



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-Béjaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin de cycle

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+7+Sous.sol)
en béton armé contreventé par un
système mixte**

Réalisé par :

MR.Sadaoui Farid

MR.Idoughi Yacine

Encadré par :

MR.Larabat.A.Z

Examiné par :

MR.Benyessad

MR.Haddi

Année universitaire 2018/2019

Remerciements

Nous remercions avant tous, dieu le tout puissant de nous avoir donné la patience, la volonté et la bravoure de finir ce travail à temps.

Nous remercions ainsi nos familles qui nous ont soutenus et encouragés durant ce long parcours.

Nos remerciements vont également à notre encadreur Mr. Larabat.A pour son soutien et ses conseils judicieux.

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de Jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.

On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de prêt ou de loin, à vous tous, sans vous nommer pour n'oublier personne, merci de votre présence et de vos aides si importantes.

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail:

A mes parents qui m'ont soutenue et encouragé durant ces années d'études, qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

A ma sœur Sonia décédée en Novembre 2012, malgré son corps absent son âme reste et restera à jamais ancré dans nos cœurs, que dieu l'accueille en son vaste paradis.

A mon frère Yanis, ma sœur Sabrina qui ont toujours été là lors de la réalisation de ce travail, ils m'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours.

A ma grand-mère Faroudja qui a toujours fait ses prières avant que je fasse quoi que ce soit.

A la famille Sadaoui pour son aide durant mes jours de résidence.

A mon binôme que je considère comme mon frère pour ses efforts et ses capacités de hauteur durant le travail.

A ma famille et mes proches qui me donnent de l'amour et de la vivacité.

A ma très chère copine Khadidja bien aimée qui a toujours été à mes côtés durant surtout mes nuits blanches, je lui souhaite du succès pour son master 2 l'année prochaine.

A tous mes amis qui m'ont encouragé et la promotion génie civil 2019 à qui je souhaite le plus de succès.

A tous ceux que j'aime

MERCI !

Yacine Idoughi

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail:

A mon père, décédé le 16/12/2003, malgré que son corps est absent son âme circule et circulera toujours dans nos cranes, que dieu lui pardonne et l'accueille en son vaste paradis.

A ma mère qui m'a donné la vie, la tendresse et le courage pour réussir, tout ce que je peux t'offrir ne pourra jamais exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte.

A mon frère Yacine (binôme), qui a donné beaucoup de sacrifices pour réussir à réaliser ce fameux travail, que dieu lui offre le bonheur et le succès dans sa vie.

A mes frères, Zahir et sa femme Wassila ainsi que leur adorable fille Chayma, Boualem, Mokerane et sa femme Roza ainsi que leur fils Yani.

A mes sœurs ; Ghinouche et sa fille Merieme, Zouza, Naïma et Dida sans oublier leurs enfants.

A mes oncles, Arezki, Mohand Akli et Omar qui n'ont pas cessé de me conseiller et me soutenir tout au long de mes études.

A toute la famille Idoughi et Sadaoui.

Je n'oublie pas une spéciale dédicace à Líticia pour son inestimable aide et soutien, je lui souhaite du bonheur et du succès pour la réussite de son parcours en langue espagnole.

A tous mes amis sans exceptions.

A toute la promotion génie civil 2019.

Farid Sadaoui

Liste des symboles et leurs notations

Symbole	Notation
A, A_{ser}	Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.
A_t	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
$A.N$	Axe neutre
α	Coefficient de la fibre neutre.
B	Aire d'une section de béton.
B_r	Section réduite.
b	La largeur en générale.
C	Cohésion du sol.
D	Facteur d'amplification dynamique.
DP	Dalle pleine
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.
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_i^j	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
f_i^g	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
f_i^p	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
f_v^g	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δ_f	Fleche totale.
Δ_f^{adm} ou \bar{f}	Fleche admissible.
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
h_{cc}	Hauteur du corps creux.
h_{dc} ou h_0	Hauteur de la dalle de compression.
h_e	Hauteur libre d'étage.
h_r	Hauteur de la dalle du radier.
I	Moment d'inertie.
I_f	Moment d'inertie fissuré.
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
L	Portée d'un élément.
L_{max}	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
L_x	Distance entre de deux poutrelles.
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
M	Moment en générale.
M_a	Moment en appui.

V. Etude des éléments structuraux

M_t	Moment en travée.
M_0	Moment isostatique.
N	Effort normal
n	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
P_{tille}	Poutrelle
R	Coefficient de comportement global.
S	Section d'un élément.
S_{rad}	Surface du radier.
S_t	Espacement des armatures.
$T_1; T_2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
σ_{sol}	Contrainte que peut supporter le sol
γ_w	Pois volumique de l'eau.
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
$\bar{\sigma}$	Contrainte admissible.
τ	Contrainte de cisaillement ou contrainte tangentielle
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
C_T	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
β	Coefficient de pondération.
Δ_i	Coefficient instantané.
Δ_v	Coefficient différé.

TABLE DE MATIERE

Introduction générale -----

Chapitre I : Généralités

I.1.Présentation du projet-----1

I.2.Implantation de l'ouvrage-----1

I.3.Description architecturale de l'ouvrage-----1

I.4.Données géotechniques du site-----1

I.5.Hypothèses de calcul aux états limites-----2

 A.Etat limite ultime ELU-----2

 B.Etat limite de service ELS-----2

I.6.Caractéristiques des matériaux utilisés-----2

 A.Béton-----2

 B.Acier-----3

I.7.Regles et normes utilisées-----3

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1.Pré dimensionnement des planchers-----4

 II.1.1.Les planchers à corps creux-----4

 II.1.2.Disposition des poutrelles-----5

 II.1.3.Dimensionnement des planchers à corps creux-----5

 II.1.4.Pré dimensionnement des poutrelles-----6

 II.1.5. Planchers à dalle pleine-----6

 II.1.6.Types des dalles pleines-----6

II.2.Pré dimensionnement des poutres-----8

 II.2.1.Poutres principales-----8

 II.2.2.Poutres secondaires-----8

 II.2.3.Poutres de chainage-----9

 II.2.4.Poutre brisée-----9

II.3.Pré dimensionnement des voiles-----9

II.4.Pré dimensionnement des escaliers-----9

II.5.Evaluation des charges et surcharges-----11

II.6.Pré dimensionnement des poteaux-----14
II.7.Conclusion-----25

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1.Etude des poutrelles-----27
III.1.1.Calcul des poutrelles-----27
III.1.2.Les types des poutrelles-----29
III.1.3.Calcul des sollicitations dans la poutrelle type 13-----30
III.1.4.Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles-----32
III.1.5.Les vérifications nécessaires-----34
III.1.6.Schémas de ferrailages-----40
III.2.Calcul des dalles pleines-----40
III.2.2.Calcul des sollicitations-----40
III.2.3.Calcul des sections d'armatures-----42
III.2.4.Vérifications-----44
III.2.5.Schémas de ferrailage-----46
III.3.Calcul de l'escalier-----47
III.3.2.Calcul des sollicitations-----47
III.3.3.Calcul du ferrailage-----49
III.3.4.Vérifications-----49
III.3.5.Schéma de ferrailage-----52
III.4.Calcul de l'acrotère-----56
III.4.1.Evaluation des charges et surcharges-----57
III.4.2.Calcul des sollicitations-----57
III.4.4.Vérifications-----58
III.4.5.Schéma de ferrailage-----59
III.5.Etude de l'ascenseur-----59
III.5.1.Les caractéristiques-----60
III.5.2.Calcul des sollicitations-----61
III.5.3.Calcul du ferrailage-----62

III.5.4.Vérifications-----62
III.5.5.Schéma de ferrailage-----64

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction-----65
IV.2.Modélisation-----65
IV.3.Méthode de calcul-----66
IV.4.Présentation de la méthode choisit-----66
IV.4.1.Spectre de réponse de calcul-----70
IV.4.2.Résultats obtenus-----71
IV.5.Vérification des résultats obtenus vis-à-vis les exigences du RPA-----74
IV.5.1.Vérification de la résultante des forces sismiques à la base-----74
IV.5.2.Justification de l'interaction voiles-portiques-----77
IV.5.3.Vérification vis-à-vis des déplacements entres étages-----78
IV.5.4.Justification vis-à-vis des effets $P\Delta$ -----80
IV.5.5.Vérification de l'effort normale réduit-----81
IV.6.Conclusion-----82

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1.Etude des poteaux-----83
V.1.1.Ferrailage des poteaux-----84
V.1.2.Choix du ferrailage-----87
V.1.3.Vérifications relatives aux poteaux-----89
V.1.4.Schémas de ferrailage-----93
V.2.Etude des poutres-----94
V.2.1.Recommandations-----94
V.2.2.Sollicitations et schéma de ferrailage-----95
V.2.2.1.Armatures longitudinales-----95
V.2.2.2.Armatures transversales-----97
V.2.3.Vérifications nécessaires-----98

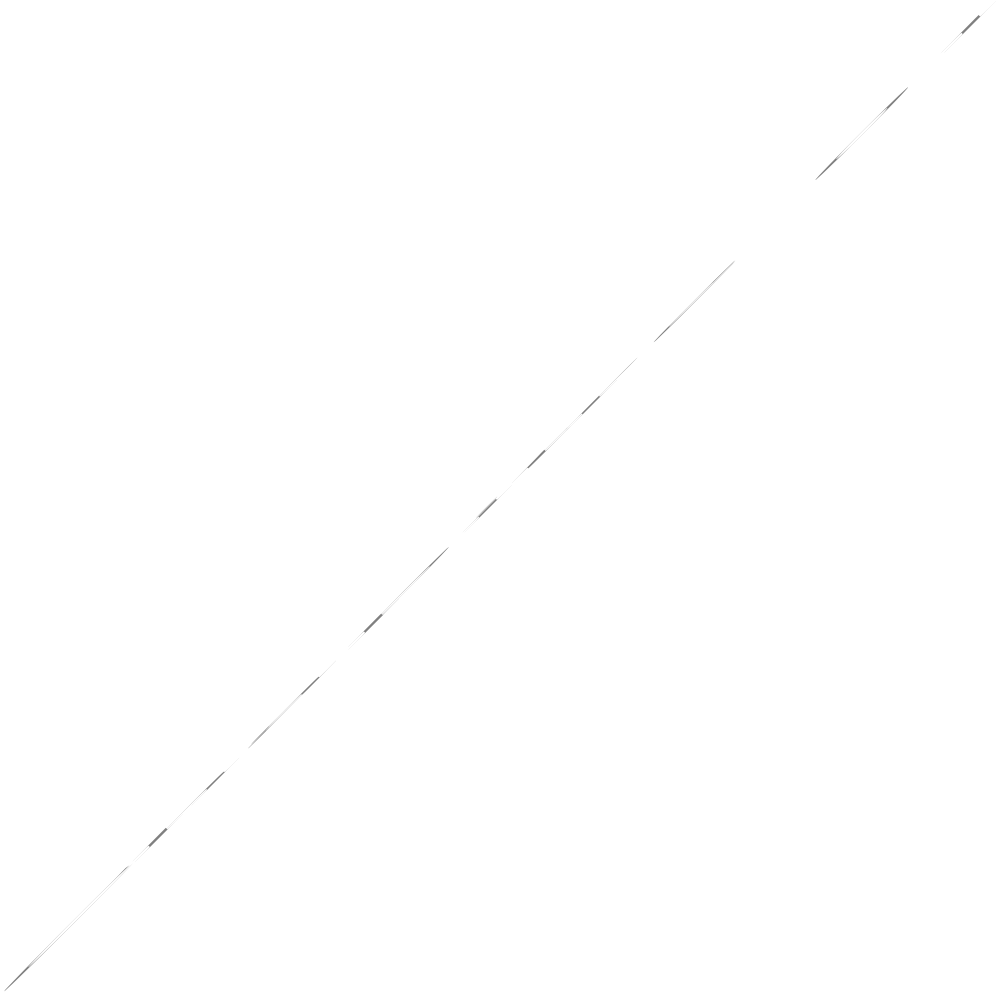
V.2.3.1. vérification des pourcentages maximaux d'armatures longitudinales---	98
V.2.3.2. Vérification à l'ELU-----	99
V.2.3.3. Vérification à l'ELS-----	99
V.2.4. Vérification de la zone nodale-----	102
V.2.5. Re vérification du modèle d'ETABS-----	106
V.3. Etude des voiles-----	108
V.3.1. Recommandations du RPA99-----	108
V.3.2. Calcul des voiles-----	110
V.3.3. Schéma de ferrailage-----	113
V.3.4. Calcul du reste des voiles-----	113

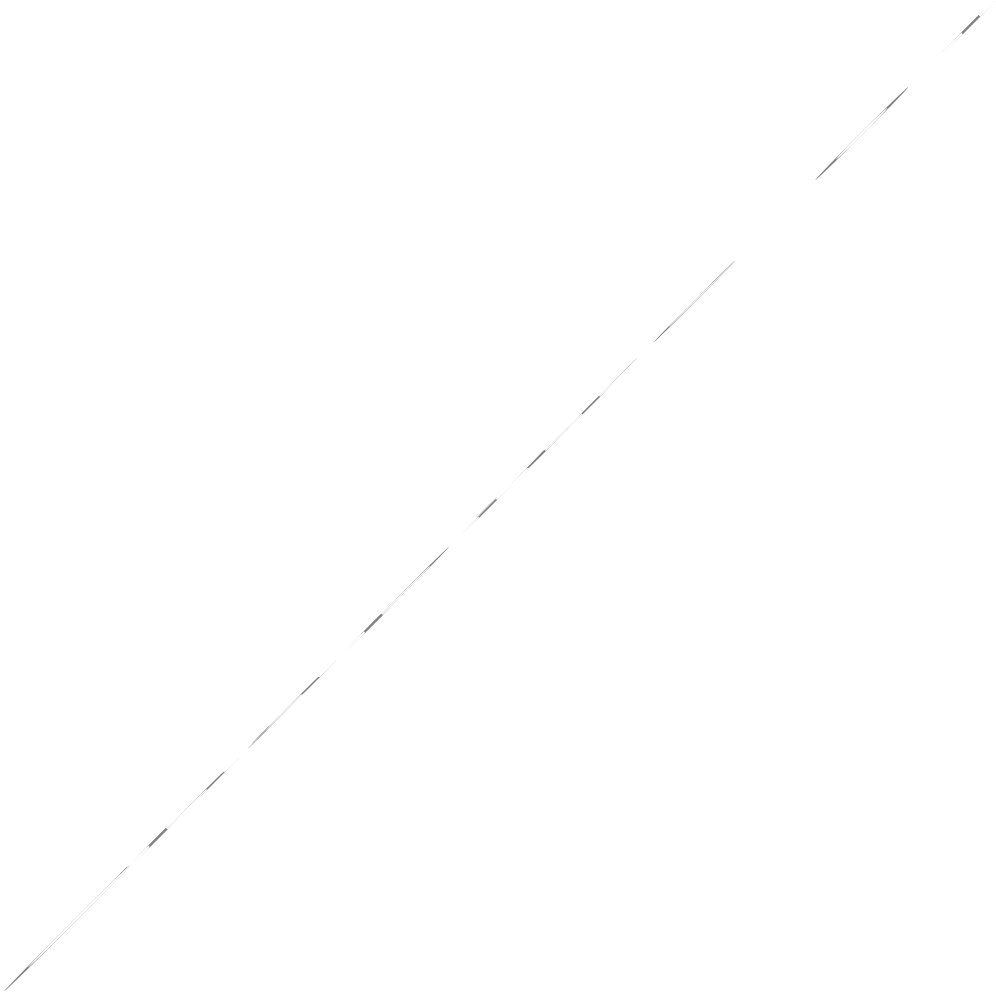
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Calcul de l'infrastructure-----	226
VI.1.1. Choix du type de fondation-----	126
VI.1.2. Caractéristiques géométriques du radier-----	127
VI.1.3. Vérification des contraintes dans le sol-----	128
VI.1.4. Vérifications nécessaires-----	130
VI.1.5. Ferrailage du radier générale-----	132
VI.1.6. Vérifications des contraintes-----	133
VI.1.7. Schémas de ferrailage-----	134
VI.2. Calcul des nervures-----	135
VI.2.1. Calcul des sollicitations transmises aux nervures-----	135
VI.2.2. Ferrailage des nervures-----	138
VI.2.3. Vérifications nécessaires-----	140
VI.2.4. Schémas de ferrailage des nervures-----	141
VI.3. Etude des voiles périphériques-----	142
VI.3.1. Données relatives au calcul des voiles périphériques-----	142
VI.3.2. Calcul du ferrailage-----	143
VI.3.3. Schémas de ferrailage-----	146

Etude comparative d'un voile associé aux poteaux

1) Etude de l'élément voile et poteaux séparément.....	148
2) Etude de l'élément voile et poteau comme un seul élément	151
3) Schéma de ferrailage.....	152





CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1.1	<i>Pré dimensionnement des panneaux à dalles pleines</i>	7
Tableau II.3.1	<i>Valeurs des dimensions des voiles</i>	9
Tableau II.4.1	<i>Dimensionnement de l'escalier d'étage courant</i>	11
Tableau II.5.1	<i>Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible (20+4)</i>	11
Tableau II.5.2	<i>Evaluation des charges du plancher terrasse accessible</i>	11
Tableau II.5.3	<i>Evaluation des charges du plancher d'étage courant</i>	12
Tableau II.5.4	<i>Evaluation des charges sur la dalle pleine de 15cm d'épaisseur</i>	12
Tableau II.5.5	<i>Evaluation des charges du mur double cloisons</i>	12
Tableau II.5.6	<i>Evaluation des charges du palier</i>	13
Tableau II.5.7	<i>Evaluation des charges de la volée</i>	14
Tableau II.6.1	<i>Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre</i>	15
Tableau II.6.2	<i>Descente des charges sur le poteau P1</i>	19
Tableau II.6.3	<i>Descente des charges sur le poteau P2</i>	21
Tableau II.6.5	<i>Vérification du poteau P1 à la résistance</i>	23
Tableau II.6.6	<i>Vérification du poteau P1 au flambement</i>	25
Tableau II.6.7	<i>Sections des poteaux après dimensionnement</i>	27

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1.1	<i>Différents types de poutrelles dans les planchers</i>	29
Tableau III.1.2	<i>Choix de la méthode de calcul des différents types de poutrelles</i>	30
Tableau III.1.3	<i>Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions</i>	31
Tableau III.1.4	<i>Les moments isostatiques de la poutrelle type 13</i>	31
Tableau III.1.5	<i>Les sollicitations les plus défavorables</i>	32
Tableau III.1.6	<i>Calcul de ferrailage des différents niveaux à l'ELU</i>	38
Tableau III.1.7	<i>Vérifications des contraintes des différents types de poutrelles à L'ELS</i>	38
Tableau III.1.8	<i>Vérifications nécessaires à l'ELU</i>	39
Tableau III.1.9	<i>Vérifications de la flèche à l'ELS</i>	39
Tableau III.2.1	<i>Données sur les dalles pleines existantes</i>	41
Tableau III.2.2	<i>Chargements et sollicitations appliqués sur la dalle DP4</i>	41
Tableau III.2.3	<i>Chargements et sollicitations pour DP1 et DP2</i>	42
Tableau III.2.4	<i>Chargements et sollicitations pour DP3 sens X</i>	42
Tableau III.2.5	<i>Chargements et sollicitations pour DP3 sens Y</i>	42
Tableau III.2.6	<i>Récapitulation des Sollicitations (DP4) pour calcul du ferrailage</i>	42
Tableau III.2.7	<i>Calcul des sections d'armatures de la dalle pleine (DP4)</i>	43
Tableau III.2.8	<i>Sections d'armatures du reste des dalles pleines</i>	44
Tableau III.2.9	<i>Vérification du cisaillement pour le reste des dalles pleines</i>	44
Tableau III.2.10	<i>Vérification de la contrainte dans le béton et dans l'acier du reste des dalles pleines</i>	45
Tableau III.2.11	<i>Vérification des conditions de flèche pour le reste des dalles pleines</i>	46
Tableau III.2.12	<i>Calcul de la flèche de la dalle pleine DP4</i>	46
Tableau III.3.1	<i>Récapitulatif des sollicitations sur l'escalier</i>	49
Tableau III.3.2	<i>Résultat du ferrailage longitudinal d'escalier (Partie AB)</i>	49
Tableau III.3.3	<i>Vérification de la contrainte dans le béton (Partie AB)</i>	50
Tableau III.3.4	<i>Calcul de la flèche de la partie (AB) d'escaliers</i>	50
Tableau III.3.5	<i>Sollicitations maximales sur la volée 2</i>	51
Tableau III.3.6	<i>Résultat du ferrailage longitudinal de la volée 2</i>	51
Tableau III.3.7	<i>Vérification des contraintes sur le béton de la volée 2</i>	52
Tableau III.3.8	<i>Dimensions, chargements et sollicitations sur la poutre brisée</i>	53
Tableau III.3.9	<i>Résultats de calculs du ferrailage de la poutre brisée</i>	54
Tableau III.3.10	<i>Vérification de la contrainte dans le béton de la poutre brisée</i>	55
Tableau III.4.1	<i>Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère</i>	57
Tableau III.4.2	<i>Paramètres de calcul du ferrailage de l'acrotère</i>	58
Tableau III.4.3	<i>Sollicitations et ferrailage de l'acrotère</i>	58
Tableau III.4.4	<i>Paramètres de vérification des contraintes dans l'acrotère</i>	59
Tableau III.4.5	<i>Vérification des contraintes dans l'acrotère</i>	59
Tableau III.5.1	<i>Récapitulatif des sollicitations et calcul du ferrailage de la dalle pleine d'ascenseur</i>	62
Tableau III.5.2	<i>Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier de la dalle pleine d'ascenseur</i>	64

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.1	<i>Valeurs des pénalités dans le sens X</i>	65
Tableau IV.2	<i>Valeurs des pénalités dans le sens Y</i>	68
Tableau IV.3	<i>La variation des masses entre les niveaux du bâtiment</i>	69
Tableau IV.4	<i>Période et taux de participation massique de la structure</i>	72
Tableau IV.5	<i>Vérification de la résultante des forces sismiques à la base</i>	74
Tableau IV.6	<i>Vérification de la résultante des forces sismiques à la base après l'amplification des paramètres de réponse</i>	75
Tableau IV.7	<i>Vérification de l'interaction verticale</i>	78
Tableau IV.8	<i>Vérification de l'interaction horizontale</i>	78
Tableau IV.9	<i>Vérification des déplacements entres étages $\left(\frac{\Delta_k}{H_k}\right)$</i>	79
Tableau IV.10	<i>Vérification des effets du second ordre</i>	81
Tableau IV.11	<i>Vérification de l'effort normale réduit pour chaque étage</i>	81
Tableau IV.12	<i>Vérification de l'effort normale réduit pour le poteau C19 au niveau du sous-sol et du RDC</i>	82

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.1.1	Sollicitations sous les différentes combinaisons dans les poteaux	84
Tableau V.1.2	Valeurs des dimensions de la zone nodale	85
Tableau V.1.3	Valeurs numériques des armatures longitudinales selon les spécifications du RPA99	85
Tableau V.1.4	Calcul des armatures longitudinales des poteaux les plus sollicités de chaque étage sous la combinaison la plus défavorable	87
Tableau V.1.5	Calcul des armatures transversales des poteaux les plus sollicités de chaque étage	88
Tableau V.1.6	Vérification des armatures transversales pour chaque étage	89
Tableau V.1.7	Vérification des poteaux au flambement à chaque étage	90
Tableau V.1.8	Vérification des contraintes dans le béton au niveau des poteaux	91
Tableau V.1.9	Vérification de l'état limite de fissuration des aciers des poteaux	92
Tableau V.1.10	Vérification au cisaillement des poteaux	92
Tableau V.2.1	calcul de ferrailage des poutres principales de RDC	95
Tableau V.2.2	Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres principales de chaque étage	95
Tableau V.2.3	Sollicitations maximales et ferrailage longitudinale des poutres secondaires de chaque étage	95
Tableau V.2.4	Vérification des contraintes tangentielles	96
Tableau V.2.5	Vérification de l'état limite de compression du béton	99
Tableau V.2.6	Re vérification de l'état limite de compression du béton au niveau d'étage 03	100
Tableau V.2.7	Sollicitations nécessaires pour la vérification de la flèche	101
Tableau V.2.8	Conditions d'application de la vérification à la flèche dans les poutres principales	101
Tableau V.2.9	Conditions d'application de la vérification à la flèche dans les poutres secondaires	101
Tableau V.2.10	Calcul de la flèche de la poutre principale au niveau du RDC	102
Tableau V.2.11	Les moments résistants dans les poteaux	102
Tableau V.2.12	Les moments résistant dans les poutres principales	104
Tableau V.2.13	Les moments résistants dans les poutres secondaires	104
Tableau V.2.14	Vérification de la zone nodale dans le sens principal	104
Tableau V.2.15	Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire	104
Tableau V.2.16	Ferrailage longitudinal finale	105
Tableau V.2.17	Re vérification de la zone nodale dans le sens principal	105
Tableau V.2.18	Re vérification de la zone nodale dans le sens secondaire	105
Tableau V.2.19	Valeurs de la période et de la participation massique avant modification des sections des poteaux	106
Tableau V.2.20	Valeurs de la période et de la participation massique après modification des sections des poteaux	106

Tableau V.3.1	<i>Sollicitations maximales dans le voile Vy4 (sens-Y) au niveau de RDC</i>	106
Tableau V.3.2	Sollicitations des différents voiles du sous-sol	107
Tableau V.3.3	<i>Sollicitations des différents voiles du RDC</i>	110
Tableau V.3.4	<i>Sollicitations des différents voiles d'étage 01</i>	113
Tableau V.3.4	<i>Sollicitations des différents voiles d'étage 02</i>	114
Tableau V.3.5	<i>Sollicitations des différents voiles d'étage 03</i>	114
Tableau V.3.6	<i>Sollicitations des différents voiles d'étage 04</i>	115
Tableau V.3.7	<i>Sollicitations des différents voiles d'étage 05</i>	115
Tableau V.3.8	<i>Sollicitations des différents voiles d'étage 06</i>	116
Tableau V.3.9	<i>Sollicitations des différents voiles d'étage 07</i>	116
Tableau V.3.10	<i>Sections d'armatures verticales des voiles du sous-sol</i>	117
Tableau V.3.11	<i>Sections d'armatures verticales des voiles du RDC</i>	117
Tableau V.3.12	<i>Sections d'armatures verticales des voiles d'étage 01</i>	118
Tableau V.3.13	<i>Sections d'armatures verticales des voiles d'étage 02</i>	118
Tableau V.3.14	<i>Sections d'armatures verticales des voiles d'étage 03</i>	119
Tableau V.3.15	<i>Sections d'armatures verticales des voiles d'étage 04</i>	119
Tableau V.3.16	<i>Sections d'armatures verticales des voiles d'étage 05</i>	120
Tableau V.3.17	<i>Sections d'armatures verticales des voiles d'étage 06</i>	120
Tableau V.3.18	<i>Sections d'armatures verticales des voiles d'étage 07</i>	121
Tableau V.3.19	<i>Sections d'armatures verticales les plus défavorables de chaque étage</i>	122
Tableau V.3.20	<i>Ferraillage des voiles V_{x1}, V_{x2} et V_{x3}</i>	122
Tableau V.3.21	<i>Ferraillage du voile V_{x4}</i>	124
Tableau V.3.22	<i>Ferraillage des voiles V_{y1}, V_{y2}, V_{y3}, V_{y4}, V_{y5}</i>	125

