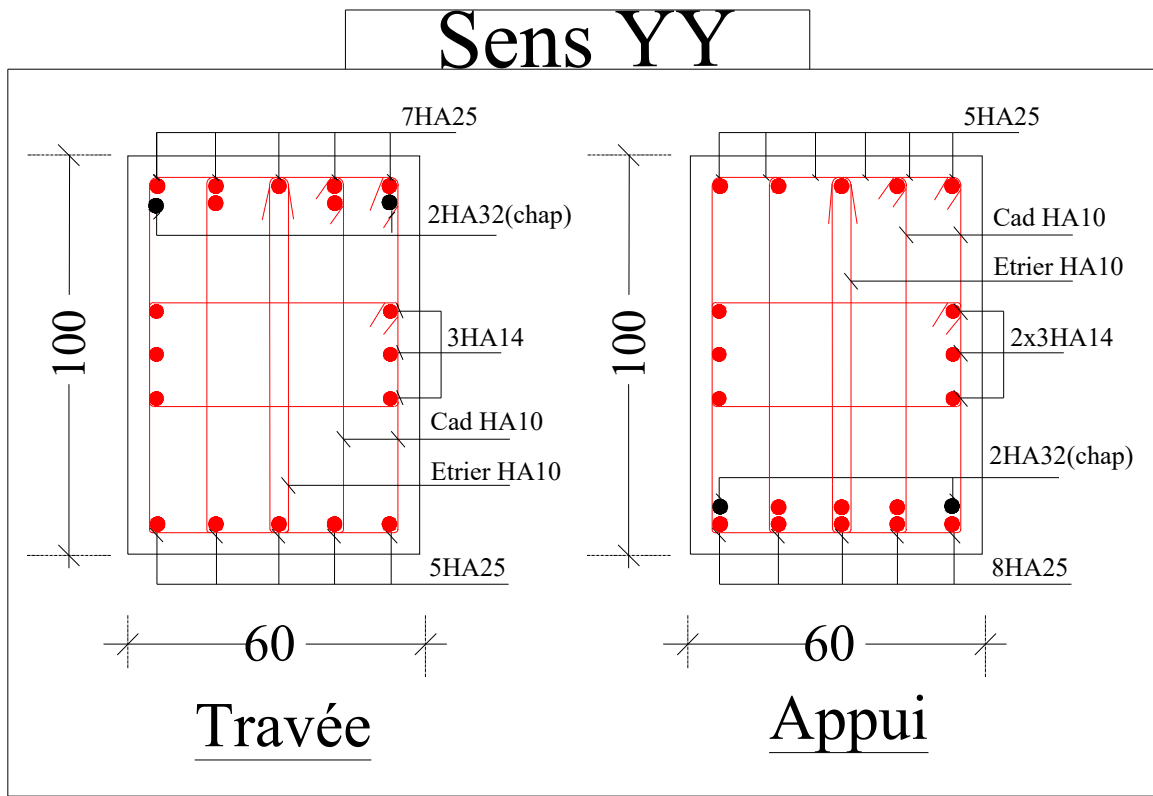
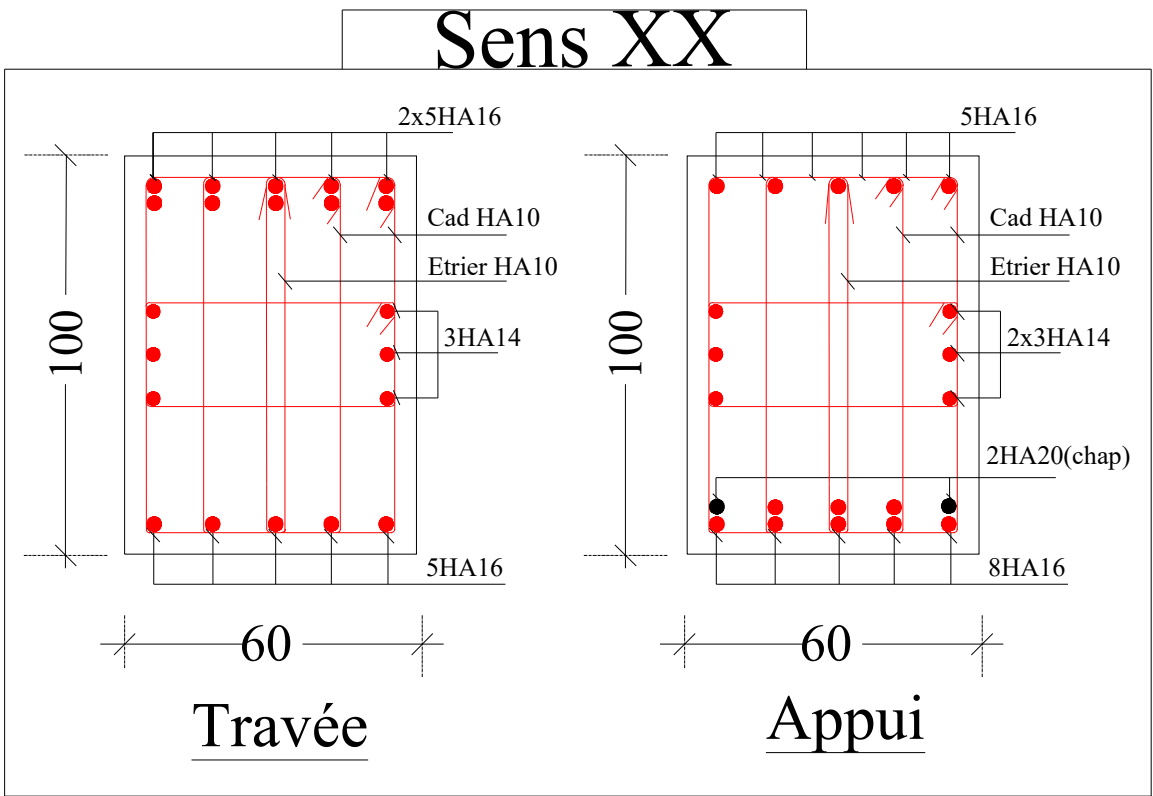
ETAGE 8-9



ETAGE 10

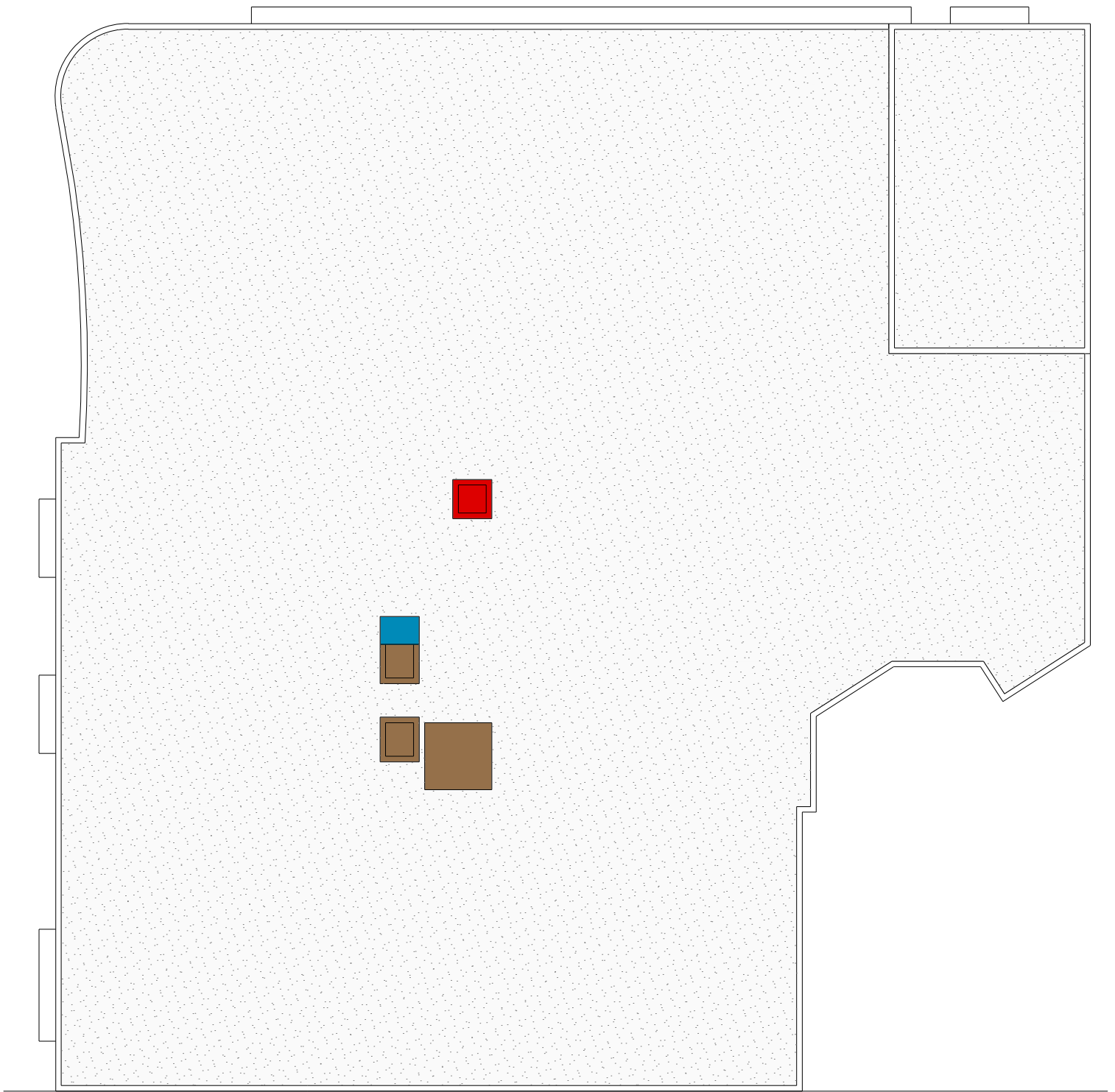


Shémas de ferrailage des Névures