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1.1	<i>Vérification des contraintes de sol sous combinaisons accidentelles</i>	130
Tableau VI.1.2	<i>Sollicitations et ferrailage de Radier a l'ELU</i>	133
Tableau VI.1.3	<i>Vérifications des contraintes de radier à L'ELS</i>	133
Tableau VI.1.4	<i>Sections d'armatures de radier a l'ELS et (Y-Y)</i>	134
Tableau VI.2.1	<i>Les charges équivalentes transmises aux nervures selon X</i>	136
Tableau VI.2.3	<i>Les charges équivalentes transmises au nervures selon Y</i>	137
Tableau VI.2.4	<i>Sollicitations dans les nervures à l'ELU selon les deux sens X et Y</i>	137
Tableau VI.2.5	<i>Sollicitations maximales dans les nervures à l'ELS selon X et Y</i>	138
Tableau VI.2.6	<i>Les sollicitations les plus défavorables à l'ELU et a l'ELS</i>	138
Tableau VI.2.7	<i>Ferrailage des nervures à l'ELU suivant sens X et Y t</i>	139
Tableau VI.2.8	<i>Enlevé</i>	140
Tableau VI.2.9	<i>Ferrailage des nervures à l'ELU suivant sens X et Y</i>	140
Tableau VI.2.10	<i>Vérifications des contraintes des nervures à l'ELS selon les deux sens X et Y</i>	141
Tableau VI.2.11	<i>Re vérification de la contrainte de béton dans le sens X et Y après l'augmentation de la section de la nervure</i>	141
Tableau VI.1.3.1	<i>Ferrailage des nervures a l'ELS</i>	144
Tableau VI.3.2	<i>Sections d'armatures du voile périphérique</i>	145
Tableau VI.3.3	<i>Section d'armatures calculée à l'ELS</i>	145

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1.1	<i>Coupe transversale d'un plancher à corps creux</i>	4
Figure II.1.2	<i>Dispositions des poutrelles du RDC au 7^{ème} étage</i>	5
Figure II.1.3	<i>Section d'une poutrelle</i>	6
Figure II.1.4	<i>Dalle pleine 1</i>	7
Figure II.1.5	<i>Dalle pleine 2</i>	7
Figure II.1.6	<i>Dalle pleine 3</i>	7
Figure II.1.7	<i>Dalle pleine 4</i>	7
Figure II.3.1	<i>Dimensions d'un voile</i>	.9
Figure II.4.1	<i>Illustration du type d'escalier disponible</i>	10
Figure II.4.2	<i>Escalier étage courant</i>	10
Figure II.4.3	<i>Escalier du RDC</i>	10
Figure II.5.1	<i>Dimensions de l'acrotère</i>	14
Figure II.6.1	<i>Surface du poteau (P1) du RDC à la terrasse inaccessible</i>	15
Figure II.6.2	<i>Surface du poteau (P1) de la salle de machine</i>	15
Figure II.6.3	<i>Surface du poteau (P2) du RDC à la terrasse inaccessible</i>	21
Figure II.4.1	<i>Illustration du type d'escalier disponible</i>	5
Figure II.4.2	<i>Escalier étage courant</i>	6
Figure II.4.3	<i>Escalier du RDC</i>	7
Figure II.5.1	<i>Dimensions de l'acrotère</i>	7
Figure II.6.1	<i>Surface du poteau (P1) du RDC à la terrasse inaccessible</i>	7
Figure II.6.2	<i>Surface du poteau (P1) de la salle de machine</i>	7
Figure II.6.3	<i>Surface du poteau (P2) du RDC à la terrasse inaccessible</i>	.9
Figure II.4.1	<i>Illustration du type d'escalier disponible</i>	10
Figure II.4.2	<i>Escalier étage courant</i>	10
Figure II.4.3	<i>Escalier du RDC</i>	10
Figure II.5.1	<i>Dimensions de l'acrotère</i>	14
Figure II.6.1	<i>Surface du poteau (P1) du RDC à la terrasse inaccessible</i>	15
Figure II.6.2	<i>Surface du poteau (P1) de la salle de machine</i>	15
Figure II.6.3	<i>Surface du poteau (P2) du RDC à la terrasse inaccessible</i>	21

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires		
Figure III.1.1	<i>Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées</i>	27
Figure III.1.2	<i>Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées</i>	27
Figure III.1.3	<i>Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées</i>	28
Figure III.1.4	<i>Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées</i>	28
Figure III.1.5	<i>schéma statique de la poutrelle type 13 (méthode forfaitaire)</i>	30
Figure III.1.6	<i>Schéma de ferrailage d'appui de rive (ptlle type13)</i>	40
Figure III.1.7	<i>Schéma de ferrailage d'appui intermédiaire (ptlle type13)</i>	40
Figure III.2.1	<i>Recommandation pour l'ancrage des barres dans les trémies</i>	43
Figure III.2.2	<i>Schéma de ferrailage totale de la DP4</i>	46
Figure III.2.3	<i>Schéma de ferrailage en travée de la DP4 sens X</i>	46
Figure III.2.4	<i>Schéma de Ferrailage en appui de la DP4 sens X</i>	46
Figure III.2.5	<i>Ferrailage en travée de la DP4 sens Y</i>	47
Figure III.2.6	<i>Ferrailage en appui de la DP4 sens Y</i>	47
Figure III.3.1	<i>Vue en plan de l'escalier</i>	47
Figure III.3.2	<i>Schéma statique de l'escalier (partie AB)</i>	47
Figure III.3.3	<i>Section RDM 1 (0 ; 1,54m)</i>	48
Figure III.3.4	<i>Section RDM 2 (1,54 ; 3,04m)</i>	48
Figure III.3.5	<i>Schéma statique de la Volée 2</i>	51
Figure III.3.6	<i>Schéma de ferrailage de la Volée 1 (partie AB)</i>	52
Figure III.3.7	<i>Schéma de ferrailage de la Volée</i>	52
Figure III.3.8	<i>Schéma statique de la poutre brisée</i>	53
Figure III.3.9	<i>Schéma de ferrailage De la poutre brisée en appui</i>	56
Figure III.3.10	<i>Schéma de ferrailage de la poutre brisée en travée</i>	56
Figure III.4.1	<i>Coupe transversale d'un acrotère</i>	56
Figure III.4.2	<i>Schéma statique de l'acrotère</i>	56
Figure III.4.3	<i>Section transversale à ferrailer de l'acrotère</i>	58
Figure III.4.3	<i>Schéma de ferrailage de l'acrotère</i>	59
Figure III.5.1	<i>Vue générale d'un ascenseur</i>	60
Figure III.5.2	<i>Forces qui agissent sur la dalle pleine d'ascenseur</i>	60
Figure III.5.3	<i>Dimensions de la cage d'ascenseur</i>	60
Figure III.5.4	<i>Vue transversale sur l'influence de la charge de la poulie sur la dalle pleine de l'ascenseur</i>	61
Figure III.5.5	<i>Ferrailage totale de la dalle pleine d'ascenseur</i>	64
Figure III.5.6	<i>Ferrailage en appui de la dalle pleine d'ascenseur</i>	64
Figure III.5.7	<i>Ferrailage en travée de la dalle pleine d'ascenseur</i>	64

CHAPITRE IV : Etude dynamique		
Figure IV.1	<i>La variation des masses entre les niveaux de bâtiment</i>	68
Figure IV.2	<i>Spectre de réponse pour les deux sens X et Y</i>	70
Figure IV.3	<i>Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V17</i>	71
Figure IV.4	<i>Vue en plan de la disposition des voiles</i>	71
Figure IV.5	<i>Translation dans le mode 1 (Sens X)</i>	73
Figure IV.6	<i>Translation dans le mode 2 (Sens Y)</i>	73
Figure IV.7	<i>Rotation dans le mode 3 (Autour de Z)</i>	74
Figure IV.8	<i>Amplification des paramètres de réponse pour les deux sens X et Y</i>	75
Figure IV.9	<i>Diagramme des efforts tranchants d'étages sous E_x (Sens X)</i>	76
Figure IV.10	<i>Diagramme des efforts tranchants d'étages sous E_y (Sens-Y)</i>	77
Figure IV.11	<i>Diagramme des déplacements entre étages sur la hauteur d'étage du sens X</i>	79
Figure IV.12	<i>Diagramme des déplacements entre étages sur la hauteur d'étage du sens Y</i>	80

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux		
Figure V.1.1	<i>Dimensions de la zone nodale</i>	85
Figure V.1.2	<i>Localisation du poteau (C10) à étudier comme exemple de calcul au RDC (Vue plan ETABS)</i>	86
Figure V.1.3	<i>Diagramme de l'effort normal de compression maximale repris par le poteau C10 au RDC</i>	.86
Figure V.1.4	<i>Paramètres de la section transversale du poteau</i>	.91
Figure V.1.5	<i>Schéma de ferrailage (Section transversale) des poteaux du RDC</i>	93
Figure V.2.1	<i>Diagramme des moments de la poutre principale la plus sollicitée du RDC</i>	94
Figure V.2.2	<i>Diagramme de l'effort tranchant de la poutre principale la plus sollicitée du RDC</i>	97
Figure V.2.3	<i>Schéma de ferrailage des poutres principales du RDC</i>	9
Figure V.2.4	<i>Moments résistants au niveau de la zone nodale (critique)</i>	8
Figure V.2.5	<i>Formation de la rotule plastique</i>	102
Figure V.3.1	<i>Section transversale d'un voile soumise aux contraintes de compression et de traction</i>	110
Figure V.3.2	<i>Schéma de ferrailage (section transversale) du voile Vy4 au niveau du RDC</i>	112

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure		
Figure VI.1.1	<i>Schéma représentatif du cas du sol de notre projet</i>	131
Figure VI.1.2	<i>Schéma de ferrailage de radier général</i>	134
Figure VI.2.1	<i>Schéma de lignes de ruptures de radier</i>	135
Figure VI.2.2	<i>Charges revenant à la nervure la plus sollicitée du sens X</i>	136
Figure VI.2.3	<i>Charges revenant à la nervure la plus sollicitée du sens Y</i>	137
Figure VI.2.4	<i>Schéma de ferrailage (section transversale) en appui</i>	141
Figure VI.2.5	<i>Schéma de ferrailage (section transversale) en travée</i>	141
Figure VI.2.6	<i>Schéma de ferrailage (section transversale) en appui</i>	142
Figure VI.2.7	<i>Schéma de ferrailage (section transversale) en travée</i>	142
Figure VI.3.1	<i>Poussée des terres sur les Voiles périphériques</i>	142
Figure VI.3.2	<i>Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique</i>	143
Figure VI.3.3	<i>Schéma de ferrailage de la face comprimée du voile périphérique</i>	143
Figure VI.3.4	<i>Schéma de ferrailage de la face tendue (intérieur du bâtiment) du voile périphérique</i>	146
Figure VI.3.5	<i>Schéma de ferrailage (Section transversale) du sens principale Du voile périphérique</i>	146
Figure VI.3.6	<i>Schéma de ferrailage ((Section transversale) du sens secondaire Du voile périphérique</i>	146

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, et surtout la résistance donc la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment **CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003** et les différents **DTR**.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics, le bâtiment, et la géotechnique.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+7 à usage multiple + sous-sol.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.

Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).

Confort.

Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (Ex : construction en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

Souplesse d'utilisation.

Durabilité (duré de vie).

Résistance au feu.

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

- ✓ Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments de la structure.
- ✓ Le troisième chapitre contient le calcul des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre comporte la modélisation par le logiciel ETABS V17 et l'étude dynamique de la structure.
- ✓ Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est l'objet du cinquième chapitre.
- ✓ le sixième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure, dont l'étude à la base de la bâtisse.

CHAPITRE I: Généralités

Généralités

I.1.Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+7+ Sous-sol) en béton armé à usage multiple à savoir :

- ✓ RDC à usage commercial.
- ✓ Sous-sol à usage de parking
- ✓ Du premier étage au septième étage à usage d'habitation.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieur à 26,52 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « article 3.2 » dans le groupe d'usage 2.

I.2.Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est en cours de réalisation au lieu-dit TALA MARKHA de la ville de Bejaia qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/version 2003), en zone IIa.

I.3. Description architectural de l'ouvrage

✓ Dimensions en plan

La structure présente une forme presque rectangulaire dont les dimensions maximales sont :

$$L_x = 35,07 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 13,34 \text{ m}$$

✓ Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

Hauteur totale	26,52 m (Sans le local machine)
Hauteur du rez-de-chaussée.....	03,40m
Hauteur du sous-sol.....	02,89 m
Hauteur des étages courants	02,89 m

I.4. Données géotechnique du site

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

- Une contrainte de sol de 1,5 bar pour un tassement de 4,54 cm obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 5 m.(Rapport du sol p.12)
- Existence d'une nappe phréatique à partir de 2,5 m de profondeur de la surface de la terre.
- Le sol est classé en catégorie S4 selon sa nature géotechnique.
- Le sol est moyennement agressif pour les bétons de fondations.

I.5. Hypothèses de calcul aux états limites

A) Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).

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

B) Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (I.5.A).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ;
n : coefficient d'équivalence acier-béton.

I.6. Caractéristiques des matériaux utilisés

A) Béton

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} & \dots \dots \text{ pour un béton soumis à des contraintes normales d'une} \\ E_{vj} = 1/3 \times E_{ij} & \dots \dots \text{ durée d'application inférieure à 24 heures} \end{cases}$$

Donc,

- ✓ Résistance à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- ✓ $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40$ MPa.
- ✓ $E_{ij} = 32164,20$ MPa.

- ✓ $\gamma_b = 1.50$ coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- ✓ $\gamma_b = 1.15$ coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentelles.

B) Acier

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

- ✓ Fe E40 = 400 MPa.
- ✓ $\gamma_s = 1.15$ (situations courantes).
- ✓ $\gamma_s = 1$ (situations accidentel).

I.7.Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 ;
- ✓ DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93 ;
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation ;
- ✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;
- ✓ Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

II.1. Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers:

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Plancher à dalle pleine.

II.1.1. Les planchers à corps creux :

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur totale.

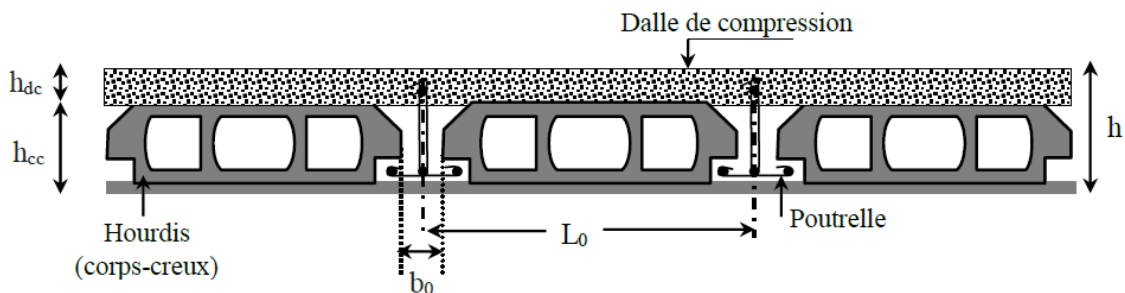


Figure II.1.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

- Avec :
- h_{dc} : Hauteur de la dalle de compression.
 - h_{cc} : Hauteur du corps creux.
 - b_0 : Largeur de la nervure (8-12 cm).
 - L_0 : Distance entre axes des poutrelles.

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{----- CBA Art B.6.8.4.2.4}$$

Avec L_{\max} la distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

II.1.2. Disposition des poutrelles, position des dalles pleines et poutres de chaînages :

A) Dispositions :

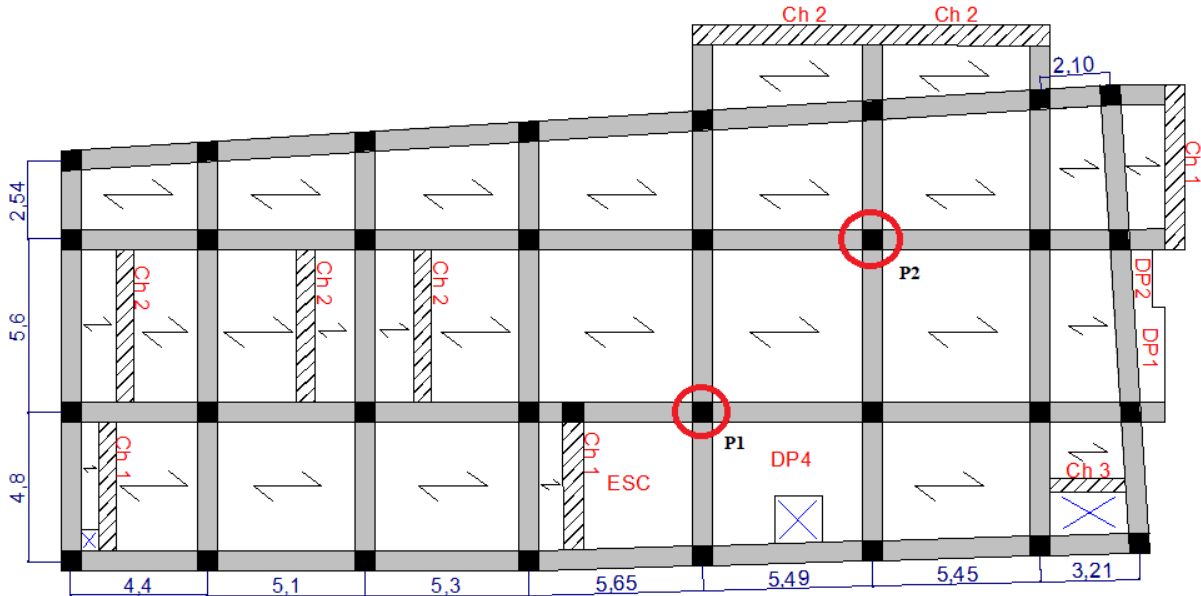
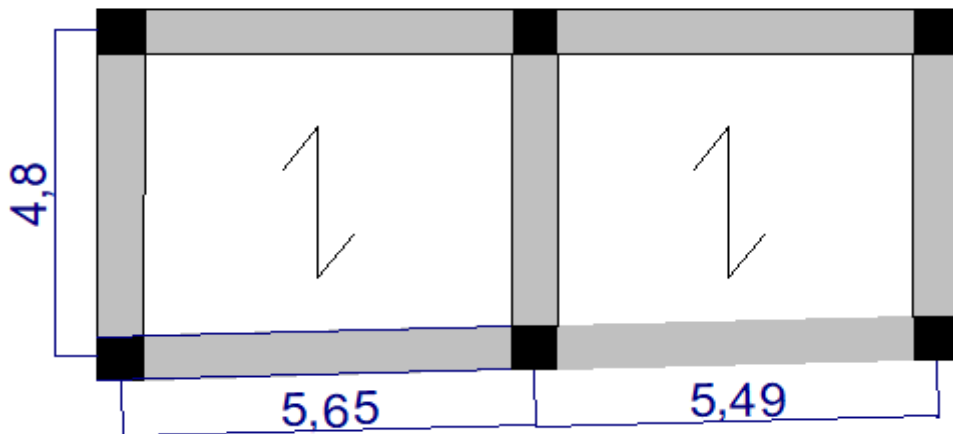


Figure II.1.2 : Dispositions des poutrelles du RDC au 7^{ème} étage



Dispositions de la salle de machine

Figure II.1.2 :

II.1.3. Dimensionnement des planchers corps creux (La hauteur totale) :

On suppose que la largeur des poutres est de : $b=30$ cm

A) RDC, et du 1^{er} au 6^{ème} étage :

$$L_{\max} = 5,65 - 0,3 = 5,35 \text{ m} \text{ ----- } h \geq \frac{535}{22,5} = 23,77 \text{ cm}$$

----- Soit $h=24$ cm [Un plancher de (20+4) cm].

B) Le 7^{ème} étage :

$$L_{\max} = 5,49 - 0,3 = 5,19 \text{ m} \text{ ----- } h \geq \frac{549}{22,5} = 23,06 \text{ cm}$$

----- $h=24$ cm [Un plancher de (20+4) cm].

C) La salle de machine :

$$L_{\max} = 4,8 - 0,3 = 4,5 \text{ m} \text{ ----- } h \geq \frac{450}{22,5} = 20 \text{ cm}$$

----- $h=20$ cm [Un plancher de (16+4) cm].

II.1.4. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

h_0 : de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement (8 à 12 cm)

b : Largeur efficace

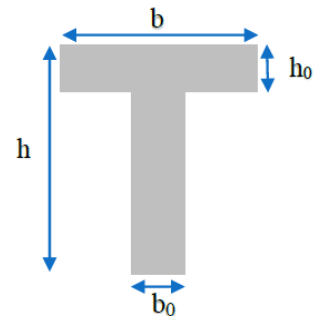


Figure II.1.3 : Section d'une poutrelle

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

Avec :

l_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

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

Dans notre cas, on a ce qui suit :

▪ DU RDC à la terrasse inaccessible :

$h = 20$ cm ; $h_0 = 4$ cm ; $b_0 = 12$ cm

$l_x = 65 - 12 = 53$ cm ; $l_y^{\min} = 140 - 30 = 110$ cm

$$\frac{b-12}{2} \leq \text{Min} (26,5 ; 11) \text{ ce qui donne } b \leq 34 \text{ cmsoit } b = 30 \text{ cm}$$

▪ La salle de machine :

$h = 16$ cm ; $h_0 = 4$ cm ; $b_0 = 12$ cm

$l_x = 65 - 12 = 53$ cm ; $l_y^{\min} = 464 - 30 = 434$ cm

$$\frac{b-12}{2} \leq \text{Min} (26,5 ; 43,4) \text{ Ce qui donne } b \leq 65 \text{ cmsoit } b = 65 \text{ cm}$$

II.1.5. Planchers a dalle pleine :

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquels se repose cette dernière.

II.1.6. Types des dalles pleines :

Dans notre projet nous disposons de 4 types de dalles pleine, les résultats de calcul des épaisseurs des différents panneaux sont donnés sur le tableau suivant :

II. Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1.1 : Pré dimensionnement des panneaux à dalles pleines

Panneaux	Appuis	Lx(m)	Ly (m)	$\frac{Lx}{Ly}$	e_{cal} (Cm)	e_{opt} (Cm)
DP 1	2 Perpendiculaire	0,5	3.32	$\rho = 0,15$	$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ $1,42 \leq e \leq 1,67$	15
DP 2	2 Perpendiculaire	0,31	1,9	$\rho = 0,16$	$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ $0,88 \leq e \leq 1,03$	15
DP3	2 perpendiculaires	1,2	2	$\rho = 0,6$	$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ $3,42 \leq e \leq 4$	15
DP4	4 Perpendiculaires	4,09	5,09	$\rho = 0,8$	$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ $2,31 \leq e \leq 2,6$	15

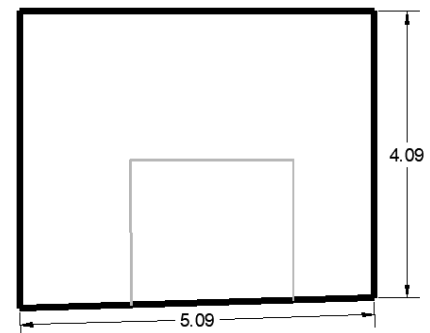
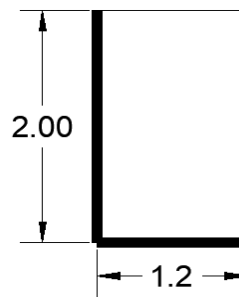
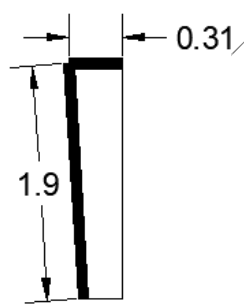
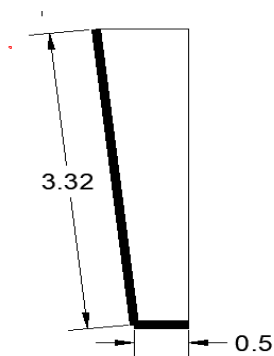


Figure 1.4 : Dalle pleine 1

Figure 1.5 : Dalle pleine 2

Figure 1.6 : Dalle pleine 3

Figure 1.7 : DP4

1/ Critère de résistance au feu :

$e \geq 07 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu

$e \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu

$e \geq 14 \text{ cm}$ Pour trois heures de coupe-feu

(BAEL91/99)

2/ Critère de l'isolation phonique :

L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **14cm** pour obtenir une **bonne isolation acoustique** si on a une dalle qui appartienne à un endroit exploitable tel que (les chambres les loggias) de la structure. Support de cours

Conclusion : On voit bien que pour les dalles pleines (DP1 ; DP2, DP3 ; DP4) c'est le critère de l'isolation phonique qui est le déterminant, donc on opte pour **e = 15cm**.

II.2. Pré dimensionnement des poutres :

La hauteur des poutres est déterminée par la condition suivante :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \dots\dots\dots \text{Condition de flèche.}$$

L : la longueur maximale entre nus d'appuis.

II.2.1 poutres principales :

✓ Du RDC à la terrasse inaccessible :

$$L_{\max} = 5,6 - 0,4 = 5,2 \text{ m} \quad (\text{Pour des poteaux de } (40 \times 40) \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc } 34,67 \text{ cm} \leq h \leq 52 \text{ cm}$$

On prend $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Donc On adopte une poutre d'une section $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

✓ La salle de machine :

$$L_{\max} = 5,65 - 0,4 = 5,25 \text{ m} \quad (\text{Pour des poteaux de } (40 \times 40) \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc } 35 \text{ cm} \leq h \leq 52,5, \text{ Soit } h = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

On opte pour une poutre de $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

II.2.2 poutres secondaires :

✓ De niveau RDC j' jusqu'à l'étage 6 :

$$L_{\max} = 5,65 - 0,4 = 5,25 \text{ m} \quad (\text{Pour des poteaux de } (40 \times 40) \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc } 35 \text{ cm} \leq h \leq 52,5 \text{ cm}$$

On prend $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Donc On adopte une poutre secondaire d'une section $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

✓ Etage 7 :

$$L_{\max} = 5,49 - 0,4 = 5,09 \text{ m}$$

$$\text{Donc } 33,9 \text{ cm} \leq h \leq 50,9 \text{ cm}$$

On prend $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Donc on adopte une poutre secondaire d'une section $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

✓ Salle de machine :

$$L_{\max} = 4,8 - 0,4 = 4,4 \text{ m}$$

$$29,33 \leq h \leq 44 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{on prend } h = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Donc on adopte une poutre secondaire d'une section $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

➤ Vérification des exigences du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)

On a vérifié pour l'ensemble des poutres principales et les poutres secondaires les conditions suivantes :

$$h_{\text{opté}} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$b_{\text{opté}} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$h / b \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

II.2.3 poutres chaînage :

Chainage 1 : $L_{max} = 4,8 - 0,4 = 4,4$ m on prend $h = 35$ cm $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

Chainage 2 : $L_{max} = 5,6 - 0,4 = 5,2$ m on prend $h = 35$ cm $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

Chainage 3 : $L_{max} = 3,24 - 0,4 = 2,84$ m on prend $h = 20$ cm $(b \times h) = (20 \times 20) \text{ cm}^2$

II.3 Pré dimensionnement des voiles : (RPA 99 version 2003 Art: 7.7.1)

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée selon RPA 99/ 2003.

$$e \geq \max (h_e / 20 ; 15 \text{ cm}) \quad \text{Avec : } L = 4 * e$$

h_e : hauteur libre de voile (hauteur étage – b poutre)

e : épaisseur de voile

L : longueur minimale de voile

Dans notre cas nous avons des hauteurs d'étages différentes

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

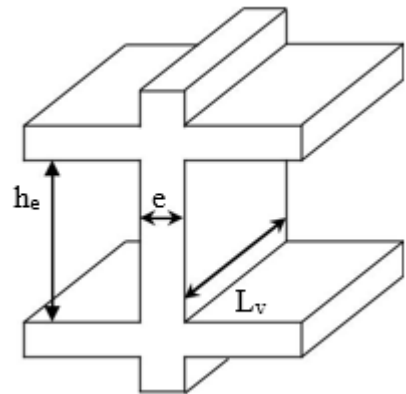


Figure II.3.1 : Dimensions d'un voile

Tableau II.3.1 : Valeurs des dimensions des voiles

Etage	Hauteur(m)	hp (cm)	he (m)	e (cm)	L (cm)
Sous-sol	2,89	40	2,49	20 cm	80
RDC	3,4	40	3	20 cm	80
E courant	2,89	40	2,49	20 cm	80

II.4. Pré dimensionnement des escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, Permettant de passer d'un niveau à un autre

Nous avons dans notre projet, un seul type d'escaliers : **escalier droit à 3 volées**

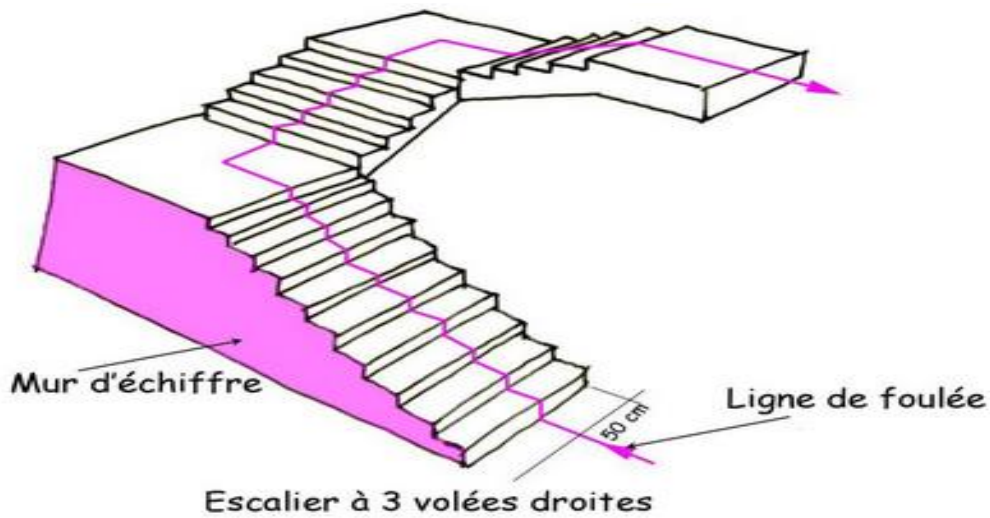


Figure II.4.1 : Illustration du type d'escalier disponible.

Vérification de la formule de blondel (étage courant) :

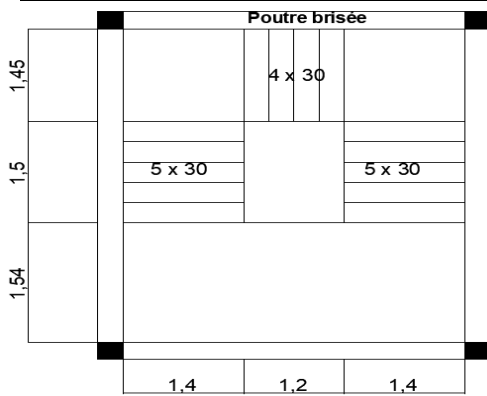


Figure II.4.2 : Escalier étage courant

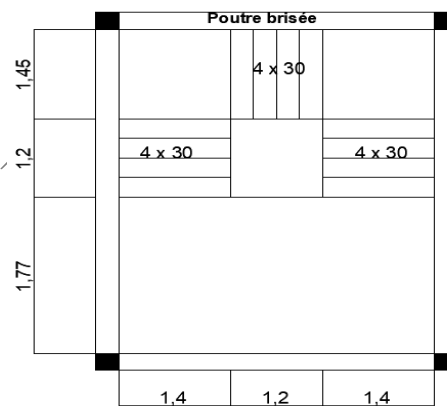


Figure II.4.3: Escalier du RDC

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

D'après le plan d'architecture le girant $g = 30 \text{ cm}$ et le nombre de contres marches $n = 17$

Donc : $h = \frac{289}{17} = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots 60 \leq 2h+g = 64 \leq 64 \dots\dots\dots$ Vérifié

Angle de raccordement α :

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h}{g} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{17}{30} \right) = 29,53^\circ$$

Epaisseur de la paillasse (e) :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \dots\dots\dots 14,96 \leq e \leq 22,45$$

$e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots$ pour 2 heures de coupe-feu $\dots\dots\dots$ soit **$e=18\text{cm}$**

II. Pré dimensionnement des éléments

Avec : $L = L_{p1} + L_v + L_{p2}$: la longueur développée entre nus d'appuis

$$L_v = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \quad \dots\dots\dots \text{La longueur de la volée.}$$

Tableau II.4.1 : Dimensionnement de l'escalier d'étage courant

H _{tot} (m)	h (cm)	n	g (cm)	L ₀	L _{P1} (m)	L _{P2} (m)	L _V (m)	L(m)	α °	e (cm)
2,89	17	17	30	1,5	1,54	1,45	1,72	4,71	29,53°	18

II.5 Evaluation des charges et surcharges :

- Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.5.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible (20+4)

N	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,04	20	0,8
2	Multicouche d'étanchéité	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,04	0,2	0,01
4	Forme de pente (1%)	0,1	22	2,2
5	Plancher corps creux	/	/	3,4
6	Enduit de ciment	0,015	10	0,15
Charge permanente totale (T. Inaccessible)				6,68
surcharge d'exploitation				1

- Plancher terrasse accessible :

Tableau II.5.2 : Evaluation des charges du plancher terrasse accessible

N	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Multicouche d'étanchéité	0,02	6	0,12
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Mortier de pose	0,02	20	0,4
5	Forme de pente (1%)	0,1	22	2,2
6	Plancher corps creux 20+4	/	/	3,4
7	Enduit de plâtre	0,015	10	0,15
Charge permanente totale				6,76
surcharge d'exploitation				1,5

II. Pré dimensionnement des éléments

- Plancher étage courant :

Tableau II.5.3 : Evaluation des charges du plancher d'étage courant

N	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher corps creux 20+4	/	/	3,4
5	Enduit de plâtre	0,015	10	0,15
6	Cloison de séparation	0,1	9	0,9
Charge permanente totale				5,61
surcharge d'exploitation			E. courant	1,5
			RDC	5

- Dalle pleine de 15 cm :

Tableau II.5.4 : Evaluation des charges sur la dalle pleine de 15cm d'épaisseur

N	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	14	0,28
6	Cloison de réparation	0,1	10	1
Charge permanente totale				5,83
surcharge d'exploitation			E. courant	1,5
			T. Inaccessible et salle de machine	1
			Balcon	3,5

- Mur double cloison :

Tableau II.5.5 : Evaluation des charges des murs en double cloisons

N	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Brique creuse	0,1	9	0,9
2	L'âme de l'aire	0,05	/	/
3	Brique creuse	0,15	9	1,35
4	Enduit extérieure en ciment	0,02	20	0,4
5	Enduit intérieur en plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale				2,85

II. Pré dimensionnement des éléments

- **Les escaliers :**
- Le palier :

Tableau II.5.6 : Evaluation des charges du palier

N	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	lit de sable	0,02	18	0,36
4	Paillasse	0,18	25	4,5
5	Enduit plâtre	0,015	10	0,15
Charge permanente totale				5,81
Surcharge d'exploitation				2,5

- Volée :

Nous avons opté pour une épaisseur de la volée de 18cm sur tous les niveaux, Les résultats obtenus sont calculés en se basant sur les formules suivantes :

- ✓ Poids de la volée : $G_v = 25 \times e_v$
- ✓ Poids d'une marche : $G_{mar} = \rho_{mar} \times \left(\frac{h}{2}\right)$
- ✓ Poids du mortier horizontal sur la marche: $G_{morh} = \rho_{mort} \times e_{mor}$
- ✓ Poids du mortier vertical sur la marche : $G_{morv} = \rho_{mor} \times e_{mor} \times (h/g)$
- ✓ Poids de l'enduit : $G_{end} = \rho_{end} \times (e_{end}/\cos\alpha)$
- ✓ Poids du revêtement horizontal sur la marche: $G_{revH} = \rho_{rev} \times e_{rev}$
- ✓ Poids du revêtement vertical : $G_{revV} = \rho_{rev} \times e_{rev} \times h/g$

Tableau II.5.7 : Evaluation des charges de la volée

N	Désignation des éléments		Poids (KN/m ³)	Epaisseur	G (KN / m ²)
					L ₀ = 1,5 $\alpha = 29,53^\circ$
1	Paillasse		25	$\frac{0,18}{\cos \alpha}$	5,17
2	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,4
		Vertical	20	$0,02 \times \frac{h}{g}$	0,22
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,4
		Vertical	20	$0,02 \times \frac{h}{g}$	0,22
4	Enduit de plâtre		10	$\frac{0,18}{\cos \alpha}$	2,06
5	Poids des marches		22	$\frac{h}{2}$	1,87
La charge permanente totale					10,34
La surcharge d'exploitation					2,5

▪ L'acrotère :

Nous avons opté pour des dimensions forfaitaires avec une hauteur d'acrotère de $h=65\text{cm}$.

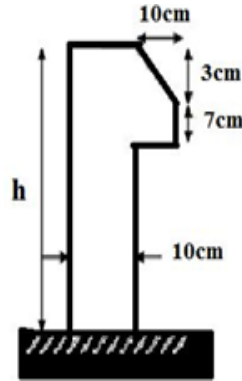


Figure II.5.1: Dimensions de l'acrotère

Le tableau suivant représente les caractéristiques de cet acrotère :

Tableau II.5.7 : Evaluation des charges de la volée

Désignation	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m)
Acrotère	0,1	0,0735	25	1,83
Enduit de ciment	0,015	/	18	0,27
Charge permanente totale G				2,08
Surcharge d'exploitation Q				1

II.6. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Conditions du RPA99 V2003.

Le poteau que nous allons étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui reprend un effort de compression maximal par rapport aux autres poteaux, nous allons le découvrir grâce à la descente de charge.

Pour cela nous avons sélectionné deux poteaux qui nous semblent susceptibles d'être les plus sollicités selon leur surface afférente, la charge permanente et la surcharge d'exploitation les plus grandes :

- **P1** : Poteau de la cage d'escalier (s'étend du sous-sol jusqu'à la salle de machine).
- **P2** : Poteau du sous-sol jusqu'à l'étage 07.

On suppose les dimensions suivantes des poteaux suivit de leur poids propres :

II. Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.6.1 : Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre

Niveau	Dimensions (b x h) cm ²	Poids propre 'P' (KN)
Sous-sol	55 x 60	23,84
RDC	50 x 55	23,37
Etage 01	50 x 50	18,06
Etage 02	45 x 50	16,25
Etage 03	45 x 45	14,63
Etage 04	40 x 40	11,56
Etage 05	35 x 35	8,85
Etage 06,07 et salle de machine	30 x 30	6,5

Avec : $g = \gamma_b \cdot h_e \cdot b \cdot h$ ----- $\gamma_b = 25 \text{KN/m}^3$
 ----- $h_e = 2,89 \text{m}$ (Sous-sol et étages 01 à 07).
 Hauteurs des poteaux : ----- $h_e = 3,4 \text{m}$ (RDC).
 ----- $h_e = 2,89 \text{m}$ (Salle de machine).

II.6.1. Pré dimensionnement du poteau (P1) :

- **Poids des poutres :** $P_p = \gamma_b \cdot b \cdot h_p \cdot L_p$ (KN) (Avec $\gamma_b = 25 \text{KN/m}^3$)
- **Poids du plancher à corps creux :** $P_{cc} = G_{cc} \cdot S_{afférente}$ (KN)
- **Poids du mur double cloisons :** $P_{DC} = G_{DC} \cdot h_{DC} \cdot L_{DC}$ (KN)

II.6.1.1. Les surfaces afférentes :

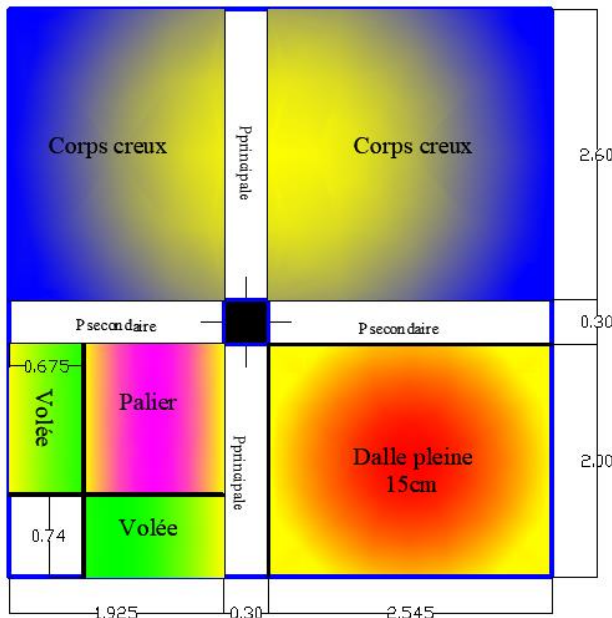


Figure II.6.1 : Surface du poteau (P1) du RDC à la terrasse inaccessible

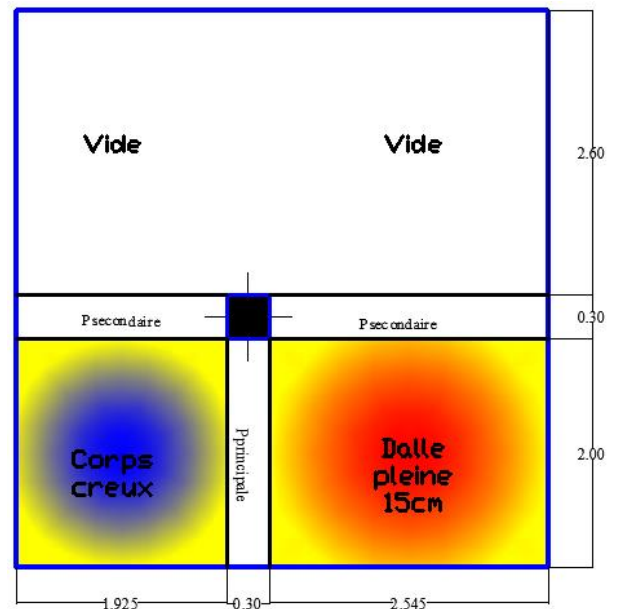


Figure II.6.2 : Surface du poteau (P1) de la salle de machine

$S_{\text{Corps creux}} = 2,6 \times (2,545 + 1,925) = 11,622 \text{ m}^2$ Du RDC à Terrasse inaccessible.
 $S'_{\text{Corps creux}} = 1,925 \times 2 = 3,85 \text{ m}^2$ La salle de machine.

- $S_{\text{Dalle pleine}} = 2,545 \times 2 = 5,09 \text{ m}^2$ Du RDC à la salle de machine.
 $S_{\text{Volée}} = (0,74 \times 1,25) + (0,675 \times 1,26) = 1,77 \text{ m}^2$ Du RDC à la terrasse inaccessible.
 $S_{\text{Palier}} = 1,25 \times 1,26 = 1,57 \text{ m}^2$ Du RDC à la terrasse inaccessible.
 $S_{\text{Principale}} = 0,3 \times (2+2,6) = 1,38 \text{ m}^2$ Du RDC à la terrasse inaccessible.
 $S'_{\text{Principale}} = 0,3 \times 2 = 0,6 \text{ m}^2$ La salle de machine.
 $S_{\text{Secondaire}} = 0,3 \times (1,925+2,545) = 1,34 \text{ m}^2$ Du RDC à la salle de machine.

○ Du RDC à la terrasse inaccessible :

Sous G :

$$S_G = S_{\text{Corps creux}} + S_{\text{Dalle pleine}} + S_{\text{Volée}} + S_{\text{Palier}}$$

$$S_G = 20,05 \text{ m}^2$$

Sous Q :

$$S_Q = S_{\text{Corps creux}} + S_{\text{Dalle pleine}} + S_{\text{Volée}} + S_{\text{Palier}} + S_{\text{Principale}} + S_{\text{Secondaire}}$$

$$S_Q = 22,77 \text{ m}^2$$

○ La salle de machine :

Sous G : $S'_G = S'_{\text{corps creux}} + S_{\text{Dalle pleine}}$

$$S'_G = 8,94 \text{ m}^2$$

Sous Q : $S'_Q = S'_{\text{Corps creux}} + S_{\text{Dalle pleine}} + S'_{\text{Principale}} + S_{\text{Secondaire}}$

$$S'_Q = 10,88 \text{ m}^2$$

II.6.1.2. Charges qui reviennent au poteau P1 :

▪ **Poids des poutres :**

➤ De la salle de machine :

$$P_p = 25 \times 0,4 \times 0,3 \times (2+1,925+2,545) = 19,41 \text{ KN}$$

➤ Du RDC à la terrasse inaccessible :

$$P_p = P_{p.\text{principales}} + P_{p.\text{secondaire}} = 25 \times 0,4 \times 0,3 (2,6+2+2,545+1,925) = 27,21 \text{ KN.}$$

➤ **Poutre brisée :** (Du sous-sol à la terrasse inaccessible)

$$P_{\text{brisée}} = 25 \times (3,83/2) \times 0,3^2 \dots\dots\dots P_{\text{brisée}} = 4,3 \text{ KN}$$

▪ **Poids des planchers à corps creux :**

➤ Salle de machine :

$$G = 6,08 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P^G_{cc} = G.S'_G = 6,08 \times 8,94 \dots\dots\dots P^G_{cc} = 54,35 \text{ KN}$$

$$P^Q_{cc} = Q.S'_Q = 1 \times 10,88 \dots\dots\dots P^Q_{cc} = 10,88 \text{ KN}$$

➤ Terrasse inaccessible :

$$G = 6,68 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P^G_{cc} = G.S_G = 6,68 \times 20,05 \dots\dots\dots P^G_{cc} = 133,93 \text{ KN}$$

$$P^Q_{cc} = Q.S_Q = 1 \times 22,77 \dots\dots\dots P^Q_{cc} = 22,77 \text{ KN}$$

➤ Du 1^{er} au 7^{ème} étage :

$$G = 5,61 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{cc}^G = 5,61 \times 20,05 \text{ ----- } P_{cc}^G = \mathbf{112,48 \text{ KN}}$$

$$P_{cc}^Q = 1,5 \times 22,77 \text{ ----- } P_{cc}^Q = \mathbf{34,155 \text{ KN}}$$

➤ RDC : G=5,61 KN/m²
Q= 5 KN/m²

$$P_{cc}^G = 5,61 \times 20,05 \text{ ----- } P_{cc}^G = \mathbf{112,48 \text{ KN}}$$

$$P_{cc}^Q = 5 \times 22,77 \text{ ----- } P_{cc}^Q = \mathbf{113,85 \text{ KN}}$$

▪ **Poids des murs double cloisons :** ($G_{DC}=2,85\text{KN/m}^2$)
 $P_{DC} = G_{DC} [(h_e - h_p) + (h_e - h_{cc})] \cdot L_{DC}$

h_e : Hauteur d'étage

h_p : Hauteur de la poutre au-dessus du mur double cloisons= 0,4 m

h_{cc} : Epaisseur du plancher à corps creux au-dessus du mur double cloisons= 0,24 m

L_{DC} : Longueur du mur double cloisons reprise par le poteau (Présente sur sa surface afférente)

- Terrasse inaccessible :
 $P_{DC} = 2,85 \times (2,89 - 0,4) \times (1,01 + 0,33 + 2 + 0,45)$
 $P_{DC} = \mathbf{26,89 \text{ KN}}$
- Etage 07:
 $P_{DC} = 2,85 \times (2,89 - 0,4) \times (0,45 + 2 + 1,95 + 0,82)$
 $P_{DC} = \mathbf{37,04 \text{ KN}}$
- Etage 06:
 $P_{DC} = 2,85 \times \{[(2,89 - 0,4) \times (0,45 + 2 + 0,63)] + [(2,89 - 0,24) \times (2,12)]\}$
 $P_{DC} = \mathbf{37,84 \text{ KN}}$
- Etages 5,4,2 et 1 :
 $P_{DC} = 2,85 \times \{[(2,89 - 0,4) \times (1,925 + 2 + 2,6)] + [(2,89 - 0,24) \times (2,12)]\}$
 $P_{DC} = \mathbf{62,21 \text{ KN}}$
- Etage 06 :
 $P_{DC} = 2,85 \times \{[(2,89 - 0,4) \times (0,45 + 2 + 0,63 + 0,75)] + [(2,89 - 0,24) \times (2,12)]\}$
 $P_{DC} = \mathbf{43,17 \text{ KN}}$
- Etage 03 :
 $P_{DC} = 2,85 \times \{[(2,89 - 0,4) \times (1,925 + 2 + 2,6)] + [(2,89 - 0,24) \times (1,55 + 1,11)]\}$
 $P_{DC} = \mathbf{66,37 \text{ KN}}$
- RDC :
 $P_{DC} = 2,85 \times \{[(2,89 - 0,4) \times (1,925 + 2 + 2,6 + 2,545)] + [(2,89 - 0,24) \times (2,12)]\}$
 $P_{DC} = \mathbf{80,36 \text{ KN}}$

▪ **Poids de l'escalier :** (Du RDC à la terrasse inaccessible)

Remarque : Le poids d'escalier sera calculé sous G uniquement car la poutre séparant la dalle pleine de l'escalier ne peut pas être exploitée à partir de ce dernier mais la charge de cette poutre sera prise en compte dans le calcul sous Q de la dalle pleine.

➤ Palier :
 $P_{palier} = G_{palier} \times S_{palier} = 5,81 \times 1,57 \text{ ----- } P_{palier} = \mathbf{9,12 \text{ KN}}$

➤ Volée :
 $P_{volée} = G_{volée} \times S_{volée} = 10,34 \times 1,77 \text{ ----- } P_{volée} = \mathbf{18,3 \text{ KN}}$

- **Poids de l'acrotère :** (Sur les poutres de rives du plancher de la salle de machine)

$$P_{\text{acrotère}} = G_{\text{acrotère}} \times L_{\text{acrotère}} = 2,08 \times (2,545 + 1,925)$$

$$P_{\text{acrotère}} = \mathbf{9,29 \text{ KN}}$$

- **Poids de la dalle pleine :** (Du RDC à la salle de machine)

$$P_{\text{DP}} = G_{\text{DP}} \times S_{\text{DP}} \quad (e = 15 \text{ cm}) \quad \text{-----} \quad \text{Rappel : } G_{\text{DP}} = 5,83 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sous G : } P_{\text{DP}}^{\text{G}} = G_{\text{DP}} \times S_{\text{DP}} = 5,83 \times 5,09$$

$$P_{\text{DP}}^{\text{G}} = \mathbf{29,67 \text{ KN}}$$

$$\text{Sous Q : } P_{\text{DP}}^{\text{Q}} = Q_{\text{DP}} \times (S_{\text{DP}} + S'_{\text{Pprincipale}}) = Q_{\text{DP}} \times (5,09 + 0,6)$$

- RDC :

$$P_{\text{DP}}^{\text{Q}} = 5 \times (5,09 + 0,6) \quad \text{-----} \quad P_{\text{DP}}^{\text{Q}} = \mathbf{28,45 \text{ KN}}$$

- Du 1^{er} au 7^{ème} étage :

$$P_{\text{DP}}^{\text{Q}} = 1,5 \times (5,09 + 0,6) \quad \text{-----} \quad P_{\text{DP}}^{\text{Q}} = \mathbf{8,53 \text{ KN}}$$

- La terrasse inaccessible et la salle de machine :

$$P_{\text{DP}}^{\text{Q}} = 1 \times (5,09 + 0,6) \quad \text{-----} \quad P_{\text{DP}}^{\text{Q}} = \mathbf{5,69 \text{ KN}}$$

$$P_{\text{DP}}^{\text{Q}} = 1 \times (5,09 + 0,6)$$

$$P_{\text{DP}}^{\text{Q}} = \mathbf{5,69 \text{ KN}} \quad \text{-----} \quad (\text{De la terrasse inaccessible à la salle de$$

machine)

Remarque : La poutre secondaire à côté de la dalle pleine est négligée sous le chargement sous Q car elle est déjà prise en compte lors du calcul sous Q des planchers à corps creux.