Annexe 7

Plans architecturaux du bâtiment



Etage 11



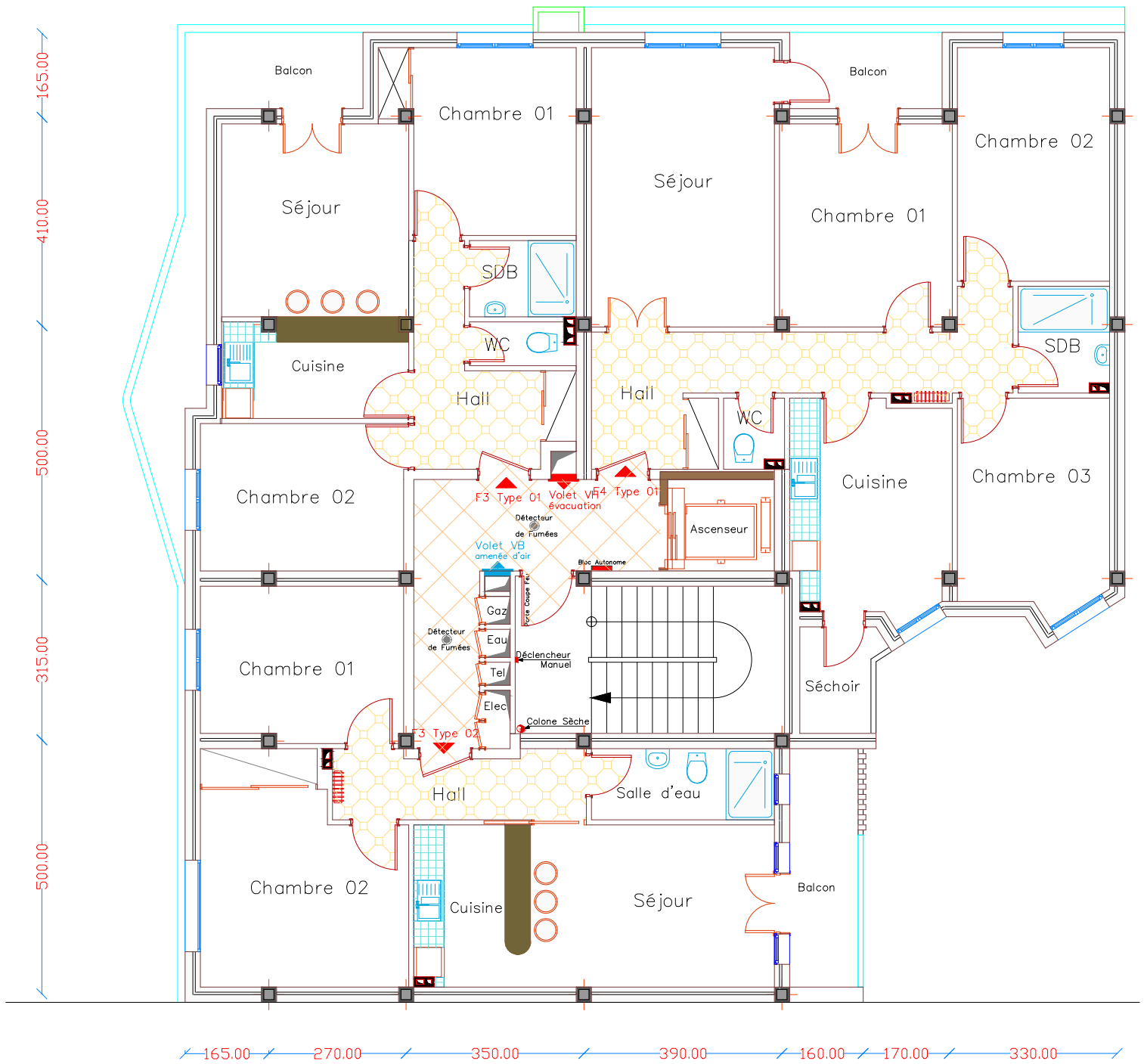