- **Charge d'exploitation :**

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur le plancher couvrant la salle de machine.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages Sous-sol, RDC, 1, 2 ..., n.

$$- \text{ Pour } n \geq 5 : Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$$

Nous allons adopter pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- ✓ Salle de machine :

$$Q_0 = 10,88 + 5,69 = 16,57 \text{ KN}$$

- ✓ Terrasse inaccessible :

$$Q_0 + Q_1 = 16,57 + (22,77 + 5,69) = 45,03 \text{ KN}$$

- ✓ Etage 07 :

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 16,57 + 0,95 (28,46 + 34,155 + 8,53) = 84,15 \text{ KN}$$

- ✓ Etage 06 :

$$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 16,57 + 0,9 (28,46 + 42,68 + 42,68) = 119 \text{ KN}$$

- ✓ Etage 05 :

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 16,57 + 0,85 [28,46 + 3 (42,68)] = 149,59 \text{ KN}$$

- ✓ Etage 04 :

$$Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 16,57 + 0,8 [28,46 + 4 (42,68)] = 175,91 \text{ KN}$$

- ✓ Etage 03 :

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 16,57 + 0,75 [28,46 + 5 (42,68)] = 197,96 \text{ KN}$$

- ✓ Etage 02 :

II. Pré dimensionnement des éléments

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 16,57 + 0,71[28,46 + 6(42,68)] = 218,59 \text{ KN}$$

✓ Etage 01 :

$$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 16,57 + 0,687[28,46 + 7(42,68)] = 238,42 \text{ KN} \text{ ----- } Q'$$

✓ RDC :

$$Q' + Q_9 = 238,42 + 142,3 = 380,72 \text{ KN}$$

■ Evaluation des charges sur le poteau P1 :

Les résultats de la descente de charge pour le poteau P1 sont dans le **tableau II.3** suivant :

$$\text{Avec : } Nu = 1,35G + 1,5Q$$

Tableau II.6.2 : Descente des charges sur le poteau P1

Niveau	Elément	Charge permanente G(KN)	Surcharge d'exploitation Q(KN)	Nu (KN)
10	Plancher c.c	54,35	16,57	222,1
	Poutres	19,41		
	Poteau	6,5		
	Murs DC	26,89		
	Acrotère	9,29		
	Dalle pleine 15	29,67		
	ΣG/Q	146,11	16,57	
09	Plancher c.c	133,93	28,46	623,98
	Poutres	27,21		
	Poteau	6,5		
	Murs DC	37,04		
	Dalle pleine 15	29,67		
	Escalier	27,42		
	Poutre brisée	4,3		
	ΣG/Q	412,18	45,03	
08	Plancher c.c	112,48	42,68	1012,9
	Poutres	27,21		
	Poteau	6,5		
	Murs DC	37,04		
	Dalle pleine 15	29,67		
	Escalier	27,42		
	Poutre brisée	4,3		
	ΣG/Q	656,8	84,15	
07	Plancher c.c	112,48	42,68	1399,67
	Poutres	27,21		
	Poteau	8,85		
	Murs DC	37,84		
	Dalle pleine 15	29,67		
	Escalier	27,42		
	Poutre brisée	4,3		

II. Pré dimensionnement des éléments

	ΣG/Q	904,57	119	
06	Plancher c.c	112,48	42,68	1814,64
	Poutres	27,21		
	Poteau	11,56		
	Murs DC	62,21		
	Dalle pleine 15	29,67		
	Escalier	27,42		
	Poutre brisée	4,3		
	ΣG/Q	1177,97		
05	Plancher c.c	112,48	42,68	2227,1
	Poutres	27,21		
	Poteau	14,63		
	Murs DC	62,21		
	Dalle pleine 15	29,67		
	Escalier	27,42		
	Poutre brisée	4,3		
	ΣG/Q	1454,26		
04	Plancher c.c	112,48	42,68	2640,98
	Poutres	27,21		
	Poteau	16,25		
	Murs DC	66,37		
	Dalle pleine 15	29,67		
	Escalier	27,42		
	Poutre brisée	4,3		
	ΣG/Q	1736,34		
03	Plancher c.c	112,48	42,68	3051,76
	Poutres	27,21		
	Poteau	18,06		
	Murs DC	62,21		
	Dalle pleine 15	29,67		
	Escalier	27,42		
	Poutre brisée	4,3		
	ΣG/Q	2017,69		
02	Plancher c.c	112,48	42,68	3468,5
	Poutres	27,21		
	Poteau	23,37		
	Murs DC	62,21		
	Dalle pleine 15	29,67		
	Escalier	27,42		
	Poutre brisée	4,3		
	ΣG/Q	2304,35		
01	Plancher c.c	112,48	142,3	3985,59
	Poutres	27,21		
	Poteau	23,84		
	Murs DC	/		
	Dalle pleine 15	29,67		
	Escalier	27,42		
	Poutre brisée	4,3		

	$\Sigma G/Q$	2529,27	380,72
--	--------------	---------	--------

II.6.2.Pré dimensionnement du poteau P2 :

A) Les surfaces afférentes :

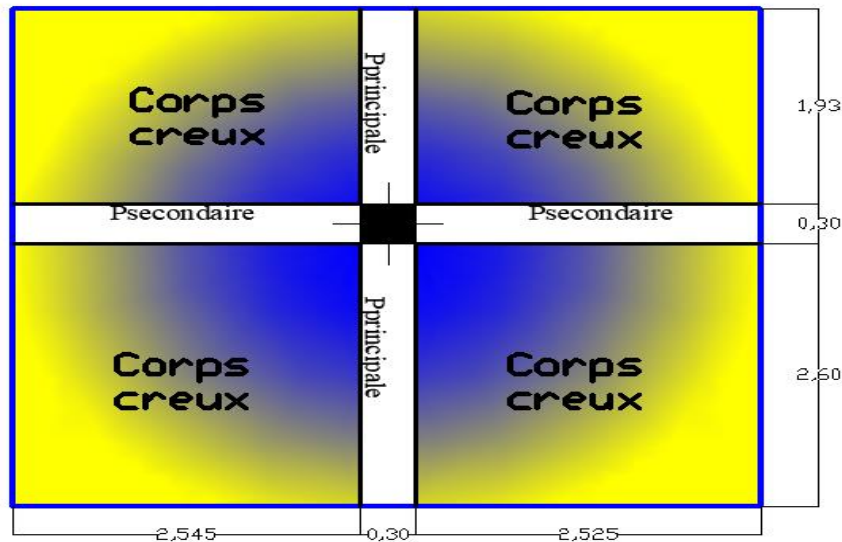


Figure II.6.3: Surface du poteau (P2) du RDC à la terrasse inaccessible

Les calculs se font de la même manière que le poteau précédent (P1), alors les résultats seront résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.6.3 : Descente de charge sur le poteau P2

Niveau	Élément	Charge permanente G(KN)	Surcharge d'exploitation Q(KN)	Nu (KN)
09	Plancher c.c	153,37	26,06	379,96
	Poutres	31,06		
	Poteau	6,5		
	Murs DC	61,57		
	$\Sigma G/Q$	252,5		
08	Plancher c.c	128,8	39,09	733,46
	Poutres	31,06		
	Poteau	6,5		
	Murs DC	52,06		
	$\Sigma G/Q$	470,92		
07	Plancher c.c	128,8	39,09	1084,27
	Poutres	31,06		
	Poteau	8,85		
	Murs DC	52,06		
	$\Sigma G/Q$	691,69		
	Plancher c.c	128,8		
	Poutres	31,06		

II. Pré dimensionnement des éléments

06	Poteau	11,56	39,09	1360,64
	Murs DC	/		
	ΣG/Q	861,66	131,6	
05	Plancher c.c	128,8	39,09	1635,04
	Poutres	31,06		
	Poteau	14,63		
	Murs DC	/		
	ΣG/Q	1034,52		
04	Plancher c.c	128,8	39,09	1976,07
	Poutres	31,06		
	Poteau	14,63		
	Murs DC	52,06		
	ΣG/Q	1261,07		
03	Plancher c.c	128,8	39,09	2315,85
	Poutres	31,06		
	Poteau	16,25		
	Murs DC	52,06		
	ΣG/Q	1491,05		
02	Plancher c.c	128,8	39,09	2650,93
	Poutres	31,06		
	Poteau	23,37		
	Murs DC	44,56		
	ΣG/Q	1718,84		
01	Plancher c.c	128,8	130,3	3094,37
	Poutres	31,06		
	Poteau	23,84		
	Murs DC	/		
	ΣG/Q	1902,54		

Résumé :

Nu(P1)= 3985,59 KN

Nu(P2)= 3094,37 KN

Il est évident que le poteau le plus sollicité est le poteau P1, cependant pour tenir compte de la continuité des portiques le **CBA Art B.8.1.1** nous exige de majorer l'effort normal de compression sollicitant le poteau sous le symbole (**Nu***) comme suit :

- De **10%** pour les poteaux **internes voisins de rive** dans le cas d'un bâtiment comportant **au moins 3 travées**.
- De **15%** pour les poteaux **centraux** dans le cas d'un bâtiment **à 2 travées**.

Pour notre cas, **Nu** sera majoré de **10%** car le portique dépasse trois travées et c'est un poteau voisin de rive.

$Nu^*(P1) = 1,1 \cdot Nu(P1) = 1,1 \times 3985,59$

$N_{u^*} = 4384,15 \text{ KN}$

II.6.3. Vérifications sur le poteau P1 :

II.6.3.1. Critère de la résistance :

La contrainte limite de compression du béton doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible de ce dernier :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,85 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} ; \text{ Avec : } B : \text{ la section transversale du poteau}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.6.5 : Vérification du poteau P1 à la résistance

Niveau	N_{u^*} (MN)	B (m ²)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
01	4,384	0,33	14,2	13,28	Vérifié
02	3,815	0,275		13,87	Vérifié
03	3,356	0,25		13,42	Vérifié
04	2,905	0,225		12,91	Vérifié
05	2,449	0,2025		12,09	Vérifié
06	1,996	0,1		12,47	Vérifié
07	1,539	0,1225		12,56	Vérifié
08	1,114	0,09		12,37	Vérifié
09	0,606	0,09		7,62	Vérifié
10	0,244	0,09		2,71	Vérifié

II.6.3.1. Le flambement :

D'après le **CBA93 Art B.8.2.1**, la vérification suivante doit être satisfaite :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \left(\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + A_s * \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec : $B_r = (b-2) \times (a-2)$; Section réduite du poteau

α : Coefficient réducteur en fonction de l'élanement λ .

A_s : Section d'armatures comprimées.

$\gamma_s = 1,15$; coefficient de sécurité d'acier.

$f_c = 400$ MPa.

On a
$$\alpha = \left(\frac{0,85}{1 + 0,2 * \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \right) \text{ Si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 * \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ Si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Avec : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ $l_f = 0,7 l_0$; longueur de flambement.

l_0 : Hauteur libre d'étage ($h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre principale}}$)

$$I = b * \frac{h^3}{12} ; \text{ Moment d'inertie.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b * h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} ; \text{ Rayon de giration}$$

Exemple de calcul :

- Vérification du poteau de Sous-sol :

$$l_0 = 2,89 - 0,4 = 2,49 \text{ m} \text{ ----- } l_f = 0,7 * 2,49 = 1,743 \text{ m.}$$

$$i = \sqrt{\frac{0,6^2}{12}} = 0,173 \text{ ----- } \lambda = \frac{1,743}{0,173} = 10,075 < 50$$

$$\text{Donc : } \alpha = \left(\frac{0,85}{1 + 0,2 * \left(\frac{10,075}{35} \right)^2} \right) = 0,715 \text{ C [0,1]}$$

Selon le BAEL : $A_s \text{ C [0,8\%Br ; 1,2\%Br]}$

On prend : $A_s = 1\% Br^{cal}$

$$\text{D'après la formule (1) : } Br^{cal} \geq \frac{N_u^*}{\alpha} * \left(\frac{1}{\frac{f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + f_e / 100 \gamma_s} \right) = 0,278 \text{ m}^2$$

Dans notre cas : $Br^{opté} = (55-2) * (60-2) = 0,3074 \text{ m}^2 > 0,278 \text{ m}^2 \text{ Vérifiée}$

II.Pré dimensionnement des éléments

De la même manière on vérifie le poteau le plus sollicité pour chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.6.6 : Vérification du poteau P1 au flambement

Niveau	Nu* (MN)	l_0 (m)	L_f (m)	λ	α	$B_{r_{cal}}$ (m ²)	$B_{r_{opté}}$ (m ²)	Observation
01	4,384	2,49	1,743	10,075	0,71	0,278	0,307	Vérifié
02	3,815	3	2,1	13,29	0,826	0,209	0,254	Vérifié
03	3,356	2,49	1,743	12,104	0,83	0,183	0,23	Vérifié
04	2,905	2,49	1,743	12,104	0,83	0,159	0,206	Vérifié
05	2,449	2,49	1,743	13,41	0,825	0,134	0,184	Vérifié
06	1,996	2,49	1,743	15,15	0,819	0,11	0,144	Vérifié
07	1,539	2,49	1,743	17,25	0,81	0,086	0,108	Vérifié
08	1,114	2,49	1,743	20,12	0,79	0,0635	0,078	Vérifié
09	0,606	2,49	1,743	20,12	0,79	0,0345	0,078	Vérifié
10	0,244	2,49	1,743	20,12	0,79	0,0139	0,078	Vérifié

II.7.Conclusion :

Les conditions par lesquelles on a entamé les calculs pour le redimensionnement sont satisfaites, donc nous pouvons valider et utiliser les dimensions proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux de (20+4) pour tous les étages.
- Dalle pleine de 15 cm d'épaisseur pour toutes les dalles pleines
- Paliers de 18 cm d'épaisseur.
- Volées de 18 cm d'épaisseur.
- Longueurs minimales de voiles à épaisseur de 20 cm :
 - 80 cm pour tous les voiles dans chaque niveau
- Poutres principales de (30x40).
- Poutres secondaires de (30x40).
- Poutres de chainages différentes de (30x35) et de (20x20).

- Les sections des poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.6.7 : Sections des poteaux après dimensionnement

Niveau	Section (cm ²)
Sous-sol	55x60
RDC	50x55
Etage 01	50x50
Etage 02	45x50
Etage 03	45x45
Etage 04	40x40
Etage 05	35x35
Etage 06, 07 et Salle de machine	30x30

III.1. Etude des poutrelles :

Introduction

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

Dans ce chapitre le calcul va concerner les éléments suivant :

- Les planchers (les planchers à corps creux et à dalles pleines)
- La dalle d'ascenseur
- L'acrotère
- Les escaliers

III.1.1 Calcul des poutrelles

• Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela, il existe deux méthodes de calcul, la méthode forfaitaire et la Méthode de Caquot.

A) Méthode forfaitaire

(Annexe E.1 du BAEL 91)

➤ Application de la méthode :

❖ Moments aux appuis :

- - $0.6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- - $0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- - $0.4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec : M_0 : le moment maximal isostatique dans une travée considérée

Remarque :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale

$$-0.15 M_0$$

$$\text{Tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^2)$$

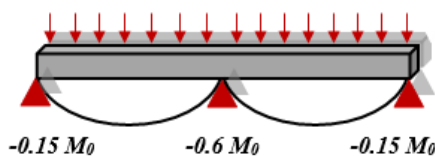


Figure III.1.1 Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées

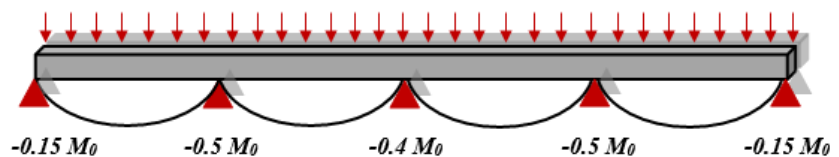


Figure III.1.2 Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

❖ Moments en travée :

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

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

$$M_t \geq (1+0.3 \alpha) M_0 / 2 \Rightarrow \text{dans une travée intermédiaire} \dots\dots\dots B$$

$$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) M_0 / 2 \Rightarrow \text{dans une travée de rive} \dots\dots\dots B$$

M_t : le moment hyperstatique (cherché) max dans la travée considérée.

M_g : Le moment max sur l'appui de gauche (par rapport à la travée calculée).

M_d : le moment sur l'appui droit.

Et $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées

❖ Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$$V_0 = q * \frac{l}{2} \text{ Sur tous les appuis sauf ceux de voisins de rive ou :}$$

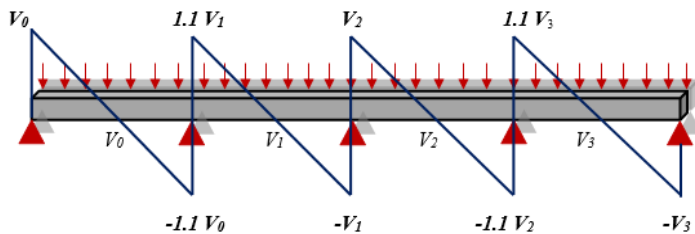


Figure III.1.3 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

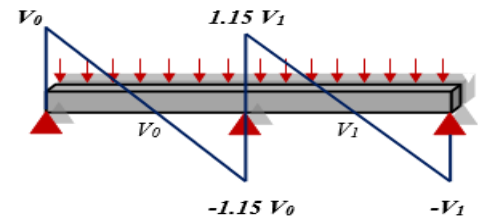


Figure III.1.4 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

B) Méthode de Caquot

Annexe E.2

➤ Application de la méthode

❖ Moment aux appuis

BAEL91 E.2.2, 1

$$M_A = - \frac{(P_g \cdot l'_g{}^3) + (P_d \cdot l'_d{}^3)}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

Tel que :

✓ l'_g et l'_d : longueurs fictives.

✓ P_g et P_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

NB : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée en remplaçant G de plancher par $G' = 2/3 G$ pour le calcul des moments aux appuis.

❖ Moments en travées

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (1-x); \text{ avec : } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

❖ Moments aux appuis

$$M_A = - \frac{(P_g \cdot l_g^3) + (P_d \cdot l_d^3)}{8.5(l_g' + l_d')}$$

❖ Efforts tranchants

L'effort tranchant est déterminé en utilisant la méthode de RDM, avec $V = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$

III.1.2. Les types de poutrelles

Tableau III.1.1 Différents types de poutrelles dans les planchers

Types	plancher	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	RDC	
Type 2	RDC	
Type 3	E1	
Type 4	E1	
Type 5	E1, E6 et T.i	
Type 6	E1 - E7	
Type 7	E2 - E6	
Type 8	E2 - E6	
Type 9	E7	
Type 10	E7	

Type 11		
Type 12	RDC	
Type 13	RDC	
Type 14	E7	
Type 15	E2 – E6	
Type 16	E2 – E7	
Type 17	Local machine	

❖ Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Le choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles est défini dans le tableau suivant :

Tableau III.1.2 choix de la méthode de calcul des différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Observations	Méthode adoptée
Type 12, 13, 14, 15	Vérifiées	$Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$	Méthode forfaitaire
Type 1 jusqu'à type 11	Non vérifiées	$l_i/l_{i+1} \in [0,8, 1,25]$	Méthode de Caquot minoré
Type 16 et 17	/	Poutrelles isostatiques	Méthode RDM

Remarque

Pour l'étude des poutrelles on exposera deux exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire de la poutrelle type 13 (poutrelle étage courant appartenant à un balcon), et le deuxième sur la méthode de Caquot minoré de la poutrelle type 5 (terrasse inaccessible).

III.1.3. Calcul des sollicitations dans la poutrelle type 13 (méthode forfaitaire)

➤ Schéma statique

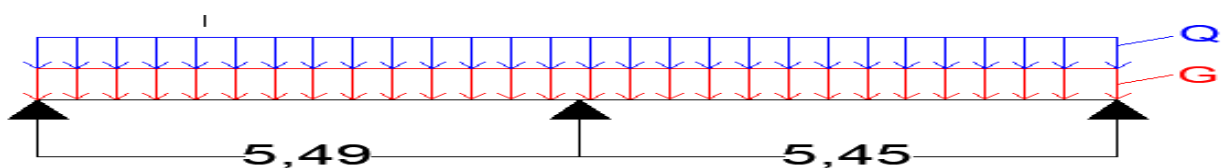


Figure III.1.5 schéma statique de la poutrelle type 13 (méthode forfaitaire)

Les combinaisons d'actions et les charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.1.3 Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions

Désignation	G (KN/ m ²)	Q (KN/ m ²)	L ₀	Charges transmises sur le plancher (KN/ m ²)		Charges transmises sur la poutrelle (KN/ m)
Balcon (Etage courant)	5,61	3,5	0,65	Elu	12,82	8,33
				Els	9,11	5,92

➤ Calcul des moments isostatiques

Tableau III.1.4 les moments isostatiques de la poutrelle type 13

Travée	L(m)	M ₀ (KN. m)	
		ELU	ELS
AB	5,49	31,402	22,31
BC	5,45	30,946	21,98

➤ Moments aux appuis

- Appuis intermédiaire

$$M_B = -0,6 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu} & M_a = -18,84 \text{ KN.m} \\ \text{Els} & M_a = -13,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Appuis de rive

$$M_A = M_C = -0,15 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu} & M_a = -4,71 \text{ KN.m} \\ \text{Els} & M_a = -3,034 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,384 \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,1152 \\ \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} = 0,657 \end{cases} \dots \dots \dots \begin{cases} M_t \geq 1,1152 M_0 - 0,6 \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots 1 \\ M_t \geq 0,657 M_0 \dots \dots \dots 2 \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} 0,8152 M_0 \dots \dots 1 \\ 0,6576 M_0 \dots \dots 2 \end{cases} \dots \dots \dots \text{D'ou } M_t = 0,8152 M_0 \begin{cases} \text{Elu} & M_{aint} = 25,9 \text{ KN.m} \\ \text{Els} & M_{aint} = 18,188 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Évaluation des efforts tranchants

$$\text{Travée AB} \left\{ \begin{array}{l} V_A = V_0 = qu * \frac{L_{AB}}{2} = 22,88 \text{ KN} \\ V_B = -1,15 * qu * \frac{L_{AB}}{2} = -26,29 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée BC} \left\{ \begin{array}{l} V_B = V_0 = +1,15 qu * \frac{L_{BC}}{2} = 26,09 \text{ KN} \\ V_C = -qu * \frac{L_{BC}}{2} = -22,69 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Nous avons fait un calcul pour chaque type de poutrelle, puis nous avons fait des groupes selon les sollicitations les plus défavorables tous comme représenté sur ce tableau :

Tableau III.1.5 Les sollicitations les plus défavorables

Sollicitations les plus défavorables							
Niveaux	Elu				Els		
	M_A^{rive} (KN.m)	M_A^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)	M_A^{rive} (KN.m)	M_A^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
RDC	-5,45	-20,8	28,94	30,66	-3,84	-23,95	20,37
E1 a E 6	-3,6	-14,07	18,149	21,34	-2,61	-10,103	13,24
E7 et T _{inac}	-4,17	-16,06	25,35	23,22	-3,034	-11,58	18,53
Type 13	-4,7	-18,34	25,59	26,31	-3,34	-13,38	18,188
L.machine	-2,72	/	18,17	15,144	-1,98	/	13,248

III.1.4. Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles

A) Ferrailage longitudinale

Le calcul des armatures longitudinales se fait pour une section en T à la flexion simple, un exemple de calcul est donné ci-après, les résultats des autres poutrelles seront résumés dans des tableaux.

➤ Exemple de calcul

On prend une poutrelle de type 13 appartenant un balcon.

Données :

$$\text{Elu} \begin{cases} M_t = 25,59 \text{ KN.m} \\ M_{ainter} = -18,84 \text{ KN.m} \\ M_{arive} = -4,7 \text{ KN.m} \\ VU = 26,31 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Els} \begin{cases} M_t = 18,188 \text{ KN.m} \\ M_{ainter} = -13,38 \text{ KN.m} \\ M_{arive} = -3,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_{effi} = 30 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h = 24 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} f_e = 400 \text{ mpa} \\ f_{c28} = 25 \text{ mpa} \\ d = 22 \text{ cm} \\ d' = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

• Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression

$$M_{tu} = f_{bu} \times b_{effi} \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,3 \times 0,04 \times \left(0,22 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0,034 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} = 0,034 \text{ MN.m} > M_t = 0,025 \text{ MN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire $b \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{25,59 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,3 \times 0,22^2} = 0,124 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

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

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

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

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) \rightarrow \mu_l = 0,391$$

$$\mu_{bu} = 0,124 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,0166$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,205 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{(z * f_{st})} = \frac{0,02559}{(0,205 * 348)} = 3,58 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,3 * 0,22 * \frac{2,1}{400} = 0,796 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,796 \text{ m}^2 < A_s = 3,58 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Ferraillage en appuis**

✓ Appuis intermédiaire

Le moment en appuis est négatif, ce qui veut dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance pour cela on va le considérer une section ($b_0 * h$)

$$\mu_{bu} = \frac{18,34 * 10^{-3}}{14,2 * 0,12 * 0,22^2} = 0,228 > 0,186 \text{ ----- Pivot B}$$

$$\text{On a: } f_e = 400 \text{ mpa} \rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0,391 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 * 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) \rightarrow \mu_l = 0,391 > \mu_{bu} = 0,228 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,328$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,191 \text{ m}$$

$$A_{a\text{inter}} = \frac{M_{app\text{inter}}}{(z * f_{st})} = \frac{0,01834}{(0,191 * 348)} = 2,83 \text{ cm}^2$$

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

$$A_t^{\min} = 0,23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,12 * 0,22 * \frac{2,1}{400} = 0,318 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,318 \text{ cm}^2 < A_s = 2,83 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Appuis de rive

De la même manière on trouve :

$$A_{arrive} = 0,686 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0,23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,12 * 0,22 * \frac{2,1}{400} = 0,318 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix de ferrailage**

En travée $A = 3,58 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}12 + 1\text{HA}14 = 3,8 \text{ cm}^2$

En appuis intermédiaire.... $A = 2,83 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$

En appuis de rive $A = 0,632 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\text{HA}14 = 1,54 \text{ cm}^2$

B) Ferrailage transversal

$$\phi_t \geq (\phi_t^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}) \rightarrow \phi_t \geq \min (12 \text{ mm} ; 6,85 \text{ mm} ; 12 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 8\text{mm}$ donc $A_t = 2\phi_8 = 1,01 \text{ cm}^2$

III.1.5. Les vérifications nécessaires

A) **A l'ELU**

➤ Vérifications de rupture par cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{Umax}}{b_0 * d} = \frac{(26,31 \times 10^{-3})}{(0,12 \times 0,22)} = 0,996 \text{ Mpa} \text{ avec } \bar{\tau}_u = \min (0,2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$$

(FPN) Alors : $\tau_u = 0,996 < 3,33 \text{ Mpa}$ vérifiée

➤ Espacement (St)

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad St \leq 19,8 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \quad \Rightarrow \quad St \leq 84,16 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq 73,58 \text{ cm}$$

D'où, $St = 15 \text{ cm}$

➤ Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u

• En appuis de rive

$$A_l^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \quad \Rightarrow \quad A_l^{\min} \geq \frac{1,15}{400} \times 26,31 \times 10^{-3} = 0,756 \text{ cm}^2$$

On a : $A_l = A_{inf} = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}14 + 1\text{HA}14 = 5,34 \text{ cm}^2 > 0,756 \text{ cm}^2$

• En appuis intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{\text{inter}}}{0,9 d} \right) \quad \Rightarrow \quad A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(26,31 \times 10^{-3} - \frac{18,84 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22} \right)$$

- $A_l = -1,979 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire.

➤ Vérification de la bielle

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec } a = 0,9 \times d = 19,8 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V_u = 26,31 \text{ kN} < 158,59 \text{ kN}$ Condition vérifiée

➤ vérification de la jonction table nervure

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

$$\tau_u = 0,996 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

B) A PELS

➤ Vérifications des contraintes

- En travée

Position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0) = -786 \text{ cm}^3$$

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

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

Calcul de Y et I

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

$$6y^2 + 129y - 1590 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 382,132 \rightarrow y = 7,43 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{30}{3} 8,75^3 - \frac{(30-12)(8,75-4)^3}{3} + 15 \cdot 3,8 \cdot (22 - 8,75)^2 = 16206 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{18,88 \times 10^{-3}}{16206 \times 10^{-8}} \cdot 7,43 \cdot 10^{-2} = 8,65 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

- En appuis intermédiaire

Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

calcul de Y et I

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

$$\frac{12}{2}y^2 + 15(3,08)y - 15(3,08 * 22) = 0 \dots \dots \dots 6y^2 + 46,2y - 1016,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 162,874 \rightarrow y = 9,72 \text{ cm}$$

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

$$= \frac{12}{3} * (9,72)^3 + 15 * 3,08(22 - 9,72)^2$$

$$I = 10640,206 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13,38 * 10^{-3}}{10640,206 * 10^{-8}} * 9,72 * 10^{-2} = 12,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

Alors pas de risque d'éclatement du béton.

➤ Vérification de la flèche

❖ Conditions de la vérification de la flèche

Données :

$$l = 5,49 \text{ m} ; M_{0s} = 22,309 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 18,188 \text{ KN.m} ; M_{ser} = 0,8152M_{0s}$$

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

1) $h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 24 \text{ cm} < 29,839 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3,8 \text{ cm}^2 > 2,376 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

3) $L < 8 \text{ m} \Leftrightarrow L = 5,45 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

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

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l > 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,5 \text{ cm} = \frac{5,49}{1000} + 5 = 10,49 \text{ mm BAEL91 ART6.5}$$

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

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

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

$$M_{ser} = 0,8152M_0 \dots \dots \dots \text{calculé dans la page}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \\ G = 5,61 \text{ KN/m}^2 \\ j = G - G_{revet} = 5,61 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,15) = \frac{4,3 \text{ KN}}{\text{m}^2} \\ p = G + Q = 9,11 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,8152 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,8152 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,8152 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 5,168 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 3,961 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 8,393 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Modules de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Coefficients λ, μ

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2,294 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 0,917 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,8}{12 \times 22} = 0,0143$$

✓ Calcul des σ_{st}

$$\begin{cases} I = 16206 \text{ cm}^4 \\ y = 7,43 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 69,66 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 53,39 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 113,13 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 16206 \text{ cm}^4 \\ y = 7,43 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,528 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,411 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,682 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés

$$\Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où, $I_0 = 26766 \text{ cm}^4$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 15425 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 17730 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 12762 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 21594 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 6,669 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 2,07 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 6,108 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 3,112 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 7,58 \text{ mm} < \bar{f} = 10,49 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

Tableau III.1.6 Calcul de ferrailage des différents niveaux à l'ELU

Niveaux	Position	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
RDC (commerce)	Travée	28,94	4,6	1,46	3HA14= 4,62
	Appuis inter	-20,8	3,82	0,318	2HA16= 4,02
	Appuis rive	-5,45	0,71	0,318	1HA16= 2,01
Etage 1 J'usqu'à Etage 6	Travée	18,149	2,486	0,796	2HA10+1HA12= 2,7
	Appuis inter	-14,07	2,03	0,318	2HA12= 2,26
	Appuis rive	-3,6	0,48	0,318	1HA12= 1,13
Etage 7 et terrasse inaccessible	Travée	23,7	3,299	0,796	3HA12= 3,39
	Appuis inter	-16,06	2,35	0,318	1HA14+1HA12= 2,6
	Appuis rive	-4,17	0,559	0,318	1HA12= 1,13
Type 13 (E1 à E6)	Travée	25,59	3,58	0,796	2HA12+1HA14= 3,8
	Appuis inter	-18,84	2,83	0,318	2HA14=3,08
	Appuis rive	-4,7	0,632	0,318	1HA14=1,54
Salle machine	Travée	18,17	2,99	1,41	2HA12+1HA10
	Appuis inter	/	/	/	/
	Appuis rive	-2,72	0,445	0,260	1HA8

Tableau III.1.7 vérifications des contraintes des différents types de poutrelles à l'ELS.

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	σ̄ (Mpa)	Obs
RDC	Travée	28,94	4,6	6,6	21453	8,96	15	
	appuis _{inter}	20,8	3,82	6,19	19270	6,69	15	
E1 j'usqu'à E6	Travée	13,24	2,7	6,76	12369	7,23	15	Vérifiée
	appuis _{inter}	-10,103	2,26	8,67	8630,5	10,156	15	Vérifiée
E7 et terrasse inaccessible	Travée	18,53	3,39	7,51	14653	9,5	15	Vérifiée
	appuis _{inter}	-11,58	2,67	9,23	96764	11,04	15	Vérifiée
Poutrelle type 13	Travée	18,188	3,8	8,75	16706,28	9,52	15	Vérifiée
	appuis _{inter}	-13,38	3,08	9,72	10640	12,22	15	Vérifiée
Salle machine	Travée	13,248	3,05	7,15	13557	6,99	15	Vérifiée
	appuis _{inter}	/	/	/	/	/		Vérifiée

III. Etude des éléments secondaires

Tableau III.1.8 Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement	Armatures longitudinales		Bielle	Jonction
	$\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	$A_l^{min}(cm^2) \geq$ $\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$	$V_u \leq 0,267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	$\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
RDC	1,16 > 3,33	6,63 > 0,88	8,64 > -4,11	30,66 < 158,59	1,16 < 3,33
Etage 1 à étage 6	0,80 > 3,33	3,83 > 0,61	4,96 > -1,42	21,34 > 158,59	0,80 > 3,33
Etage 7 et terrasse inac	0,87 > 3,33	4,52 > 0,66	6,06 > -1,66	23,22 > 158,59	0,96 > 3,33
Type 13	0,99 > 3,33	5,34 > 0,75	6,88 > -1,976	26,31 > 158,59	0,99 > 3,33
Terrasse salle machine	0,57 > 3,33	3,58 > 0,43	/	15,14 > 158,59	0,57 > 3,33
Obs	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.1.9 vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	RDC	Etage 1 à étage 6	Etage 7	Salle de machine
L (m)	5,65	5,65	5,45	4,8
$q_{j ser}$ (KN/m)	1,87	1,02	2,21	3,25
$q_{g ser}$ (KN/m)	3,08	2,028	4,342	3,95
$q_{p ser}$ (KN/m)	5,83	2,328	4,992	4,6
$M_{j ser}$ (KN.m)	5,14	3,45	6,11	9,36
$M_{g ser}$ (KN.m)	8,48	6,87	12,09	11,37
$M_{p ser}$ (KN.m)	16,05	7,88	13,9	13,25
I (cm⁴)	26639	14370	22413	15927
I₀ (cm⁴)	39090	33915	42660	34818
λ_i	1,73	4,02	2,349	3,55
λ_v	0,692	1,6	0,93	1,42
σ_{st}^j (MPa)	43	62,58	66,45	150,69
σ_{st}^g (MPa)	71,54	124,429	130,55	183,15
σ_{st}^p (MPa)	135,42	142,83	150,104	213,38
μ_j	0,39	0,211	0,45	0,59
μ_g	0,57	0,488	0,67	0,65
μ_p	0,74	0,537	0,708	0,69

$I_{fji} (cm^4)$	25548	20167	22663	12292
$I_{fgi} (cm^4)$	21555	12581	18180	11533
$I_{fpi} (cm^4)$	18760	11805	17611	11052
$I_{fgv} (cm^4)$	30759	20886	28774	19862
$f_{ji} (mm)$	1,95	1,68	2,485	5,4
$f_{gi} (mm)$	3,81	5,37	6,086	7,001
$f_{pi} (mm)$	8,29	6,57	7,22	8,51
$f_{gv} (mm)$	8,02	9,7	11,54	12,19
$\Delta f (mm)$	10,54	9,22	10,19	8,3
$f_{adm} (mm)$	10,65	10,65	10,45	9,6
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Remarques

Cette vérification est faite après l'augmentation de ferrailage en travée au niveau de RDC de 3HA14 au 3HA16, aussi de l'étage 7 de 3HA12 au 3HA14 ainsi que de la salle de machine de 2HA12+1HA10 à 3HA14 après la non vérification de la flèche en fonction des sections calculées précédemment .

III.1.6. Schémas de ferrailage :

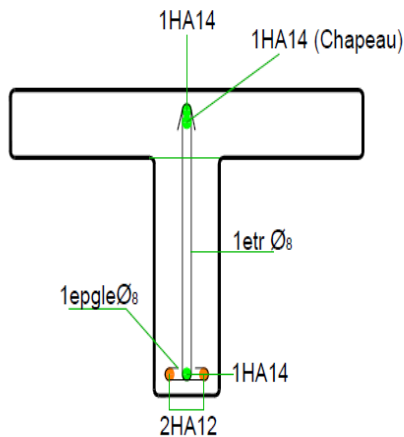


Figure III.1.6. Schéma de ferrailage du type 13 appuis intermédiaire

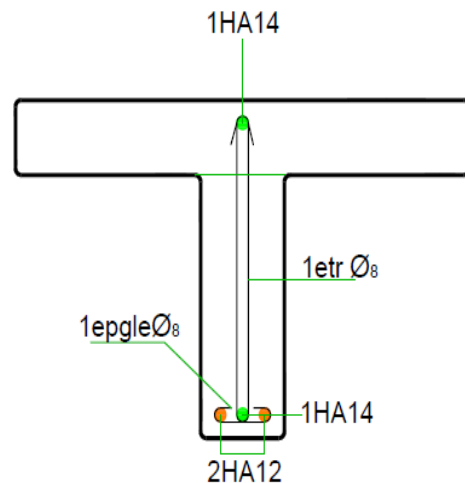


Figure III.1.7. Schéma de ferrailage type 13 en travée et appui de rive

III.2. Calcul des dalles pleines :

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, son calcul diffère selon le nombre d'appuis sur lesquels se repose cette dernière.

Remarque : Concernant la dalle pleine qui entoure la cage d'ascenseur (**DP4**) nous n'avons pas pris en compte les voiles d'ascenseur comme appuis pour la dalle, ce qui est un calcul plus défavorable.

Tableau III.2.1 : Données sur les dalles pleines existantes

Types	Nbr d'appuis	Lx (m)	Ly (m)	ρ	ELU		ELS	
					μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
DP1	2 perpendiculaires	0,5	3,32	0,15	/	/	/	/
DP2	2 perpendiculaires	0,31	1,9	0,16	/	/	/	/
DP3	2 perpendiculaires	1,2	2,00	0,6	0,0822	0,2948	0,087	0,4672
DP4	4 perpendiculaires	4,09	5,09	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111

III.2.2. Calcul des sollicitations :

Pour le détail du calcul nous allons le faire pour le type DP4, qui se repose sur 4 appuis perpendiculaires et qui s'étend du RDC à l'étage terrasse inaccessible, mais nous avons pris celle du RDC car la charge appliquée dessus est plus défavorable par rapport aux autres étages, cependant cette dalle sera calculée comme une **dalle avec trémie** de dimensions (2,01 x 2,34) m².

$$G = 5,83 \text{ KN/m}^2$$

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

$$M_t = 0,85M_0 \rightarrow \text{En travée (Travée de rive)}$$

$$M_a = -0,4M_0 \rightarrow \text{Aux appuis (Panneau isolé)}$$

Tableau III.2.2 : Chargements et sollicitations appliqués sur la dalle DP4

/	/	ELU		ELS	
		X	Y	X	Y
/	Sens				
/	q (KN/m)	15,37		10,83	
/	M₀ (KN.m)	14,42	8,59	11,37	8,08
M_{corrigés}	M_t (KN.m)	12,25	7,3	9,66	6,86
	M_a (KN.m)	-5,77	-3,43	-4,55	-3,23
	V (KN)	22,18	11,51	/	/

- Vérification de la fermeture des moments : Art 8.2.32 BAEL91

$$ELU: M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \geq 1,25M_0 \begin{cases} \text{Sens X: } 18,02 \approx 18,025 \text{ (KN.m)} \rightarrow \text{Vérifié} \\ \text{Sens Y: } 10,73 \approx 10,7375 \text{ (KN.m)} \rightarrow \text{Vérifié} \end{cases}$$

$$ELS: M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \geq 1,25M_0 \begin{cases} \text{Sens X: } 14,21 \approx 14,2125 \text{ (KN.m)} \rightarrow \text{Vérifié} \\ \text{Sens Y: } 10,09 \approx 10,1 \text{ (KN.m)} \rightarrow \text{Vérifié} \end{cases}$$

- Le calcul des sollicitations du reste des dalles :

Remarque : Pour la suite des calculs nous avons choisi les dalles sous les charges les plus défavorables [Etage courant (DP1, 2,3)].

Pour les autres dalles les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

- Dalles DP1, DP2 : (2 appuis perpendiculaires)

Tableau III.2.3 : Chargements et sollicitations pour DP1 et DP2

	Charge (KN/m ²)		ELU		ELS		M _{max} (KN.m)		V _{max} (KN)
	G	Q	q _u (KN/m)	q _s (KN/m)	ELU	ELS	ELU	ELU	
DP1	5,83	1,5	10,12	7,33	-1,26	-0,91	5,06		
DP2	5,83	1,5	10,12	7,33	-0,89	-0,64	4,25		

- Dalles DP3 : (2 appuis perpendiculaires)

Sens X :

Tableau III.2.4 : Chargements et sollicitations pour DP3 sens X

	(KN/m ²)		(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _{cor} (KN.m)			V(KN)	
	G	Q	q _u	q _s	ELU	ELS	M _{tu}	M _{au}	M _{ts}	M _{as}	ELU
DP3	5,83	1,5	10,12	7,33	1,19	0,91	1,01	0,48	0,78	0,36	5,37

Sens Y :

Tableau III.2.5 : Chargements et sollicitations pour DP3 sens Y

	(KN/m ²)		(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _{cor} (KN.m)			V(KN)	
	G	Q	q _u	q _s	ELU	ELS	M _{tu}	M _{au}	M _{ts}	M _{as}	ELU
DP3	5,83	1,5	10,12	7,33	0,35	0,43	0,3	0,14	0,36	0,17	1,16

III.2.3. Calcul des sections d'armatures :

Le ferrailage des dalles pleines se fait sous la flexion simple pour une bande (largeur) de 1 m_l (b=1 m).

Fissuration peu nuisible ----- $c \geq 1$ cm (Soit $c=2$ cm)

$d = e - c = 0,15 - 0,02$ ----- $d = 0,13$ m

- Résumé des sollicitations calculées :

Tableau III.2.6 : Récapitulation des Sollicitations (DP4) pour calcul du ferrailage

	Moments sollicitant (KN.m)			
	ELU		ELS	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
Travée	12,25	7,3	9,66	6,86
Appui	4,32	2,57	3,41	2,42

Les résultats du ferrailage sont illustrés suivant ce tableau :

Tableau III.2.7 : Calcul des sections d'armatures de la dalle pleine (DP4)

Localisation	Sens	μ_{bu}	Pivot	α	$z(m)$	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$S_i(cm)$	Choix
Travée	X	0,051	A	0,065	0,126	2,79	1,32	25	4HA10
	Y	0,0304	A	0,0386	0,128	1,64	1,2	30	4HA8
Appui	X	0,024	A	0,0304	0,128	1,29	1,54	25	4HA8
	Y	0,0143	A	0,018	0,129	0,76	1,2	30	3HA8

Avec : $A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e$ [$\rho_0 = 0,0008$ pour FeE400]

$A_{min}^y = \rho_0 * b * e$

Pour une dalle de : $e = 15cm > 12cm$, $\rho^{DP4} = 0,8 > 0,4$

▪ **Pour la trémie :**

L'art E.4.5 BAEL 91 nous dit que les sections d'armatures interrompues soient remplacées par des sections équivalentes de renfort.

Les détails seront plus clairs dans les schémas de ferrailage qui suivent les dalles pleines.

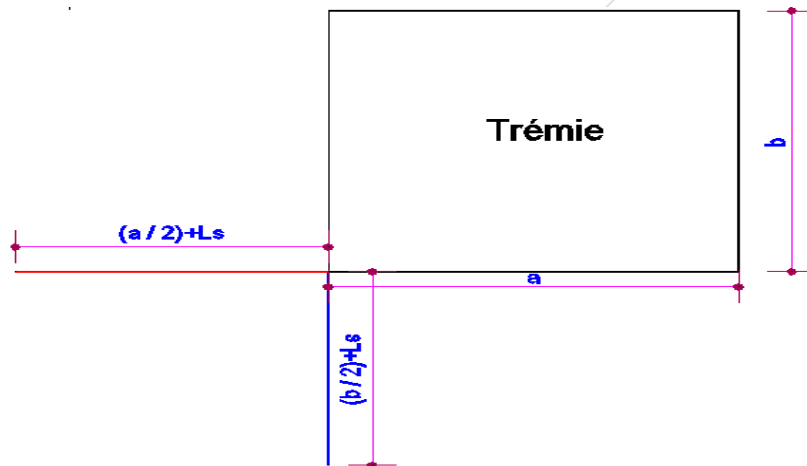


Figure III.2.1 : Recommandation pour l'ancrage des barres dans les trémies

$$L_s = \begin{cases} 40\phi & \text{pour les HA} \\ 50\phi & \text{pour les RL} \end{cases}$$

$$\frac{a}{2} + L_s = \frac{2,15}{2} + (40 * 0,008) = 1,39 \text{ m}$$

$$\frac{b}{2} + L_s = \frac{1,6}{2} + (40 * 0,008) = 1,12 \text{ m}$$

- Calcul des sections d'armatures du reste des dalles :
Les résultats sont résumés suivant ce tableau :

Tableau III.2.8 : Sections d'armatures du reste des dalles pleines

Type	Sens	KN.m		Cm		Cm ² /m _l			Cm		
		M	μ _{bu}	Z	A _{cal}	A _{min}	A _{répatie}	A _{adoptée}	A _{r.adoptée}	S _t	S _{tr}
DP1	X	1,26	0,0052	12,96	0,28	1,2	0,3	4HA8	3HA8	25	30
DP2	X	0,89	0,0037	12,97	0,2	1,2	0,3	4HA8	3HA8	25	30
DP3	X _{travée}	1,01	0,0042	12,97	0,22	1,44	/	4HA8	/	25	/
	Y _{travée}	0,3	0,0012	13,00	0,066	1,2	/	3HA8	/	30	/
	X _{appui}	0,48	0,002	12,98	0,106	1,44	/	4HA8	/	25	/
	Y _{appui}	0,14	0,0006	13,00	0,031	1,2	/	3HA8	/	30	/

III.2.4. Vérifications :

A) Vérification à l'effort tranchant :

Pas d'armatures transversales si ces deux conditions sont vérifiées : Art A.5.2.2 BAEL91

✓ La dalle est coulée sans reprise de bétonnage sur toute son épaisseur.

$$✓ \tau_u = \frac{V_u^x}{b \cdot d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} * f_{c28}$$

- Toutes les dalles sont coulées sans reprise de bétonnage ----- Vérifiée.

$$V_u^x = 22,18 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{22,18}{1 * 0,13} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,07}{\gamma_b} * f_{c28} = \frac{0,07}{1,5} * 25 = 1,16 \text{ MPa}$$

τ_u = 0,17 MPa < 1,16 MPa ----- Vérifiée.

$$V_u^y = 1,51 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{1,51}{1 \times 0,13} = 0,088 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa} \text{ -Vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Les résultats sur le reste des dalles sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2.9 : Vérification du cisaillement pour le reste des dalles pleines

Type	V _{ux} (KN)		τ _{ux} (MPa)	$\frac{0,07}{\gamma_b} * f_{c28}$	Observation
DP1	2,52		0,019	1,16	Armatures transversales non nécessaires
DP2	2,12		0,016		
DP3	X	4,04	0,031		
	Y	4,6	0,035		

B) Vérification de la compression dans le béton et dans l'acier :

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

En suivant les mêmes procédures de calculs faites pour les poutrelles, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2.10 : Vérification de la contrainte dans le béton et dans l'acier du reste des dalles pleines

/	/	KN.m	Cm	Cm ⁴	MPa	/	MPa	/
Type	Sens	M _{ser}	Y	I	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Obs
DP1	X	0,91	2,51	3844,8	0,59	V	/	/
DP2	X	0,64	2,17	2189,07	0,63	V	/	/
DP3	X _{travée}	0,78	2,51	6215,84	0,31	V	19,43	V
	Y _{travée}	0,36	2,21	3350,04	0,23	V	16,84	V
	X _{appui}	0,36	2,51	6215,84	0,14	V	8,77	V
	Y _{appui}	0,17	2,21	3350,04	0,11	V	8,05	V
DP4	X _{travée}	9,66	3,06	5534,12	5,34	V	/	/
	Y _{travée}	6,86	2,51	6215,84	2,77	V	/	/
	X _{appui}	3,41	2,51	6215,84	1,37	V	/	/
	Y _{appui}	2,42	2,21	3350,04	1,59	V	/	/

Remarque : La vérification des contraintes sur l'acier doit être faite pour la dalle DP3 car elle se situe sur le plancher d'une terrasse accessible, alors exposée aux effets extérieurs, cependant : $\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y}\right) \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \rightarrow$ Fissuration nuisible.
Avec : $\bar{\sigma}_{st} = 201,64 \text{ MPa}$

C) Etat limite de déformation :

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

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

$$\rightarrow \frac{A_t}{b * d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\rightarrow l \leq 8m$$

Données relatives au calcul de la flèche dans le sens X :

Les charges : G= 5,83 KN/m

$$J = G - G^{\text{revêtement}} = 5,83 - 1,31 = 4,52 \text{ KN/m}$$

$$P = G + Q = 5,83 + 5 = 10,83 \text{ KN/m}$$

Evaluation de la flèche :

$$f = (f_v^G - f_i^J) + (f_i^P - f_i^G)$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

La vérification des conditions de flèche des dalles pleines est résumée sur le tableau suivant :

Tableau III.2.11 : Vérification des conditions de flèche pour le reste des dalles pleines

Type	Sens	cm	cm	Obs	Cm ²	Cm ²	Obs	m	Obs
		e	$\max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^s}{20M_0^s}\right)l$		A _t	$\frac{2bd}{f_e}$		L ≤ 8m	
DP1	X	15	2,5	V	2,01	6,5	V	0,5	V
DP2	X	15	2,1	V	2,01		V	0,42	V
DP3	X	15	5,14	V	2,01		V	1,2	V
	Y		8,37	V	1,51		V	2	V
DP4	X	15	17,17	N.V	3,14		V	4,09	V
	Y		21,37	N.V	2,01		V	5,09	V

Les conditions de flèche ne sont pas toutes vérifiées pour la dalle pleine (DP4) dans les deux sens, alors ce tableau résume leur vérification :

Tableau III.2.12 : Calcul de la flèche de la dalle pleine DP4

Sens	Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	f _i ^G (mm)	f _i ^J (mm)	f _i ^P (mm)	f _v ^G (mm)	f (mm)	f̄ (mm)
X	3,06	5608,72	29549,8	0,82	0,64	4,17	2,47	5,18	8,18
Y	2,51	3844,81	29037	0,92	0,71	2,72	2,77	3,85	10,09

La flèche est vérifiée pour la dalle pleine DP4 dans les deux sens

III.2.5. Schémas de ferrailage :

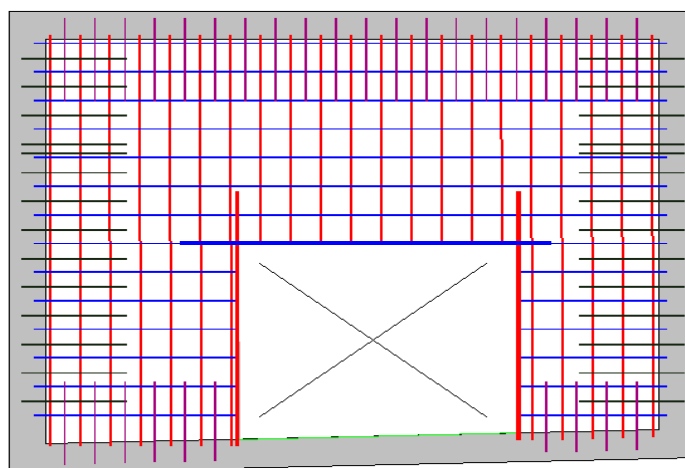
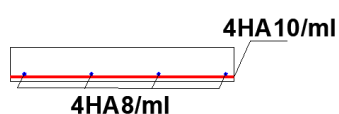


Figure III.2.2 : Schéma de ferrailage totale de la DP4

Sens X :

Travée :



Appui :

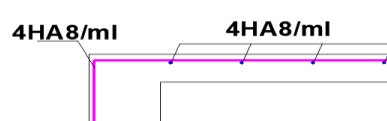


Figure III.2.3 Ferrailage en travée de la DP4 sens X

Figure III.2.4 : Schéma de Ferrailage en appui de la DP4 sens X

Sens Y :

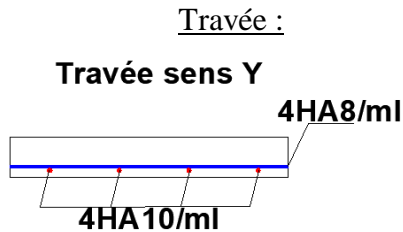


Figure III.2.5 : Ferrailage en travée de la DP4 sens Y

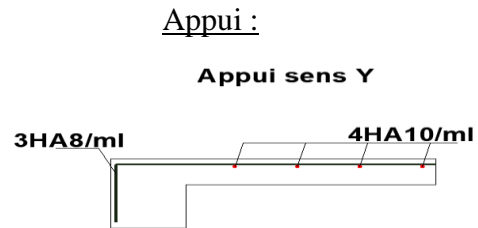


Figure III.2.6 : Ferrailage en appui de la DP4 sens Y

Les ferrailages des autres dalles pleines sont illustrés sous forme d'annexes.