Etage 10



Etage 09



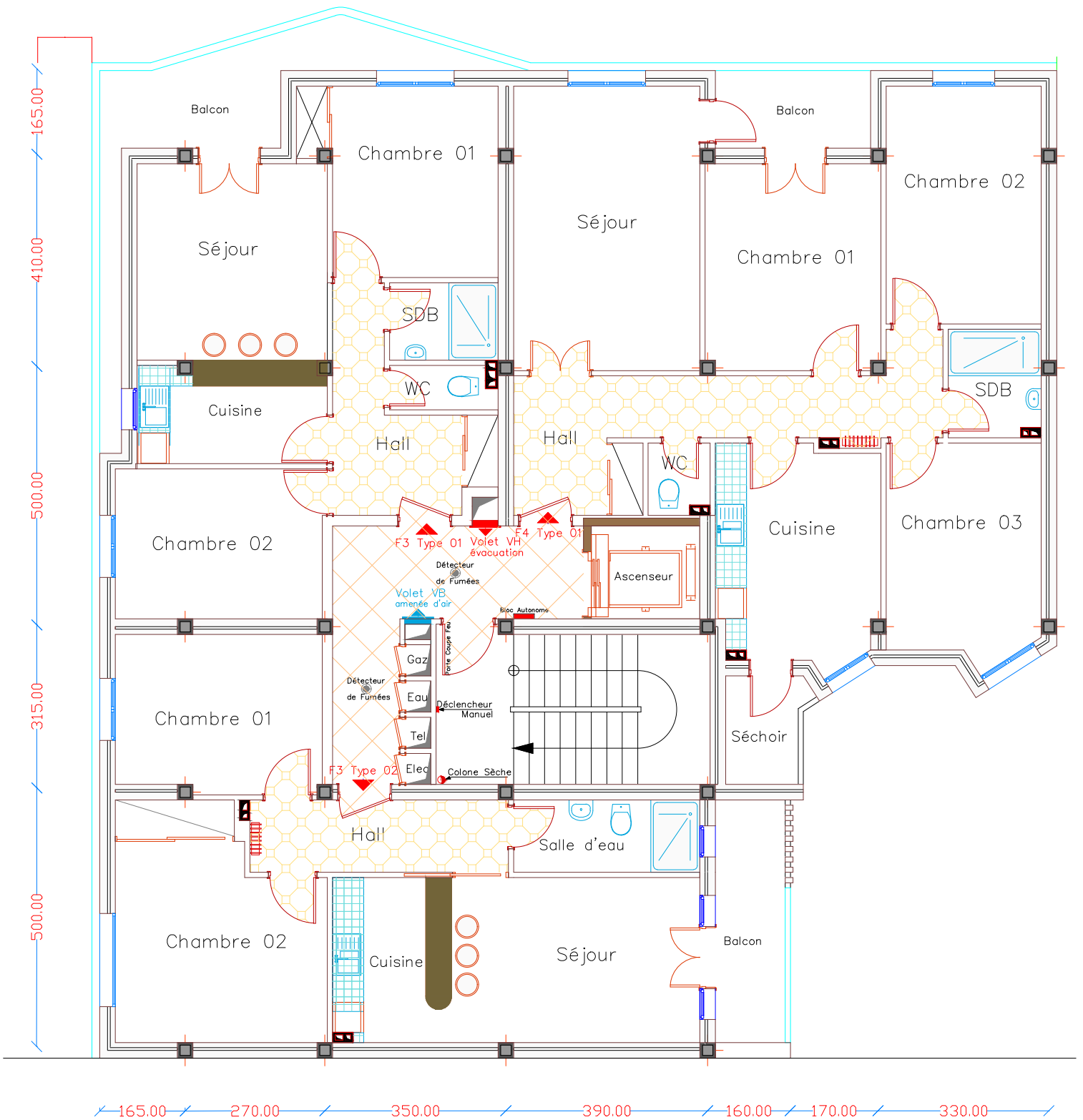
Etage 08



Etage 07



Etage 06



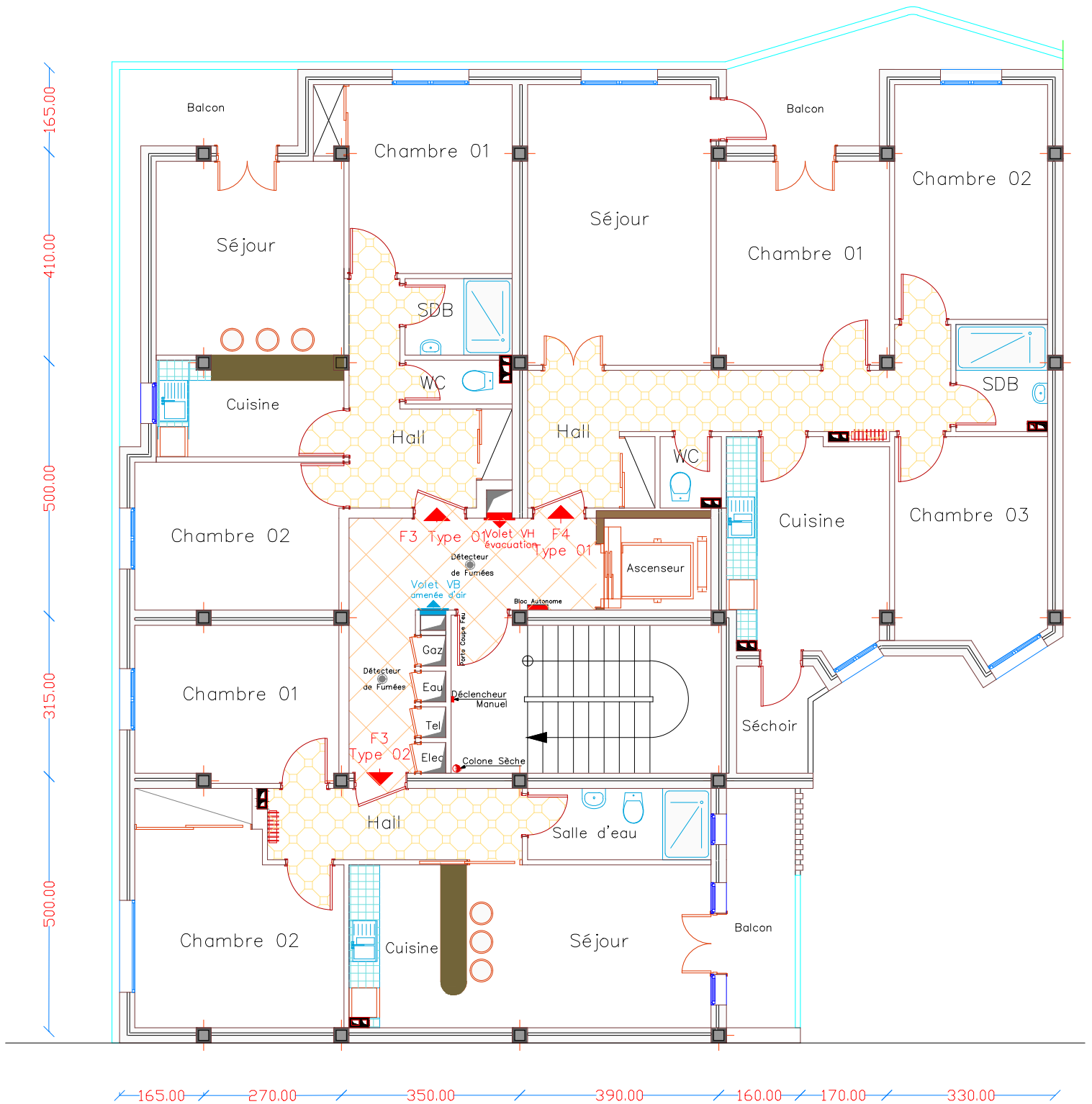
Etage 05



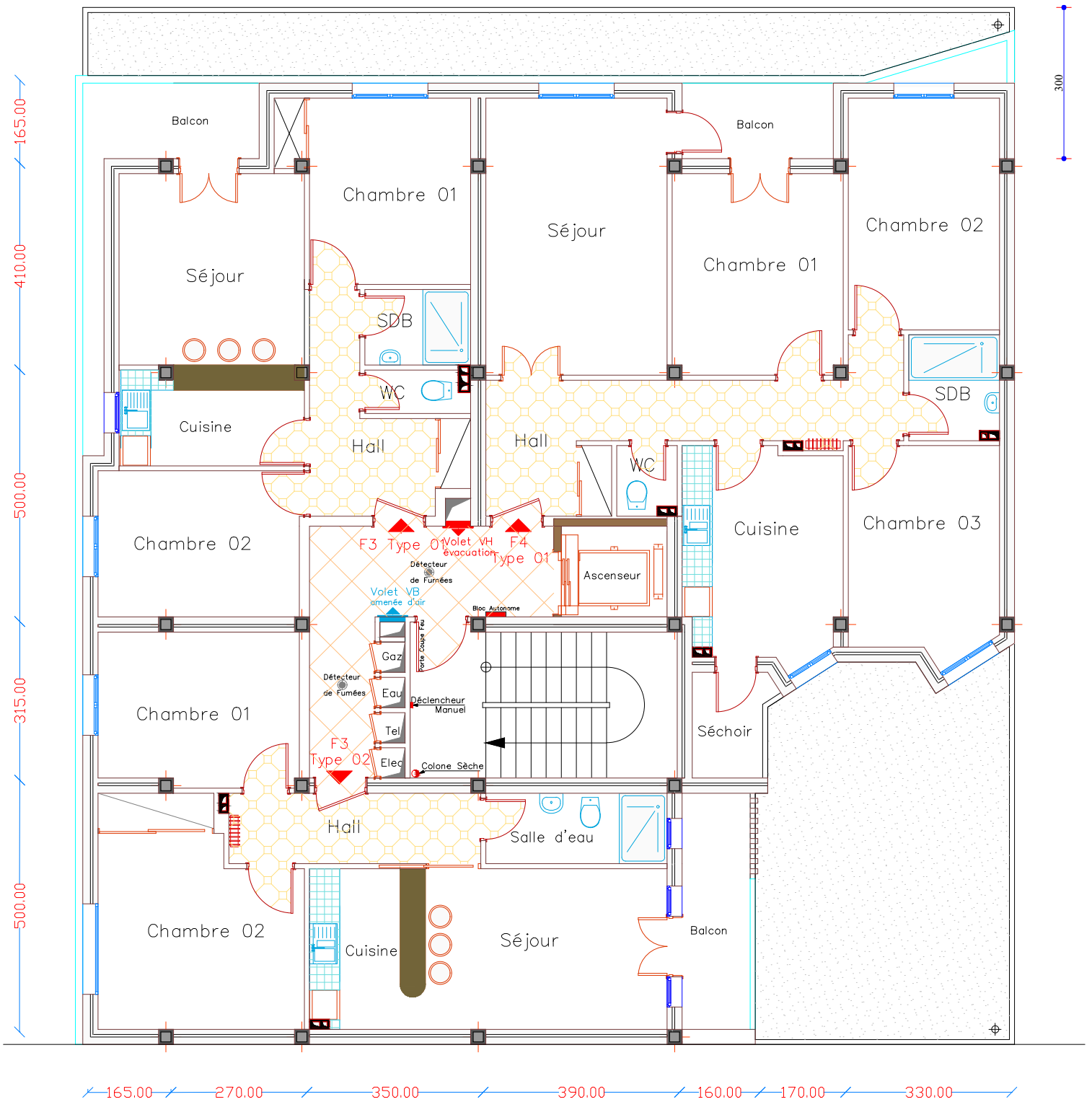