III.3. Calcul de l'escalier :

III.3.1. Introduction :

L'étude d'un escalier a pour but de déterminer les sections de ferrailage à lui mettre pour pouvoir résister aux sollicitations auxquelles il est soumis, dans notre projet on dispose d'un seul type d'escalier, un escalier à trois volées.

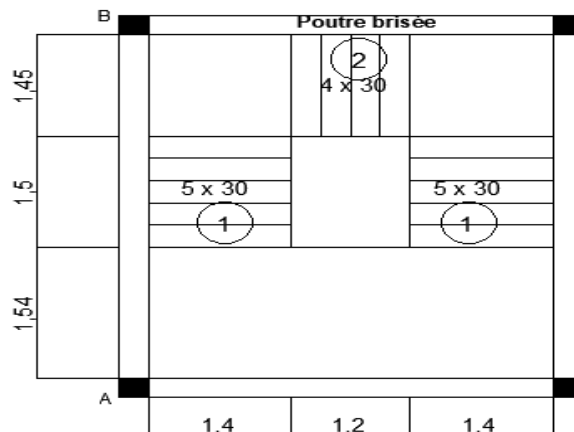


Figure III.3.1 : Vue en plan de l'escalier

III.3.2. Calcul des sollicitations :

- Etude de la partie AB : (1)

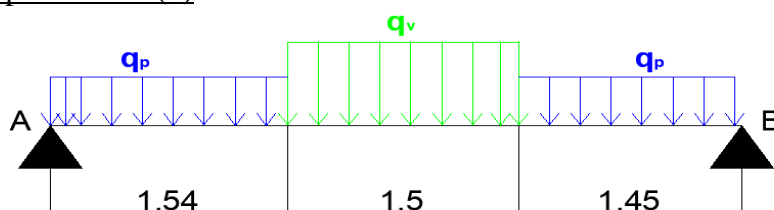


Figure III.3.2 : Schéma statique de l'escalier (partie AB)

Nous rappelons que les charges déjà trouvées sont :

$$\text{Palier} \begin{cases} G_p = 5,81 \text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Volée} \begin{cases} G_v = 10,34 \text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

- Calcul du chargement qui revient à l'escalier :

$$\text{ELU} \begin{cases} q_v = 1,35G_v + 1,5Q_v = 17,709 \text{KN/m} \\ q_p = 1,35G_p + 1,5Q_p = 11,59 \text{KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_v = G_v + Q_v = 12,84 \text{KN/m} \\ q_p = G_p + Q_p = 8,31 \text{KN/m} \end{cases}$$

- Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } R_B = 30,7 \text{ KN} \\ \text{ELS: } R_B = 22,12 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } R_A = 30,53 \text{ KN} \\ \text{ELS: } R_A = 21,986 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calcul des sollicitations :

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

- $0 \leq x \leq 1,54 \text{ m} \rightarrow$

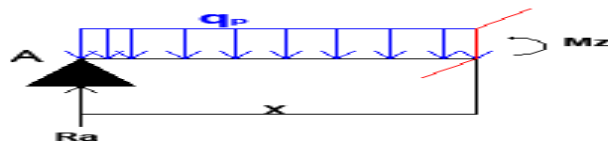


Figure III.3.3 : Section RDM 1 (0 ; 1,54m)

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_z = -5,795x^2 + 30,53x \rightarrow \frac{\partial M_z}{\partial x} = 0 \rightarrow x = 2,63 \text{m} \notin [0; 1,54\text{m}] \\ \text{ELS: } M_z = -4,155x^2 + 21,98x \rightarrow \frac{\partial M_z}{\partial x} = 0 \rightarrow x = 2,64 \text{m} \notin [0; 1,54\text{m}] \end{cases}$$

Ce qui fait que les deux solutions sont refusées, donc le moment maximal ne figure pas dans cette partie.

- $1,54 \leq x \leq 3,04 \text{ m} \rightarrow$

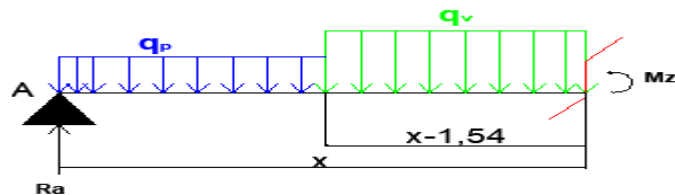


Figure III.3.4 : Section RDM 2 (1,54 ; 3,04m)

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_z = -8,66x^2 + 39,97x - 7,2703 \rightarrow \frac{\partial M_z}{\partial x} = 0 \rightarrow x = 2,3 \text{m} \in]1,54; 3,04\text{m}[\\ \text{ELS: } M_z = -6,42x^2 + 28,943x - 5,375 \rightarrow \frac{\partial M_z}{\partial x} = 0 \rightarrow x = 2,25 \text{m} \in]1,54; 3,04\text{m}[\end{cases}$$

Cela indique que le moment maximal existe dans cet intervalle, donc :

$$\begin{cases} ELU: M_{\max} = M_z(2,3) = 38,84 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{\max} = M_z(2,25) = 27,245 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats sur les sollicitations sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau III.3.1 : Récapitulatif des sollicitations sur l'escalier

Appuis	Réactions (KN)		V (KN)	V _{max} (KN)	M _{0max} (KN.m)	
	ELU	ELS			ELU	ELS
A	30,53	21,986	30,53	30,7	38,84	27,245
B	30,7	22,12	30,7			

Puisque les appuis sont partiellement encastres, le BAEL exige la correction des moments en travée et aux appuis comme suit :

$$ELU \begin{cases} M_t = 0,75M_0^u = 29,13 \text{ KN.m} \\ M_a = -0,5M_0^u = -19,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_t = 0,75M_0^s = 20,43 \text{ KN.m} \\ M_a = -0,5M_0^s = -13,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.3.3. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{\max} en travée et M_a^{\max} en appuis pour une section ($b \times e$) = (100 x 18) cm².

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

- Armatures longitudinales :

Tableau III.3.2 : Résultat du ferrailage longitudinale d'escalier (Partie AB)

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	29,13	0,08	0,104	0,153	5,47	1,93	5HA12=5,65	20
Appui	19,42	0,0534	0,0549	0,156	3,57	1,93	4HA12=4,52	25

- Armatures de répartition :

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

- En travée : $A_r = 1,367 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow \text{Soit } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- En appui : $A_r = 0,892 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow \text{Soit } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.3.4. Vérifications :

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

$$V_{\max} = R_B^u = 30,7 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} = 30,7 * \frac{10^{-3}}{1 * 0,16} = 0,191 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,191 \text{ MPa} < \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Alors nous n'avons pas besoin de mettre des armatures transversales

III.3.4. Calculs à l'ELS :

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

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

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

Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.3.3 : Vérification de la contrainte dans le béton (Partie AB)

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	20,43	4,36	13879,37	6,41	15	Vérifiée
Appui	13,64	4,02	11895,96	4,6	15	Vérifiée

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

$$BAEL\ 91\ révisé\ 99\ Art3.6.5 \left\{ \begin{array}{l} e \geq \text{Max} \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0} \right) l \rightarrow e = 18\text{ cm} < 33,6\text{ cm} \dots \text{Non vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 5,65\text{ cm}^2 < 16,8\text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ l = 4,49\text{ m} < 8\text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

- Calcul des moments sous j, g et p :

En appliquant la méthode RDM (sections) pour chaque chargement on obtient :

Sous **g** : $\begin{cases} q_v^g = 10,34\text{ KN/ml} \\ q_p^g = 5,81\text{ KN/ml} \end{cases} \rightarrow M_{st}^g = 0,75 \times 21 = 15,75\text{ KN.m}$

Sous **j** : $\begin{cases} q_v^j = 7,04\text{ KN/ml} \\ q_p^j = 4,5\text{ KN/ml} \end{cases} \rightarrow M_{st}^j = 0,75 \times 14,85 = 11,137\text{ KN.m}$

Sous **p** : $\begin{cases} q_v^p = 12,84\text{ KN/ml} \\ q_p^p = 8,31\text{ KN/ml} \end{cases} \rightarrow M_{st}^p = 0,75 \times 27,24 = 20,43\text{ KN.m}$

Tableau III.3.4 : Calcul de la flèche de la partie (AB) d'escaliers

Sens	Y (cm)	I (cm ⁴)	f _i ^G (mm)	f _i ^j (mm)	f _i ^p (mm)	f _v ^G (mm)	f (mm)	f̄ (mm)
/	4,36	13879,37	4,19	1,89	6,84	8,07	8,83	8,89

$$\Delta f < \bar{f} = \frac{L}{500} = 8,98\text{ mm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• Etude de la volée 2 :

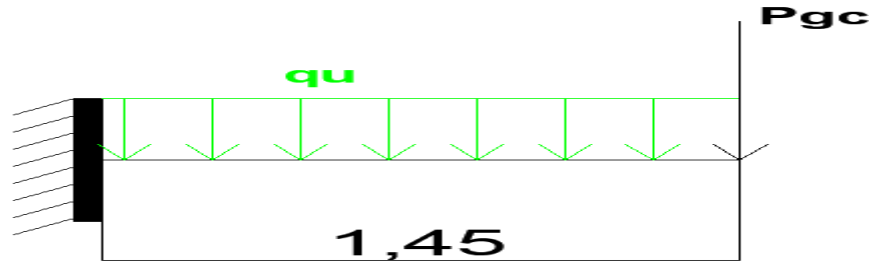


Figure III.3.5 : Schéma statique de la Volée 2

$$q_u = 17,709 \text{ KN/ml} , P_{cloisons} = 1,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow P_{gc} = P_{cloisons} * h_c * 1\text{ml}$$

$$P_{gc} = 1,5 * 1\text{ml} * 1 = 1,5\text{KN}$$

$$\text{ELU : } P_{gc}^u = 1,35 * 1,5 = 2,025 \text{ KN}$$

- Calcul du moment d'encastrement et de l'effort tranchant :

$$M_{enc} = - \left(\frac{p_u l^2}{2} + 1,35 P_{gc} l \right)$$

$$V_u = P_u l + P_{gc}$$

Les sollicitations maximales sont résumées sur ce tableau :

Tableau III.3.5: Sollicitations maximales sur la volée 2

Position		$M_{enc} \text{ (KN.m)}$	$V_{max}^u \text{ (KN)}$
Encastrement	ELU	-21,55	19,209
	ELS	15,67	

- Ferrailage de la volée 2 :
-Armatures longitudinales :

Tableau III.3.6 : Résultat du ferrailage longitudinal de la volée 2

	KN.m			cm	Cm ² /ml	Cm ² /ml	Cm ² /ml	cm
Position	M_u	μ_{bu}	α	z	A_{cal}	A_{min}	$A_{adobté}$	St
Encastrement	21,55	0,059	0,076	0,155	3,99	1,93	4HA12	25

-Armatures de répartition :

Puisqu'il existe une charge concentrée (garde-corps)

$$A_r = \frac{A}{3} = \frac{4,52}{3} = 1,506 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 3\text{HA}8=1,51 \text{ cm}^2$$

Et $st = 30\text{cm} < \min(3e = 54\text{cm}; 33\text{cm})$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{19,209 * 10^{-3}}{1 * 0,16} = 0,12 \text{ MPa} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérfié}$$

Donc pas besoin d'armatures transversales

- Vérification à l'ELS :

-La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

Les calculs sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.3.7 : Vérification des contraintes sur le béton de la volée 2

/	KN.m	cm	Cm ⁴	MPa	MPa	/
Position	M_{ser}	y	I	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Encastrement	15,67	4,02	11895,96	5,29	15	Vérifiée

-Etat limite de déformation :

$$M_t^s = M_0^s = 15,67 \text{ KN.m}$$

$$e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t^s}{10M_0^s}\right) * l \rightarrow e = 18\text{cm} > 14,5 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow A_t = 4,52 \text{ cm}^2 < 16,8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$l = 1,45\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Ce qui fait que le calcul de la flèche n'est pas requis

• **Schémas de ferrailage :**

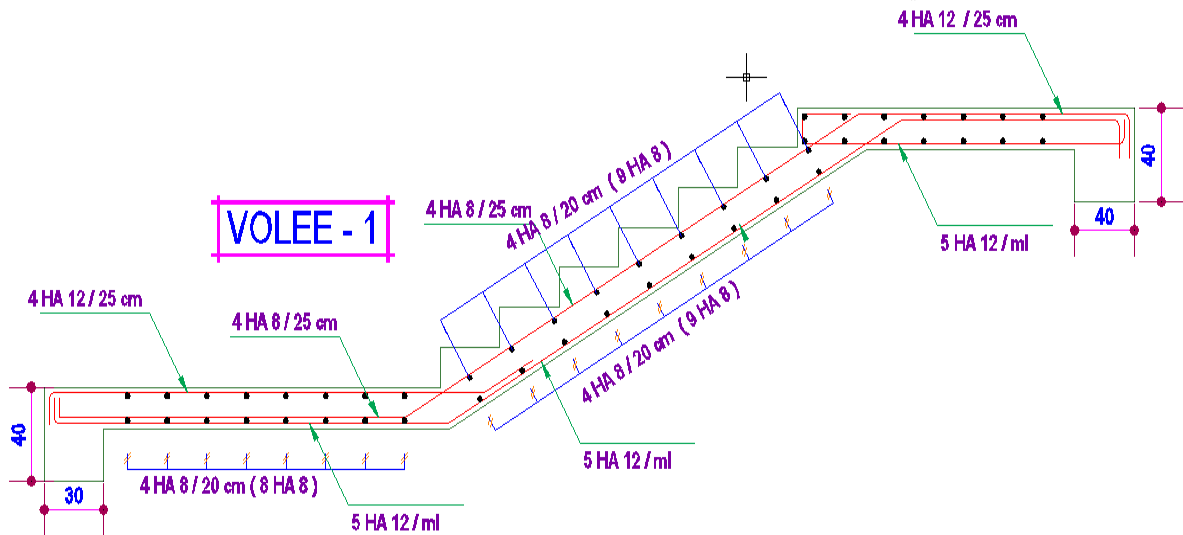


Figure III.3.6 : Schéma de ferrailage de la Volée 1 (partie AB)

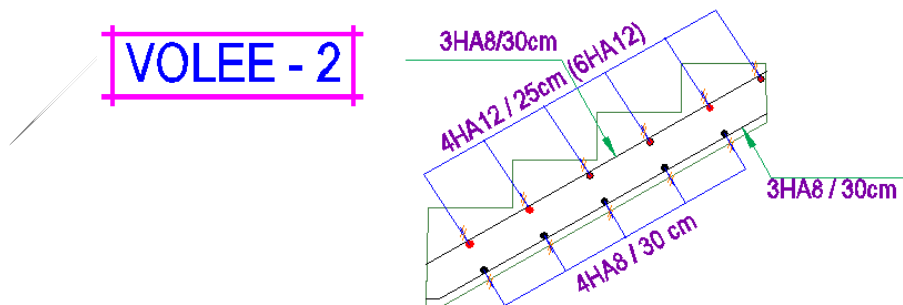


Figure III.3.7 : Schéma de ferrailage de la Volée 2

• Etude de la poutre brisée :

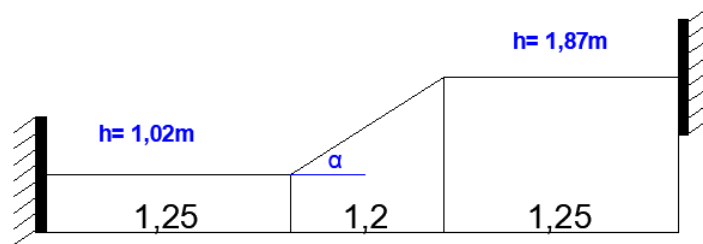


Figure III.3.8 : Schéma statique de la poutre brisée

$$tg(\alpha) = \frac{1,87 - 1,02}{1,2} = 0,708 \rightarrow \alpha = 35,31^\circ$$

$$\text{Donc : } l = 1,25 * 2 + \frac{1,2}{\cos 35,31} = 4,52 \text{ m}$$

▪ Dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 30,13 \leq h \leq 45,2 \text{ cm}$$

-Exigences du RPA99V2003 :

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

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Donc on prend } b = 40 \text{ cm, } h = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} < 4$$

Nous avons résumés via le tableau qui suit les calculs destinés au calcul du ferrailage :

-Poids du mur qu'elle supporte au-dessus : $g_1 = 2,85 * h_{mur}$

-Moment de torsion : $M_{tor} = M_B * \frac{1}{2}$: Provoqué par la flexion de la paillasse.

$$q = \begin{cases} ELU: q_u = 1,35(g_0 + g_1) + R_B^u = 43,255 \text{ KN} \\ ELS: q_s = g_0 + g_1 + R_B^s = 31,42 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III.3.8 : Dimensions, chargements et sollicitations sur la poutre brisée

			Poids propre	Poids du mur	Réactions	
$b \text{ (cm)}$	$h \text{ (cm)}$	$L \text{ (m)}$	$G_0 \text{ (KN/ml)}$	$G_1 \text{ (KN/ml)}$	$R_B^{ELU} \text{ (KN)}$	$R_B^{ELS} \text{ (KN)}$
40	40	4,52	4	5,3	30,7	22,12
Calcul à la flexion simple						
$q_u \text{ (KN)}$	$q_s \text{ (KN)}$	$M_t \text{ (KN.m)}$	$M_a \text{ (KN.m)}$	$V_u \text{ (KN)}$	/	/
43,25	31,42	36,82	73,64	97,75	/	/

▪ **Ferraillage :**

A) Armatures longitudinales :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.3.9 : Résultats de calculs du ferraillage de la poutre brisée

Position	KN.m	Pivot	μ_{bu}	α	M	Cm ²	Cm ²	
	M				z	A _{cal} ^{FS}	A _{min}	A _{cal} ^{FS} > A ^{min}
Travée	36,82	A	0,044	0,057	0,371	2,85	1,835	Vérifié
Appui	73,64	A	0,089	0,118	0,362	5,84	1,835	Vérifié

Contrainte de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{v_{\max}}{b * d} = 97,75 * \frac{10^{-3}}{0,4 * 0,38} = 0,643 \text{ MPa}$$

B) Armatures transversales :

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

$$A_t \geq \frac{0,4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} \rightarrow A_t \geq 0,0216 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{FS} = 0,57 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul à la torsion :**

-Calcul des sollicitations :

Le moment de torsion :

$$M_{tor} = -M_B * \frac{l}{2} = -\frac{19,42 * 4,52}{2} \rightarrow M_{tor} = -43,88 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B le moment en appui B calculé dans le tableau

$$\phi = \min(40, 40 \text{ cm}) \rightarrow \phi = 40 \text{ cm} \text{ donc } e = \frac{40}{6} = 6,666 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 1111,1555 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 160 \text{ cm}$; Périmètre de la section de la poutre brisée

A) Armatures longitudinales :

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} * U * \gamma_s}{2\Omega * f_{st}} = \frac{43,88 * 10^{-3} * 1,6 * 1,15}{2 * 1111,1555 * 10^{-4} * 348} \rightarrow A_l^{tor} = 10,43 \text{ cm}^2$$

B) Armatures transversales :

$$\text{On fixe } s_t = 15 \text{ cm} \rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tor} * s_t * \gamma_s}{2\Omega * f_{st}} = 0,978 \text{ cm}^2$$

-La contrainte de cisaillement :

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = 43,88 * \frac{10^{-3}}{2 * 0,1111 * 0,0666} = 2,96 \text{ MPa}$$

▪ La résultante de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_{totale} = \sqrt{\tau^{FS2} + \tau^{(tor)2}} \leq \bar{\tau} = \min\left(\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}\right); 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{totale} = 3,02 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement

- Ferraillage globale :

A) Armatures longitudinales :

-En travée : $A_L^{totale} = A_L^{FS} + \frac{A_L^{tor}}{2} = 2,85 + 5,215 = 8,06 \text{ cm}^2$

Soit : 3HA16+2HA14= 9,11 cm²

-En appui : $A_a^{totale} = A_a^{FS} + \frac{A_L^{tor}}{2} = 5,84 + 5,215 = 11,05 \text{ cm}^2$

Soit : 6HA16= 12,06 cm²

B) Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^{tor} = 0,57 + 0,978 = 1,548 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier $\emptyset_8 \rightarrow 4\emptyset_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ chaque $St = 15 \text{ cm}$

- Vérifications à l'ELS :

-La contrainte dans le béton :

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant :

Tableau III.3.10 : Vérification de la contrainte dans le béton de la poutre brisée

/	KN.m	m	m ⁴	MPa	MPa	/
Position	M_{ser}	y	I	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	26,74	0,203	0,00259	2,1	15	Vérifiée
Appui	53,49	0,229	0,00320	3,83	15	Vérifiée

- Etat limite de déformation :

$$\left\{ \begin{aligned} M_0^s &= \frac{q_s l^2}{8} = 31,42 * \frac{4,52^2}{8} = 80,4 \text{ KN.m} \\ M_t^s &= \frac{q_s l^2}{24} = 31,42 * \frac{4,52^2}{24} = 26,74 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_0^s &= \frac{q_s l^2}{8} = 31,42 * \frac{4,52^2}{8} = 80,4 \text{ KN.m} \\ M_t^s &= \frac{q_s l^2}{24} = 31,42 * \frac{4,52^2}{24} = 26,74 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

- $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) l \rightarrow h = 40 \text{ cm} > 28,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

- $A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 9,11 \text{ cm}^2 < 15,96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

- $L = 3,5 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

La vérification de la flèche n'est pas utile

• Schémas de ferrailage

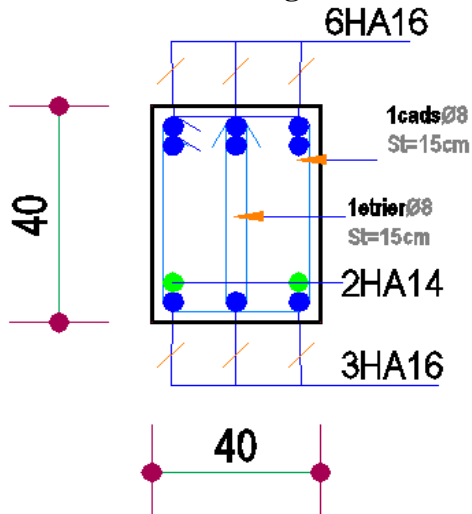


Figure III.3.9 : Schéma de ferrailage De la poutre brisée en appui

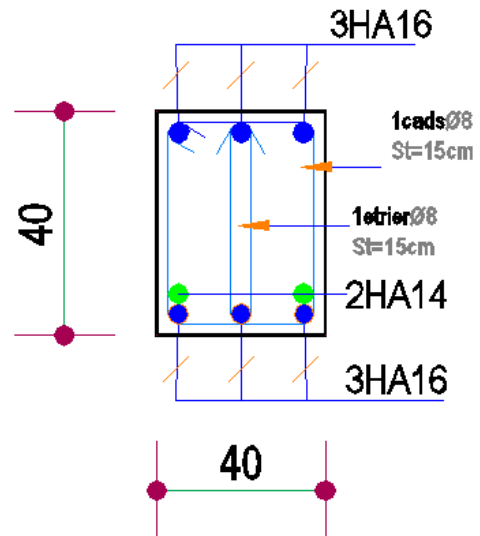


Figure III.3.10 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée en travée

III.4. Calcul de l'acrotère :

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

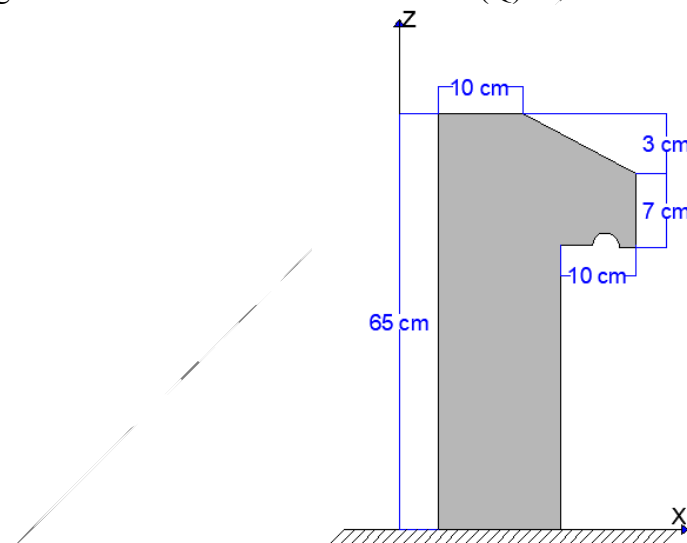


Figure III.4.1: Coupe transversale d'un acrotère

Hypothèses de calculs :

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

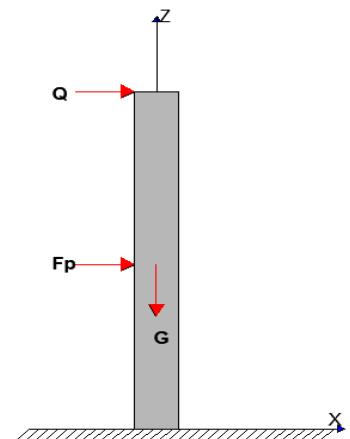


Figure III.4.2 : Schéma statique de l'acrotère

III.4.1. Evaluation des charges et surcharges :

- La charge permanente :
 - Le poids propre (G_0) : $G_0 = 25 * S_{acr} = 25 * 0,0735 = 1,83 \text{ KN/ml}$
 - Poids du revêtement : $G_{rev} = 0,27 \text{ KN/ml}$
 - D'où la charge totale est de : $G = W_p = 2,1 \text{ KN/ml}$
- La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- La force sismique (F_p) :
La force sismique est donnée par la formule citée en Art 6.2.3 RPA99V2003 :

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

Avec :

$$\begin{cases} A = 0,15 (Z_{IIa}) : \text{Coefficient d'accélération de la zone} \\ C_p = 0,8 : \text{Facteur de force horizontale} \dots\dots\dots \\ W_p = 2,1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} : \text{Poids propre de l'acrotère} \dots\dots\dots \end{cases}$$

Ce qui donne $F_p = 1,008 \text{ KN}$

III.4.2. Calcul des sollicitations :

- Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \rightarrow X_G = 6,056 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \rightarrow Y_G = 35,62 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2,1 \text{ KN} \\ N_Q = 0 \\ N_{FP} = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} M_G = 0 \\ M_Q = Q * h = 0,65 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_p * Y_G = 0,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.4.1: Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère

Comb	ELU	ELU accidentel	ELS
Sollicitation	1,35G+1,5Q	G+Q+E	G+Q
N (KN)	2,835	2,1	2,1
M (KN.m)	0,975	1,01	0,65
V (KN)	1,5	2,008	/

III.4.3. Ferrailage:

On présente le ferrailage obtenu à l'ELU (Situation courante) car cela donne une section d'acier plus défavorable que celle accidentelle.