Etage 04



Etage 03



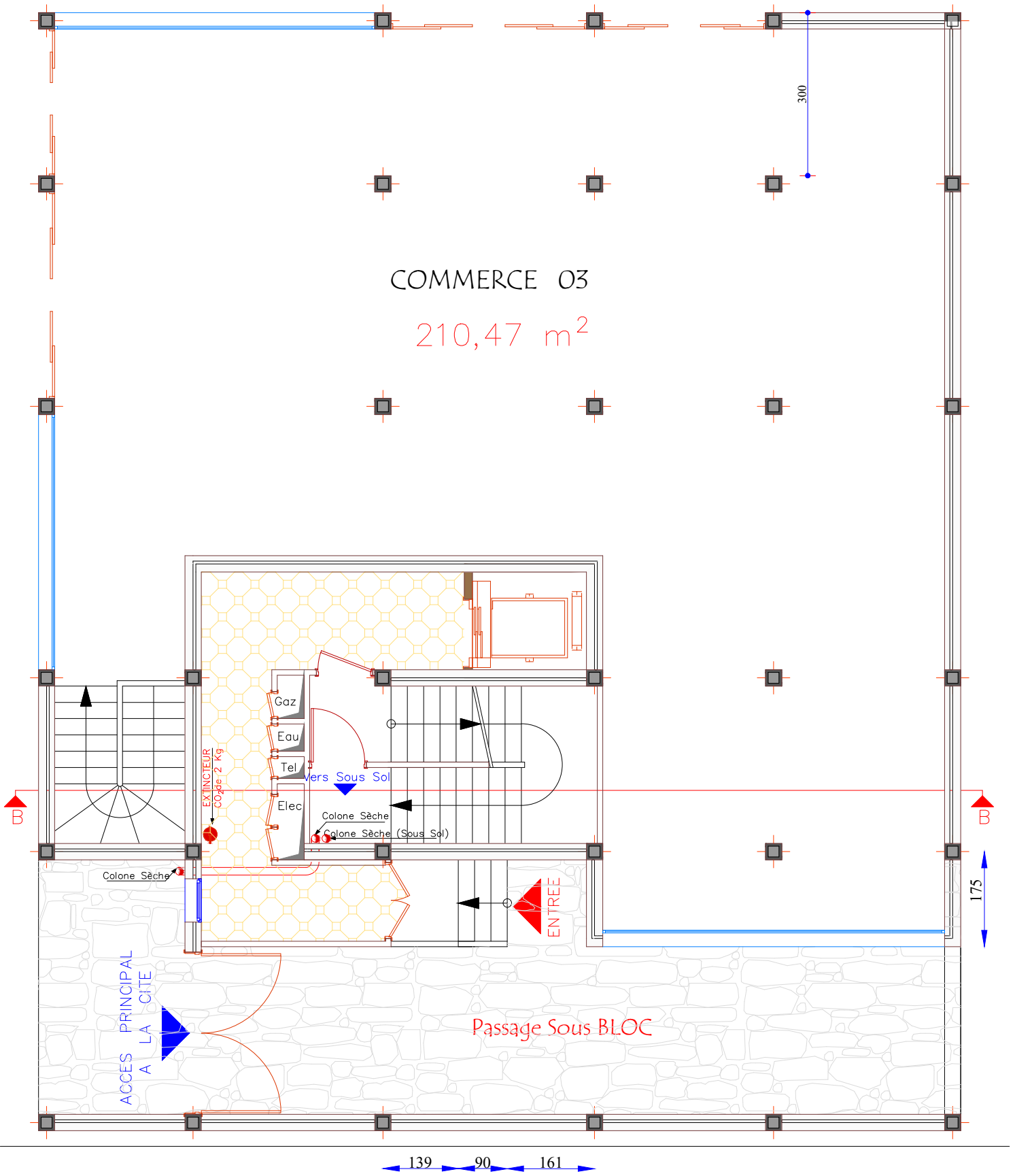
Etage 02



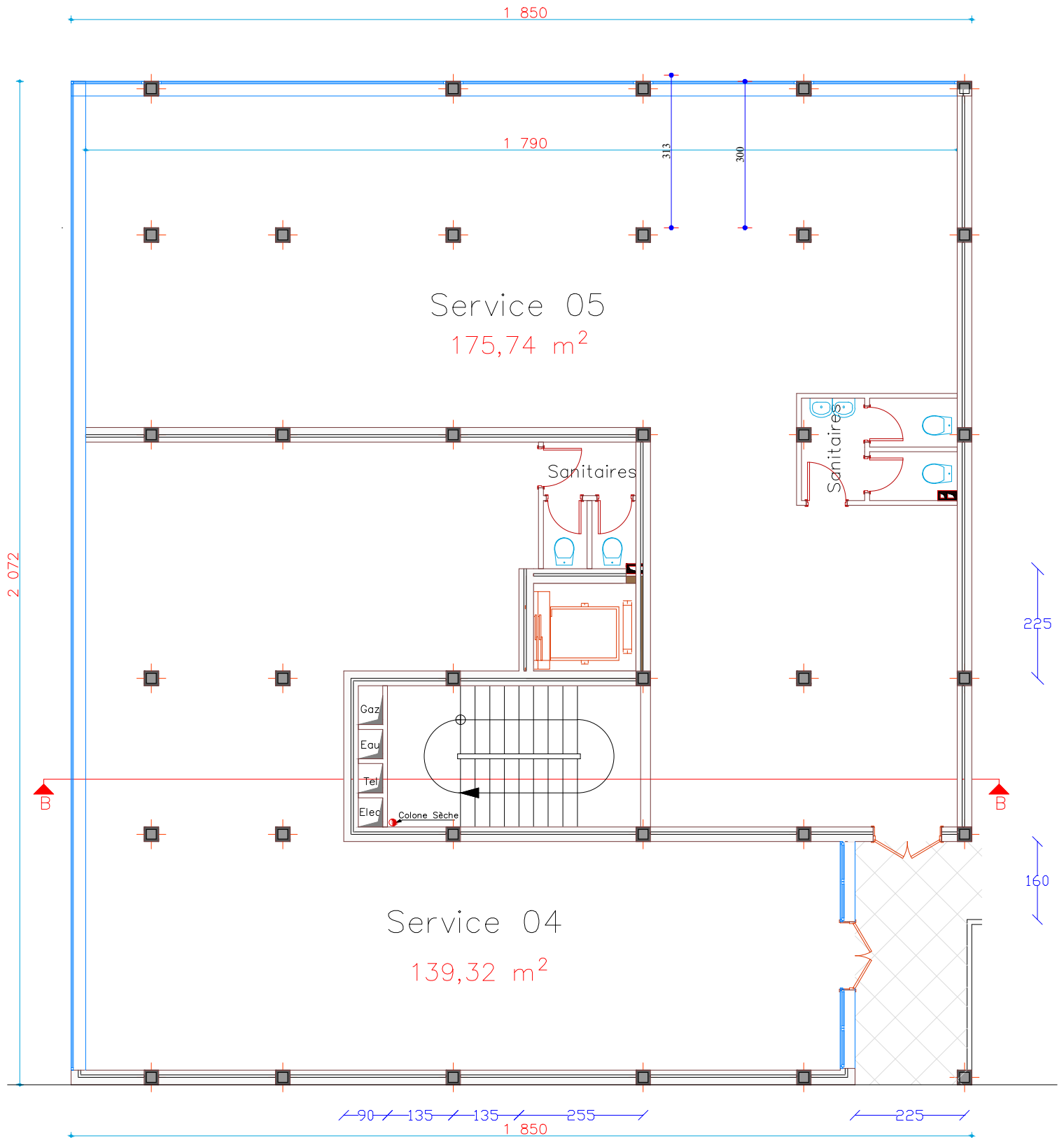
Etage 01

COMMERCE 03

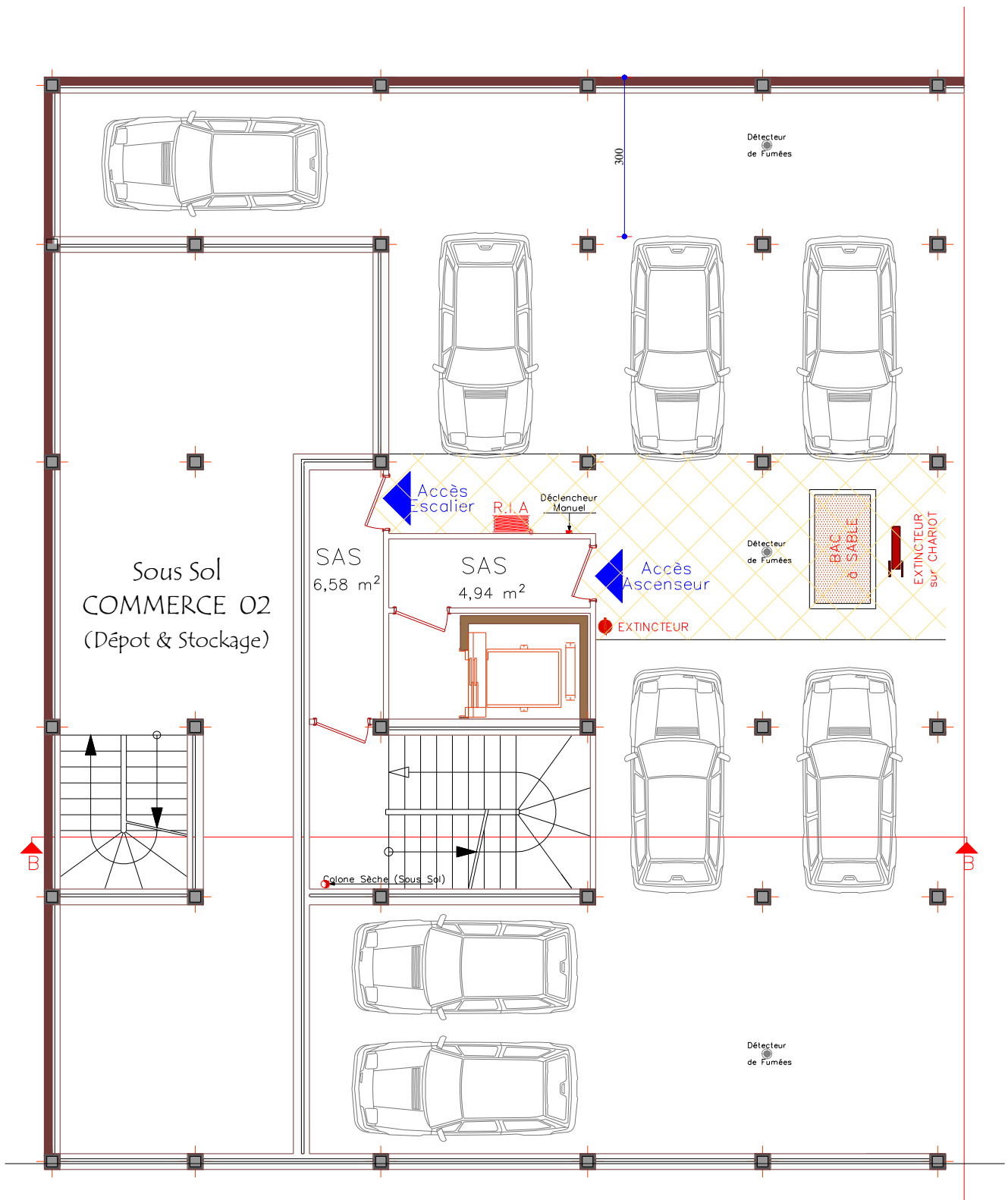