- Calcul de l'excentricité :

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{uacc}}{N_{uacc}} = \frac{1,01}{2,1} \rightarrow e_0 = 48,09 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 10,83 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_0 > \frac{h}{6}$$

Le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur du noyau central → Section partiellement comprimée avec N (compression). Donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple sous le moment $M_u = N_u * e$.

La section est soumise à un effort normale de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (Flambement). **Art 4.4 BAEL91**

Donc le risque de flambement conduit à remplacer e_0 par e tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

Tableau III.4.2 Paramètres de calcul du ferrailage de l'acrotère

$e_0(cm)$	$\frac{h}{6}(cm)$	$e_a(cm)$	α	$l_f(m)$	$h_0(cm)$	$e(cm)$
48,09	10,83	2	0	1,3	10	51,1

- Calcul du ferrailage :

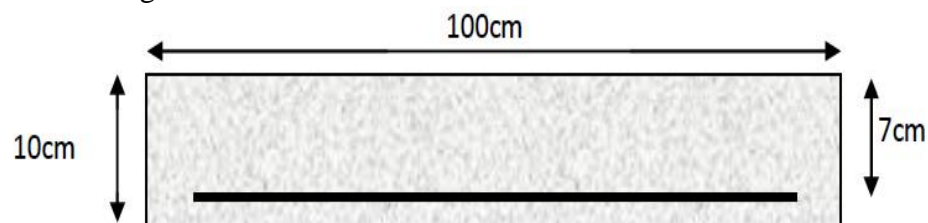


Figure III.4.3 : Section transversale à ferrailer de l'acrotère

Tableau III.4.3 Sollicitations et ferrailage de l'acrotère

N_u (KN)	M_u (KN.m)	M_{ua} (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{FS} (cm ²)	A_{FC} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_r (cm ²)	Choix
2,835	1,45	1,506	0,0217	0,0274	0,069	0,62	0,75	0,84	0,21	4HA8

III.4.4. Vérifications:

- A l'ELU :

- Cisaillement :

-ELU :

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \rightarrow \tau_u = 0,021 \text{ MPa} ; \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

-ELU accidentel :

$$V_u = Q + F_p = 2,508 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,036 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- A l'ELS :
 - Vérification de la contrainte dans le béton et dans l'acier (FN):

Tableau III.4.4 Paramètres de vérification des contraintes dans l'acrotère

e_G (m)	$\frac{h}{2}$ (m)	Type	C (m)	$P(10^{-3})$ (m ²)	$q(10^{-4})$ (m ³)	Δ (10 ⁻⁷)	y_c (m)	y (m)	μ_t (10 ⁻⁵)
0,31	0,325	SPC	-0,015	2,205	-1,23	4,5	0,035	0,02	4,92

Tableau III.4.5 Vérification des contraintes dans l'acrotère

σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS	σ_{sc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{sc}$ (MPa)	OBS
0,85	15	Vérifiée	32,01	201,64	Vérifiée

Donc il n'y a pas de risque d'éclatement du béton et de fissuration des aciers de l'acrotère

III.4.5. Schéma de ferrailage :

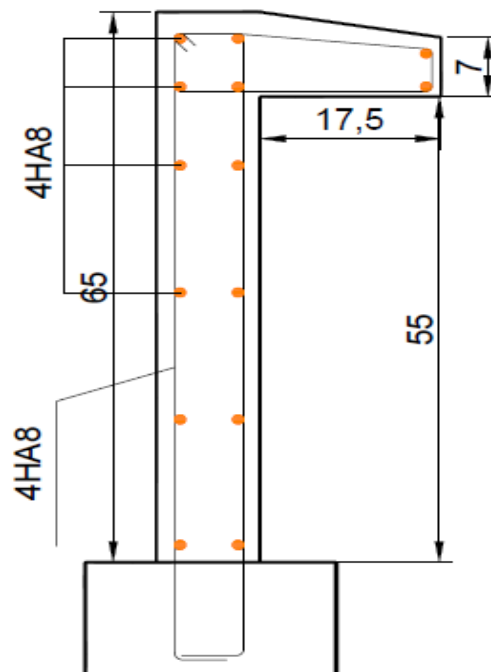


Figure III.4.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes :

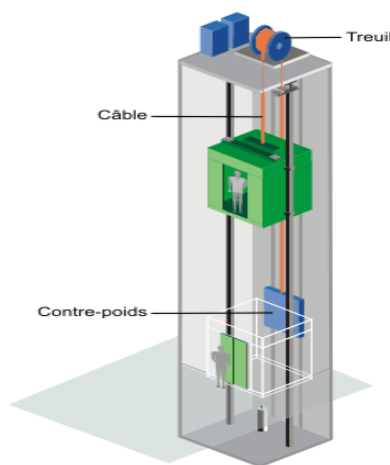


Figure III.5.1 : Vue générale d'un ascenseur

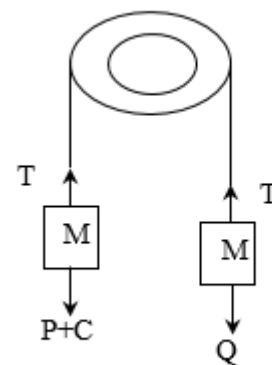


Figure III.5.2 : Forces qui agissent sur la dalle pleine d'ascenseur

III.5.1. Les caractéristiques

- $V = 0,63 \text{ m/s}$: Vitesse de levage.
- $P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 43 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c = 50 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- $B_s \times T_s = 1,6 \times 2,15 \text{ m}^2$ dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

Selon les charges on définit un seul type de dalle:

- Dalle de salle machine (locale).

$$P = P_m + D_m + 50 = 15 + 5 + 43 = 63 \text{ KN}$$

Dalle de salle machine (locale).

- h_0 : épaisseur de la dalle

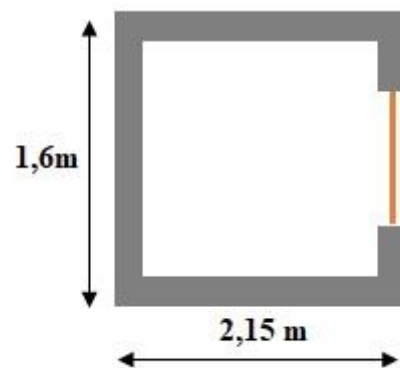


Figure III.5.3 : Dimensions de la cage d'ascenseur

- h_1 : épaisseur de revêtement
- a_0 et a sont \parallel à l_x
- b_0 et b sont \parallel à l_y

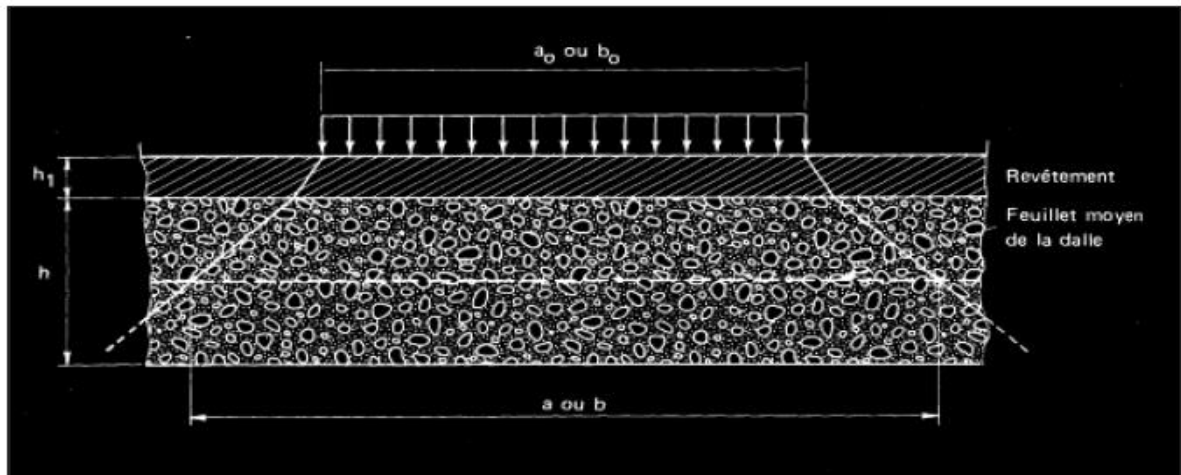


Figure III.5.4 : Vue transversale sur l'influence de la charge de la poulie sur la dalle pleine de l'ascenseur

$$a = a_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi h_1 \right)$$

$$b = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

Avec $\xi = 0,75$ le revêtement est moins résistant

$$a_0 = b_0 = 80 \text{ cm}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$h_1 = 5 \text{ cm}$$

$$a = 102,5 \text{ cm} ; b = 102,5 \text{ cm}$$

III.5.2. Calcul des sollicitations :

- Calcul des moments
 - M_1^x et M_1^y Du système de levage :

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v * M_2) P_u \\ M_1^y = (M_2 + v * M_1) P_u \end{cases}$$

En utilisant les tables de Pigeaud, on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de $\frac{a}{L_x}, \frac{b}{L_y}$ et ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,74 ; a/L_x = 102,5/160 = 0,64 ; b/l_y = 102,5/215 = 0,47$$

Soit $M_1 = 0,087$ et $M_2 = 0,078$

Avec $\nu = 0$ à l'ELU et $\nu = 0,2$ à l'ELS

$$q_u = 1,35 P = 1,35 \times 63 = 85,05 \text{ KN}$$

$$M_1^x = (0,087 + 0,2 * 0,078)85,05 \Rightarrow M_1^x = 8,72 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = (0,078 + 0,2 * 0,087) * 85,05 \Rightarrow M_1^y = 8,11 \text{ KN.m}$$

- M_2^x et M_2^y dû aux poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$\rho = l_x / l_y = 0,74 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0633$$

$$\mu_y = 0,4938$$

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

$$G = 5,83 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1,35 \times 5,83 + 1,5 \times 1 = 9,37 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0633 \times 9,37 \times 1,6^2 = 1,52 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0,4938 * 1,52 = 0,75 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 8,72 + 1,52 = 10,24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 8,11 + 0,75 = 8,86 \text{ KN.m}$$

III.5.3. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 8,704 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_y = 7,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,4 M_x = -4,09 \text{ KN.m} ; M_{ay} = -0,4 M_y = -3,54 \text{ KN.m}$$

Tableau III.5.1: Récapitulatif des sollicitations et calcul du ferrailage de la dalle pleine d'ascenseur

Sens	Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
X	Travée	8,704	0,032	0,041	0,118	1,05	1,2	4HA10 = 3,14
	Appui	4,09	0,015	0,018	0,119	0,75	1,2	4HA10 = 3,14
Y	Travée	7,53	0,031	0,04	0,127	1,71	1,2	4HA10=3,14
	Appui	3,54	0,015	0,019	0,128	0,84	1,2	3HA10=2,36

III.5.4. Vérifications :

- Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec U_c Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 \times (a + b) = 2 \times (102,5 + 102,5) = 410 \text{ cm}$$

$$85,05 \leq \frac{0,045 \times 4,10 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$85,05 \text{ KN} \leq 461,25 \text{ KN}$$

Pas de risque de poinçonnement de la dalle pleine sous l'effet de la charge concentrée

- Vérification de l'effort tranchant :

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

$$T_u = \frac{q_u}{3 \times a} = \frac{85,05}{3 \times 1,02} = 28,917 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{28,917 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,224 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Alors pas de risque de cisaillement}$$

- **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) P \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) P \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = (0,087 * 63) = 5,48 \text{ KN.m} \\ M_1^y = 0,078 * 63 = 4,91 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_s = 5,83 + 1 = 6,83 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0696 \times 6,83 \times 1,6^2 = 1,21 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0,6319 M_{x2} = 0,76 \text{ KN.m}$$

La Superposition des Moments:

$$M_x = 6,69 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 5,67 \text{ KN.m}$$

- Vérification des contraintes dans le béton

$$M_{tx} = 0,85M_x = 5,68 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85M_y = 4,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,4M_x = -2,67 \text{ KN.m} ; M_{ay} = -0,4M_y = 2,27 \text{ KN.m}$$

Sens	Position	M_x (KN.m)	A_s (cm^2)	y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
X	Travée	5,68	3,14	3,06	5608,7	0,64 < 15	31,52 < 201,63	Vérifiée
	Appui	2,67	2,36	2,7	4411,7	0,34 < 15	19,54 < 201,63	Vérifiée
Y	Travée	4,82	3,14	3,06	5608,7	0,41 < 15	19,92 < 201,63	Vérifiée
	Appui	2,27	2,36	2,7	4411,7	0,21 < 15	12,34 < 201,63	Vérifiée

Tableau III.5.2 : Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier de la dalle pleine d'ascenseur

III.5.5. Schémas de ferrailage

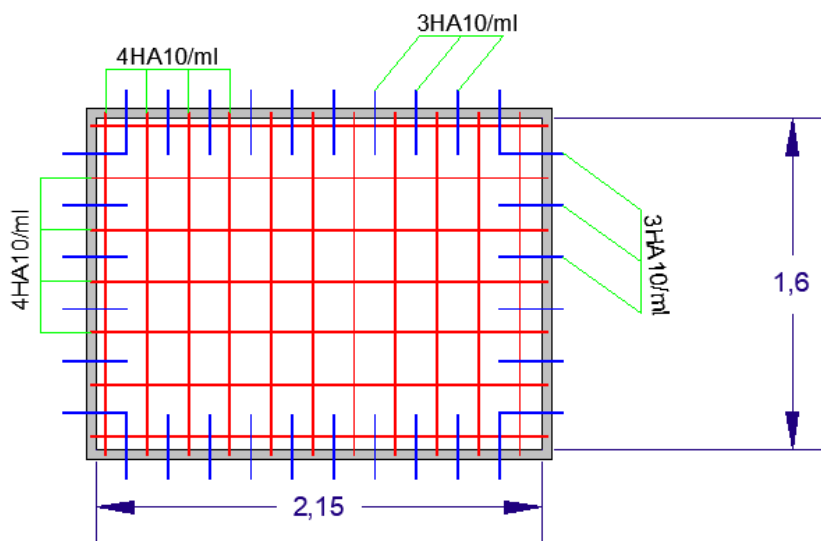


Figure III.5.5 : Ferrailage totale de la dalle pleine d'ascenseur

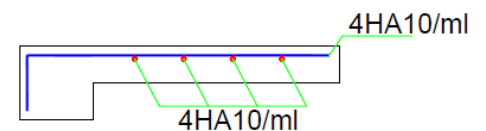


Figure III.5.6 : Ferrailage en appui de la dalle pleine d'ascenseur

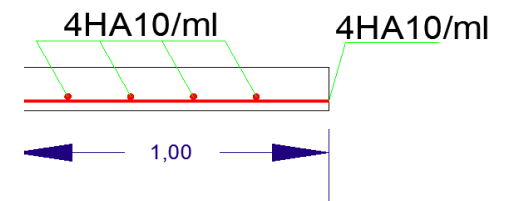


Figure III.5.7: Ferrailage en travée de la dalle pleine d'ascenseur

IV.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel violent qui attaque en ce domaine de génie civil les structures lourdes, elles peuvent être endommagées ou voir même leurs effondrement.

Les structures lourdes sont fragiles au séisme car :

- Ce dernier est déstabilisant (horizontale).
- Il est dynamique (Sollicitations variables dans le temps).
- Ses ondes sont cycliques.

Pour parvenir à résister à ce phénomène la bâtisse doit comporter un système de stabilisation latérale performant est bien dimensionné.

Ainsi le but de ce chapitre va nous permettre de prévoir le comportement de notre structure vis-à-vis d'un séisme en fonction du système de contreventement choisit.

IV.2. Modélisation :

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

Parmi les méthodes de modélisation existantes, on trouve la modélisation par éléments finis qui consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments en déterminant les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations, on balaye tout élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel **ETABS V17** afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable et appropriée.

Le modèle adopté est encasté à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » avec un maillage de (1m x 1m).

La notion des planchers rigides est prise en compte par une déclaration de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu d'ETABS permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse (RPA99) dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ($V_{X_{dyn}}$ et $V_{Y_{dyn}}$).

IV.3. Méthode de calcul :

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

A) La méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

B) La méthode dynamique :

Qui regroupe :
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, la hauteur totale est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable

RPA99 Art 4.1.2

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4. Présentation de la méthode choisit :

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être arrangés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{st} \quad \text{RPA99V2003 Art 4.3.6}$$

Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de $\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$.

Avec :

V_{dyn} : Effort tranchant dynamique calculé avec la méthode modale spectrale.

$V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R}$: Effort tranchant statique à la base.

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités auparavant dépendent des caractéristiques de notre structure:

- **A= 0,15** ----- Groupe d'usage 2 ----- Zone sismique II_a.
- **R= 5**----- Système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction.
- **Q= 1+Σ₁⁶ P_q** *RPA99/2003 (Formule 4.4)*

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités dans le sens X

N°	Critère (q)	Observation	Pénalité
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non vérifiée	0,05
02	Redondance en plan	Non vérifiée	0,05
03	Régularité en plan	Non vérifiée	0,05
04	Régularité en élévation	Non vérifiée	0,05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifiée	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifiée	0
/	/	Q	1,2

Justifications :

01 : [Files de portiques] : Nous avons deux files dont leurs rapport des portées dépasse 1.5 ($\frac{5,6}{2,54} = 2,2 > 1,5$).

02 : Au niveau 9 (plancher de terrasse inaccessible) il y a moins de 4 files de portiques.

03 : Longueur de la partie sortante (Etage 2 à 5) égale à 10.95m, représente 31.22% > 25% de L_x.

04 : La variation de dimension L_x entre l'étage 2 et 1 ($\frac{b_i}{b_{i-1}} = \frac{30,6}{35,07} = 37,23\% > 20\%$).

Tableau IV.2 : Valeurs des pénalités dans le sens Y

N°	Critère (q)	Observation	Pénalité
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non vérifiée	0,05
02	Redondance en plan	Non vérifiée	0,05
03	Régularité en plan	Non vérifiée	0,05
04	Régularité en élévation	Non vérifiée	0,05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifiée	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifiée	0
/	/	Q	1,2

Justifications :

01 : [Fils de portiques] : Nous avons aussi deux files dont le rapport des portées dépasse 1.5 ($\frac{5,45}{2,1} = 2,59 > 1,5$).

02 : Du RDC à l'étage 07 : le rapport entre deux dimensions de portiques ($\frac{Maximale}{Minimale}$) dépasse 1.5 ($\frac{5,45}{2,1} = 2,59 > 1,5$).

03 : Niveau 3 : Une partie entrante mesure selon Y : $3.88m > 25\%L_y = 3.33m$.

Niveau 1 : $Y_{CR} = 4.92 m$, $Y_{CM} = 7.03 m$ (Figure au-dessus), alors $7.03 - 4.92 = 2.11 m$

$15\%L_y = 15\%13.34 = 2m \text{ ----- } 2.11 m > 2 m$.

04 : La variation des masses entre les niveaux est comme suit avec la colonne (Mass Y, figure au-dessus) :

Story	Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg
Story10	D1	38307.94	38307.94
Story9	D1	251556.82	251556.82
Story8	D1	355641.37	355641.37
Story7	D1	466765.03	466765.03
Story6	D1	500304.42	500304.42
Story5	D1	510119.7	510119.7
Story4	D1	519671.53	519671.53
Story3	D1	527117.38	527117.38
Story2	D1	608462.83	608462.83
Story1	D1	672588.27	672588.27

Figure IV.1 la variation des masses entre les niveaux de bâtiment

Tableau IV.3 la variation des masses entre les niveaux du bâtiment

Niveau	RDC- E1	E1-E2	E2-E3	E3-E4	E4-E5	E5-E6	E6-E7	E7- T.i
Variation des masses (%)	9,53	13.36	1.41	1,84	1,93	6.73	23,91	29,43

Il y a une diminution brusque du 6^{ème} étage au 7^{ème}, et du 7^{ème} à la terrasse inaccessible.

Remarque : On a considéré que les deux derniers critères sont vérifiés.

- $W = \sum_{i=1}^n W_i$, avec : $W_i = W_G + \beta W_Q$ RPA99/2003 (Formule 4.5)

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : $W = 46251,84 \text{ KN}$

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(formule 4.2)}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique, en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas nous avons un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5 \text{ D'où : } \eta = 0,816$$

On a un site très meuble (S4) $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,7 \text{ s} \end{cases}$ RPA 99/2003 (Tableau 4.7)

- **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (Voiles/Portiques)

$$\begin{cases} T = C_T * H^{\frac{3}{4}} \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 26,52 \text{ m}$: hauteur totale du bâtiment (Salle de machine et acrotère non comprises).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé RPA99/2003 (Tableau 4.6).

L : Portée maximale du bâtiment à la base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 35,07 \text{ m} \\ L_y = 13,34 \text{ m} \end{cases} \text{ Donc : } \begin{cases} T_x = \min(0,584; 0,403) = 0,403 \text{ s} \\ T_y = \min(0,584; 0,653) = 0,584 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens : $D = 2,5\eta \begin{cases} D_x = 2,04 \\ D_y = 2,04 \end{cases}$

La force sismique statique totale à la base de la structure est : $\begin{cases} V_{st}^x = 3396,73 \text{ KN} \\ V_{st}^y = 3396,73 \text{ KN} \end{cases}$

IV.4.1. Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{2,5\eta Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta * 1,25A * \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta * 1,25A * \frac{Q}{R} * \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta * 1,25A * \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} * \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

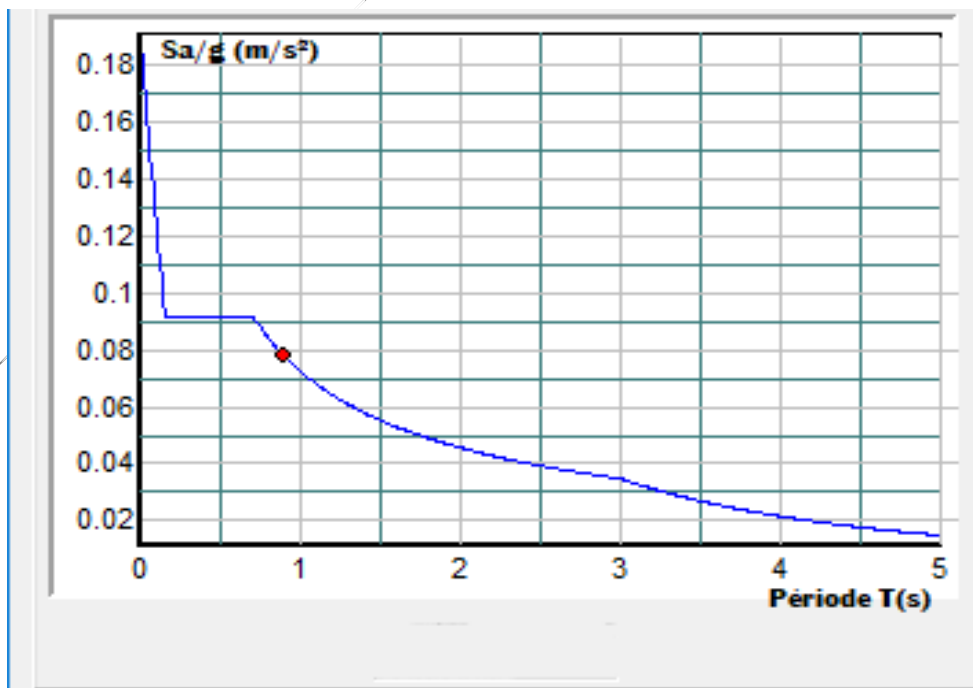


Figure IV.2 : Spectre de réponse pour les deux sens X et Y

IV.4.2. résultats obtenus :

Après la modélisation de notre structure avec le logiciel ETABS V17, nous avons obtenus les résultats suivants :

A) Disposition des voiles :

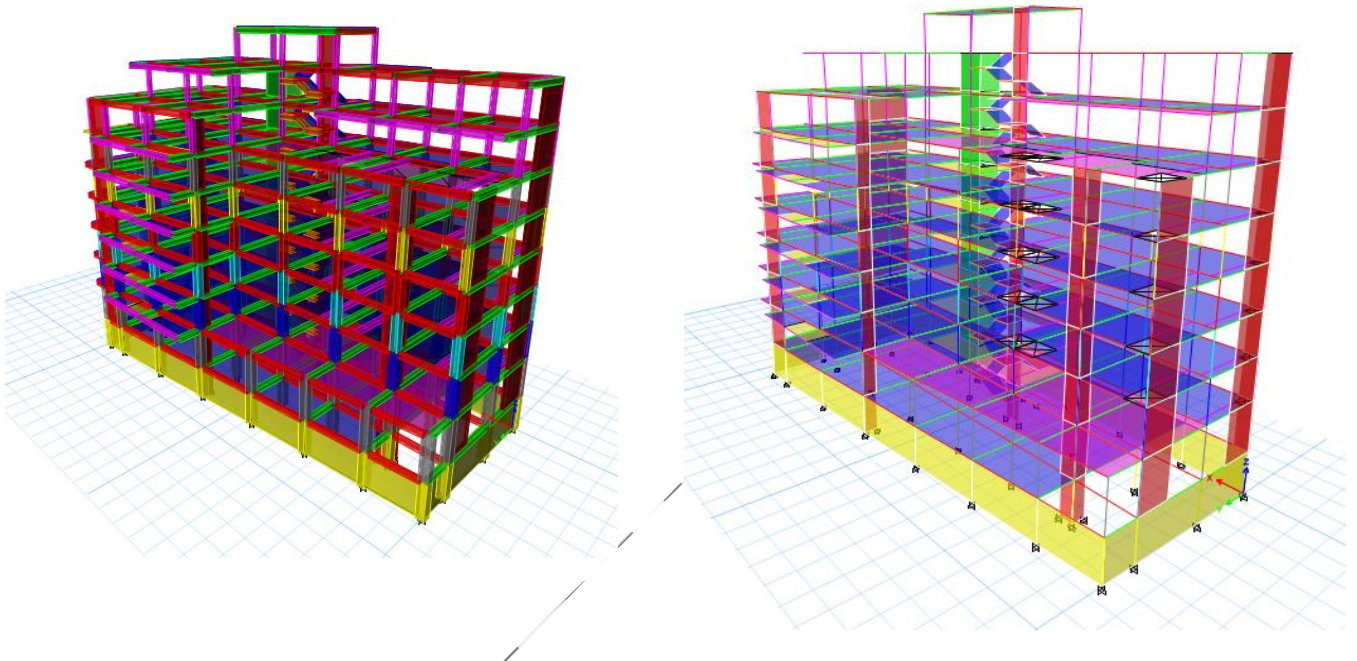


Figure IV.3 : Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V17

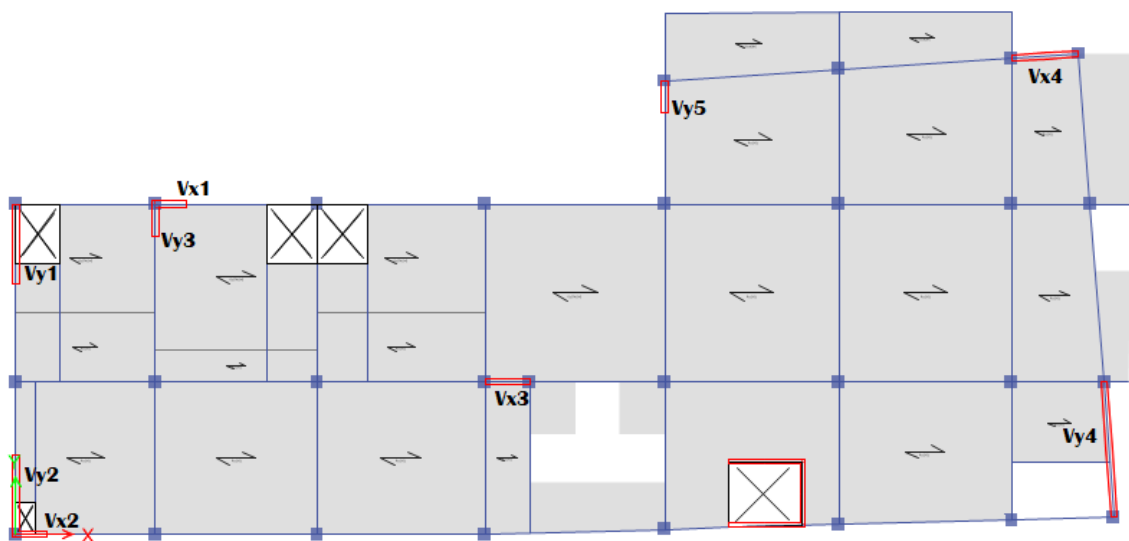


Figure IV.4: Vue en plan de la disposition des voiles

B) Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{\text{ème}}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Période et taux de participation massique de la structure