210,47 m²



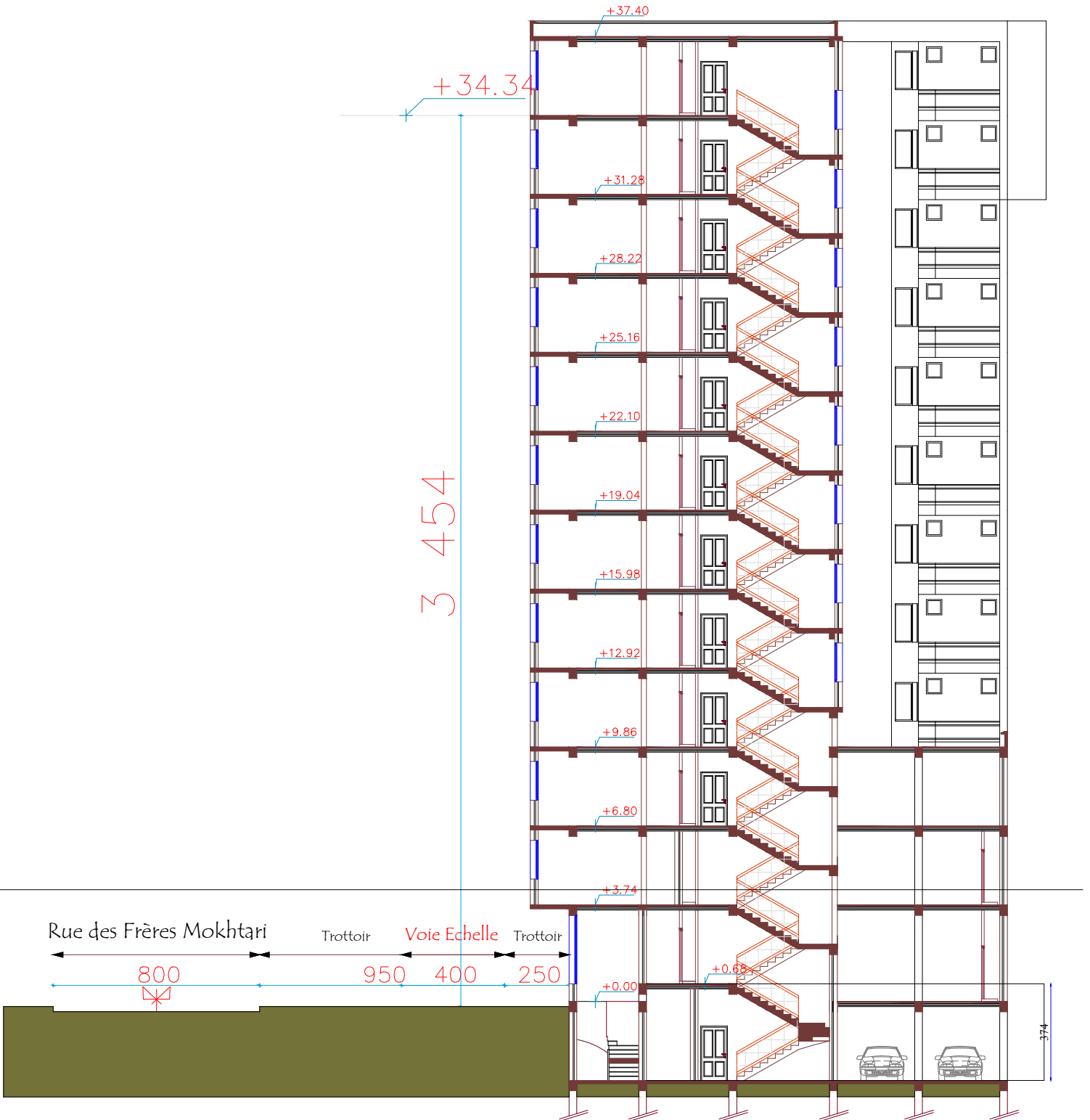
RDC Bas



RDC Haut



S/sol



BLOC B