Mode	Période (s)	La masse modale		cumulé de la masse modale	
		Sens X	Sens-Y	Sens X	Sens-Y
1	0.77	0.5748	0.026	0.5748	0.026
2	0.648	0.0259	0.5687	0.6007	0.5947
3	0.498	0.005	0.0047	0.6056	0.5994
4	0.24	0.117	0.0086	0.7227	0.608
5	0.221	0.0109	0.0591	0.7336	0.6671
6	0.188	0.0063	0.0144	0.7399	0.6815
7	0.168	0.0021	0.0824	0.742	0.7639
8	0.131	0.00002068	0.0142	0.742	0.7781
9	0.121	0.0448	0.00002911	0.7868	0.7781
10	0.1	0.0154	0.0049	0.8022	0.783
11	0.091	0.0011	0.0641	0.8033	0.8471
12	0.074	0.021	0.0002	0.8243	0.8473
13	0.071	0.0029	0.002	0.8272	0.8493
14	0.057	0.0077	0.0302	0.8349	0.8795
15	0.056	0.0118	0.0247	0.8467	0.9042
16	0.044	0.001	0.0115	0.8477	0.9157
17	0.042	0.0149	0.0038	0.8625	0.9195
18	0.039	0.0008	0.0427	0.8633	0.9622
19	0.034	0.0002	0.0165	0.8636	0.9787
20	0.032	0.0108	0.000006035	0.8744	0.9787
21	0.029	0.000001725	0.001	0.8744	0.9797
22	0.027	0.0013	0	0.8757	0.9797
23	0.026	0.0083	0.0001	0.884	0.9798
24	0.026	0.0001	0.00003432	0.8842	0.9798
25	0.023	0.00004011	0.0001	0.8842	0.98
26	0.022	0.0078	0.000009542	0.892	0.98
27	0.022	0.0009	0.0003	0.8929	0.9802
28	0.021	0.0019	0.0000193	0.8948	0.9803
29	0.02	0.00002262	0.0005	0.8948	0.9807

30	0.018	0.0674	0.0003	0.9622	0.981
31	0.018	0.0026	0.0035	0.9648	0.9845
32	0.018	0.0006	0.00003074	0.9654	0.9845

▪ **Interprétation des résultats obtenus :**

La période obtenue par logiciel ETABS (méthode numérique) dans le sens x est supérieure à celle calculée par la méthode Américaine majorée de 30% et celle dans le sens y est inférieure à la période calculée par la méthode Américaine majorée de 30 % RPA99/2003 Art 4.2.4

- Le premier mode est un mode de translation suivant le sens X (FigIV.5) avec **T=0,77s**

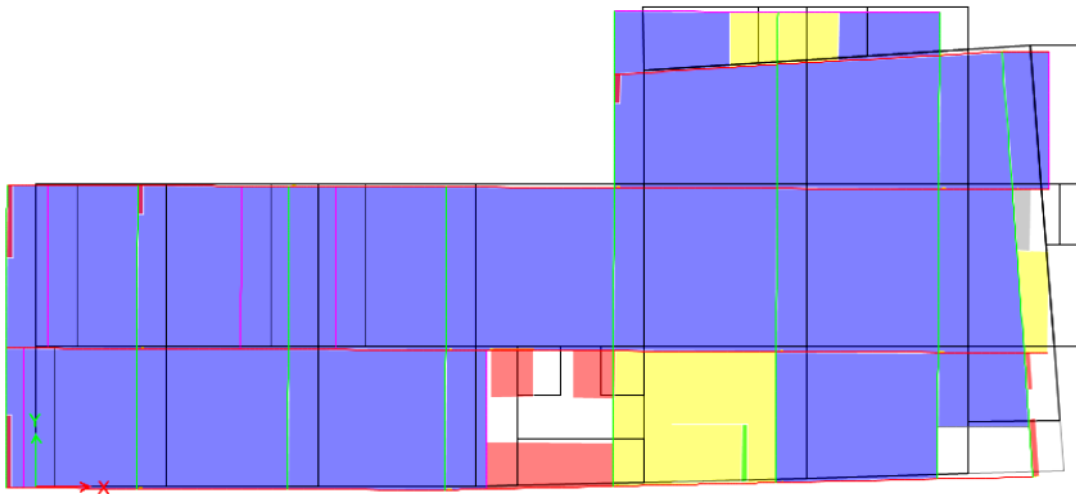


Figure IV.5: Translation dans le mode 1 (Sens X)

- Le deuxième mode est un mode de translation suivant le sens Y (FigIV.6) Avec **T=0,64s**

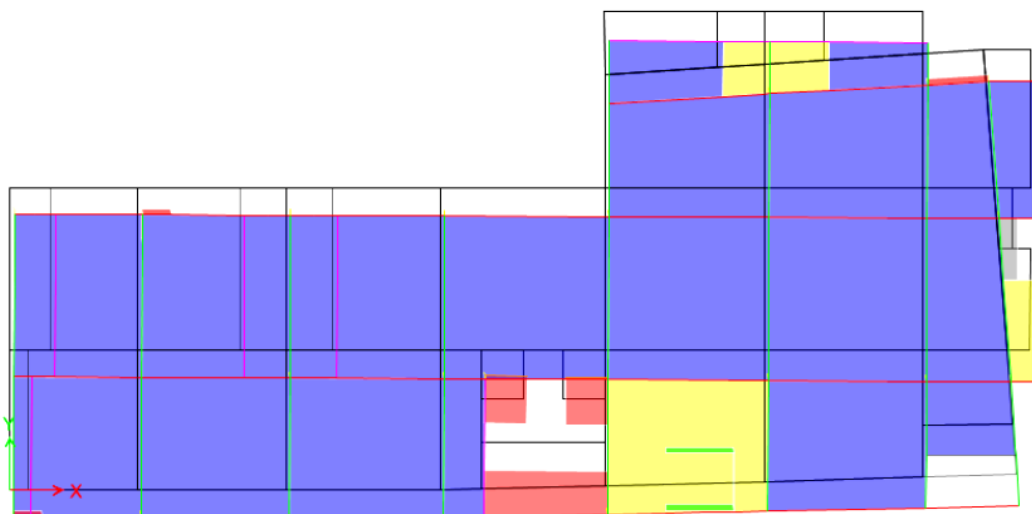


Figure IV.6 : Translation dans le mode 2 (Sens Y)

- Le troisième mode est un mode de rotation autour de l'axe Z (Fig IV.7) avec $T=0,498$ S

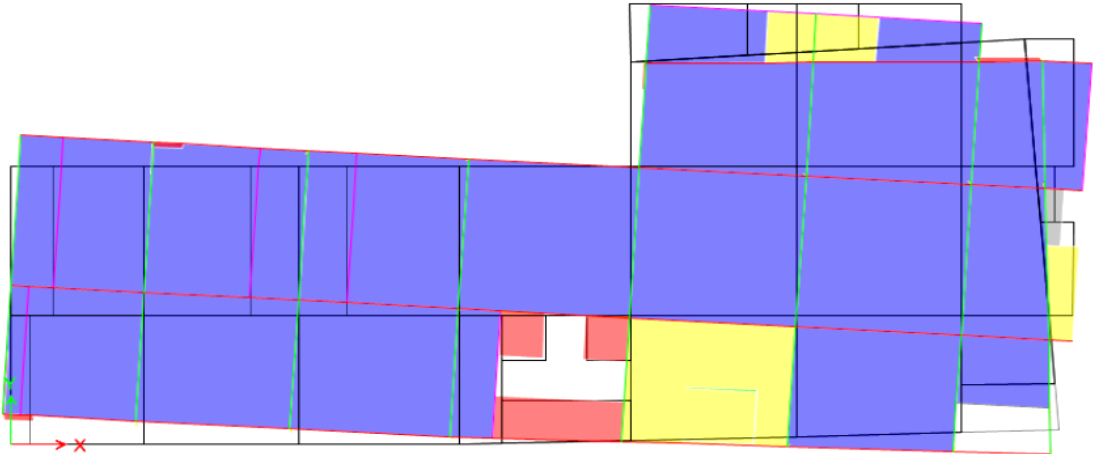


Figure IV.7 : Rotation dans le mode 3 (Autour de Z)

VI.5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99 V2003 :

VI.5.1 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base :

Le RPA99 V2003 exige la vérification suivante : $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base		V_{dyn} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X		2507,71	2717,38	Non vérifiée
Sens Y		2656,26	2717,38	Non vérifiée
Solution				
Sens X	On a augmenté tous les paramètres de réponse (force, déplacement, moment...) dans le rapport	$\frac{0,8V_{st}^x}{V_{dyn}^x} = 1,0837 \quad (\text{Art 4.3.6 RPA99 V2003})$		
Sens Y		$\frac{0,8V_{st}^y}{V_{dyn}^y} = 1,0231$		

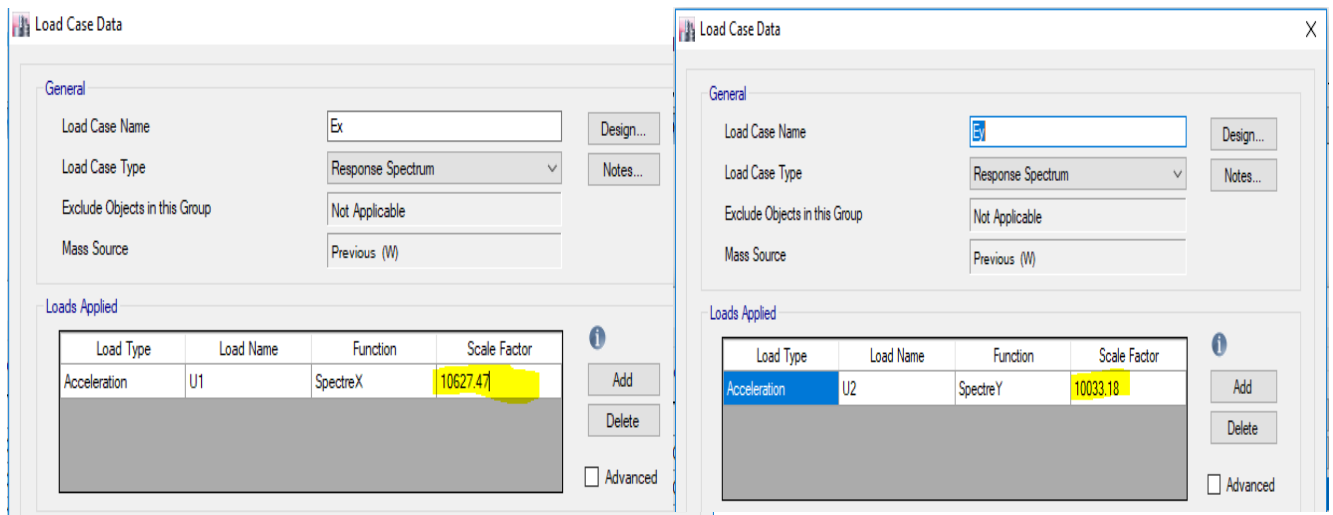


Figure IV.8 Amplification des paramètres de réponse pour les deux sens X et Y

Les valeurs obtenues après amplification des paramètres de réponse :

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base après l'amplification des paramètres de réponse.

Force sismique à la base	V_{dyn} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X	2717,61	2717,38	Vérifiée
Sens Y	2717,62	2717,38	Vérifiée

Les efforts tranchants de tous les niveaux sont illustrés dans les figures suivantes :

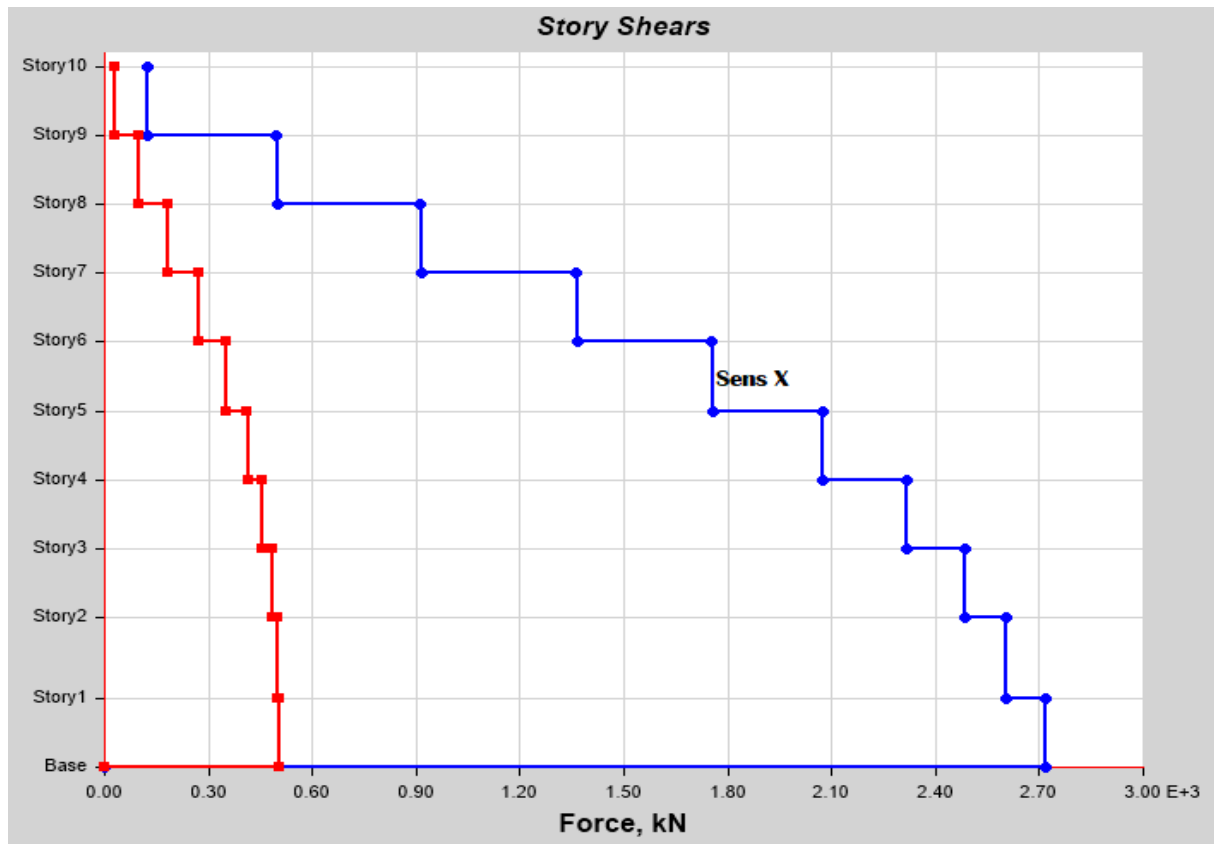


Figure IV.9: Diagramme des efforts tranchants d'étages sous Ex (Sens X)

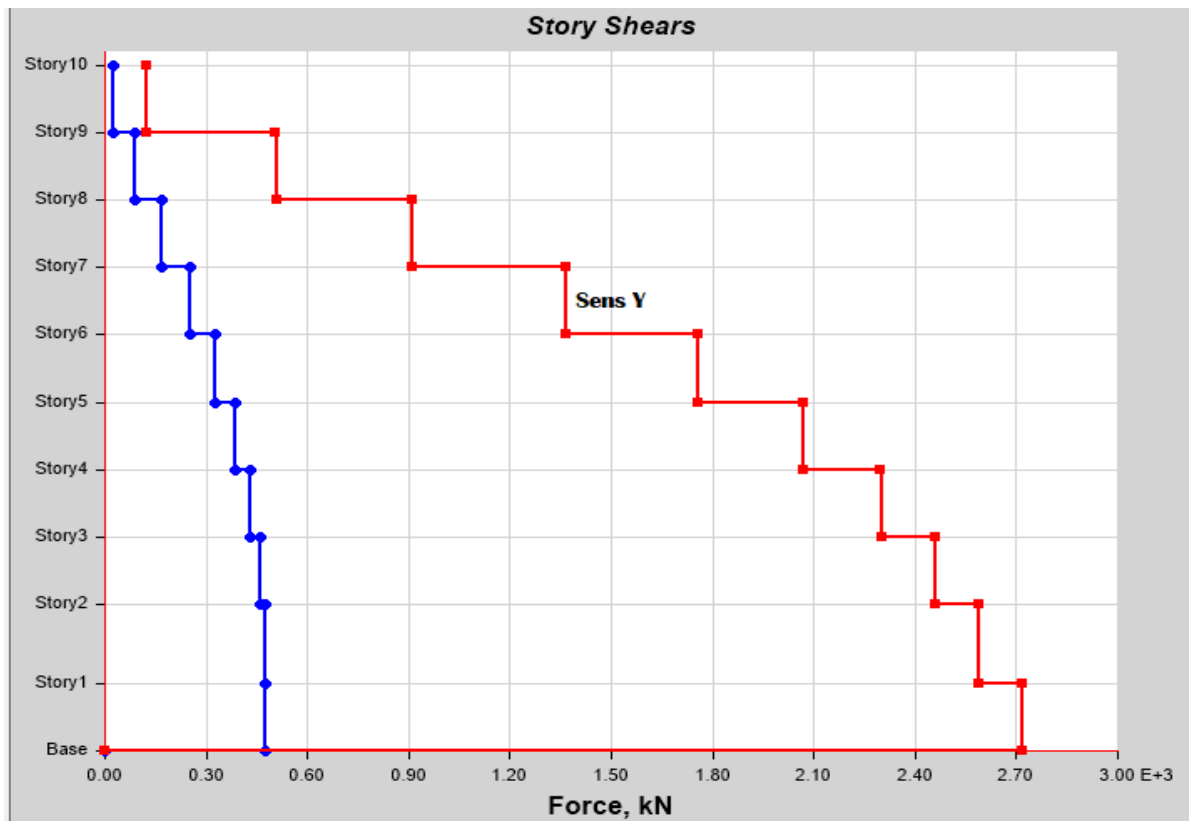


Figure IV.10: Diagramme des efforts tranchants d'étages sous E_y (Sens Y)

VI.5.2. Justification de l'interaction voiles-portiques :

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

A) Sous charges verticales :

$$\frac{\Sigma F_{\text{portiques}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques)}$$

$$\frac{\Sigma F_{\text{voiles}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles)}$$

B) Sous charges horizontales :

$$\frac{\Sigma F_{\text{portiques}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\Sigma F_{\text{voiles}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Les résultats concernant notre structure sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Vérification de l'interaction verticale

NIVEAUX	Interaction verticale voiles – portiques				Observations
	charges verticales (KN)		charges verticales (%)		
	<u>Voiles</u>	<u>Portiques</u>	<u>Voiles</u>	<u>Portiques</u>	
/					
RDC	5075.8375	37206.0909	12,00	87,99	Vérifiée
ETAGE 1	4628.5784	30843.2539	13,05	86,95	Vérifiée
ETAGE 2	4068.3197	25570.4724	13,72	86,27	Vérifiée
ETAGE 3	3440.2685	20442.8449	14,4	85,59	Vérifiée
ETAGE 4	2681.1609	15548.4537	14,7	85,29	Vérifiée
ETAGE 5	1844.423	10835.7443	14,54	85,45	Vérifiée
ETAGE 6	872.1739	6512.2524	11,81	88,18	Vérifiée
ETAGE 7	292.5063	3070.0548	8,69	91,3	Vérifiée

Tableau IV.8 : Vérification de l'interaction horizontale

NIVEAUX	INTERACTION SELON X-X				INTERACTION SELON Y-Y			
	CHARGES HORIZONTALES (KN)		CHARGES HORIZONTALES (%)		CHARGES HORIZONTALES (KN)		CHARGES HORIZONTALES (%)	
	<u>Portiques</u>	<u>Voiles</u>	<u>Portiques</u>	<u>Voiles</u>	<u>Portiques</u>	<u>Voiles</u>	<u>Portiques</u>	<u>Voiles</u>
RDC	1479.0916	1034.9597	58,83	41,16	669.7189	1882.3454	26,24	73,75
ETAGE 1	1355.2467	982.8288	57,78	42,21	730.6549	1601.0263	31,33	68,66
ETAGE 2	1351.2837	790.9319	63,07	36,92	727.9534	1441.5886	33,55	66,44
ETAGE 3	1278.7875	621.6339	67,28	32,71	705.9978	1224.4426	36,57	63,42
ETAGE 4	1121.8776	475.4758	70,23	29,76	634.9465	986.3535	39,16	60,83
ETAGE 5	935.9297	305.0482	75,41	24,58	543.1439	704.9091	43,52	56,48
ETAGE 6	652.9653	208.8456	75,76	24,23	370.655	446.1811	45,37	54,62
ETAGE 7	393.3036	182.44	68,31	31,68	219.5495	226.3612	49,23	50,76

V.I.5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements entres étages :

Selon le *RPA99/2003 Art 5.10*, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent **pas dépasser 1,0 %** de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R * \delta_{ek}$

δ_k : Déplacement horizontale à chaque niveau « k » de la structure donnée par le **RPA99V2003 (Art 4.43)**.

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

R : Coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9/ Vérification des déplacements entres étages ($\frac{\Delta_k}{H_k}$)

Niveau	Elévation (m)	Sens X (sous E_x)	Sens X	Sens-Y (sous E_y)	Sens-Y	OBS
		$\frac{\Delta_k}{H_k}$	Δ_k mm	$\frac{\Delta_k}{H_k}$	Δ_k mm	
Etage 7	26,52	0.001006	2,9	0.000789	2,28	Vérifiées
Etage 6	23,63	0.001047	3,02	0.000829	2,39	
Etage 5	20,74	0.001085	3,13	0.000829	2,39	
Etage 4	17,85	0.001114	3,21	0.000835	2,41	
Etage 3	14,96	0.001098	3,17	0.00081	2,34	
Etage 2	12,07	0.001014	2,93	0.000739	2,13	
Etage 1	9,18	0.000844	2,43	0.000604	1,74	
RDC	6,29	0.000489	1,66	0.000383	1,3	
Sous-sol	2,89	0.000046	0,13	0.000085	0,245	

Les diagrammes des déplacements entres étages sur la hauteur d'étage ($\frac{\Delta_k}{H_k}$) sont présentés dans les figures qui suivent :

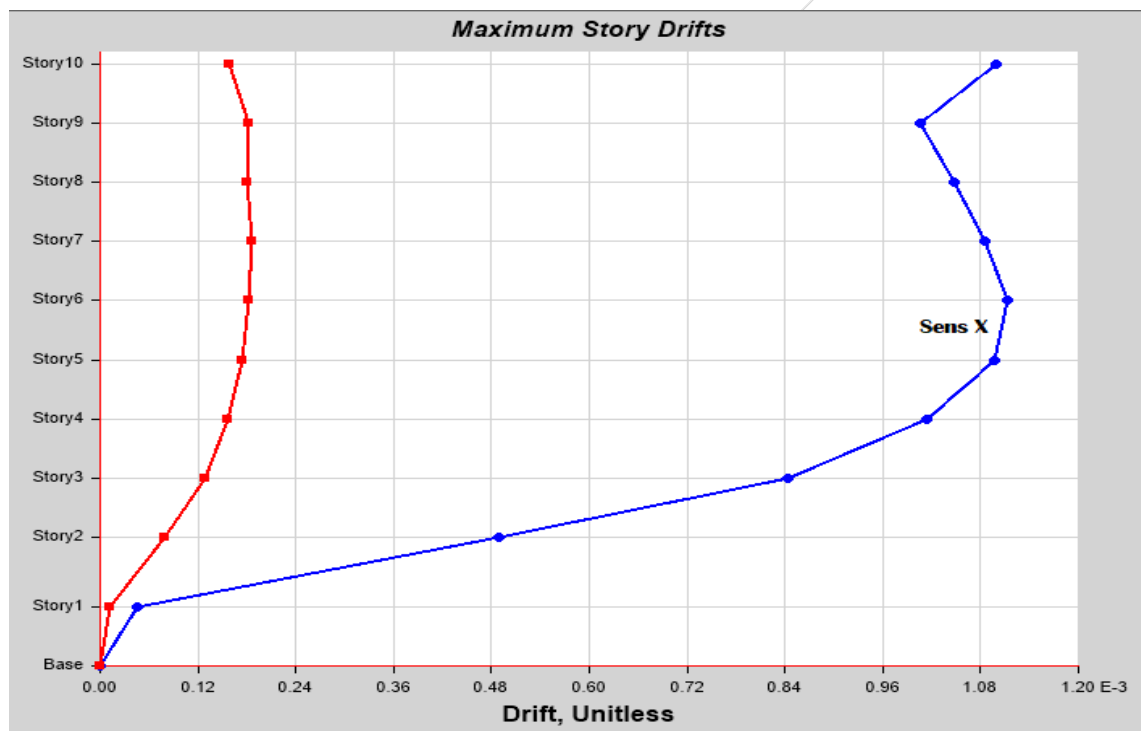


Figure IV.11 Diagramme des déplacements entres étages sur la hauteur d'étage du sens X

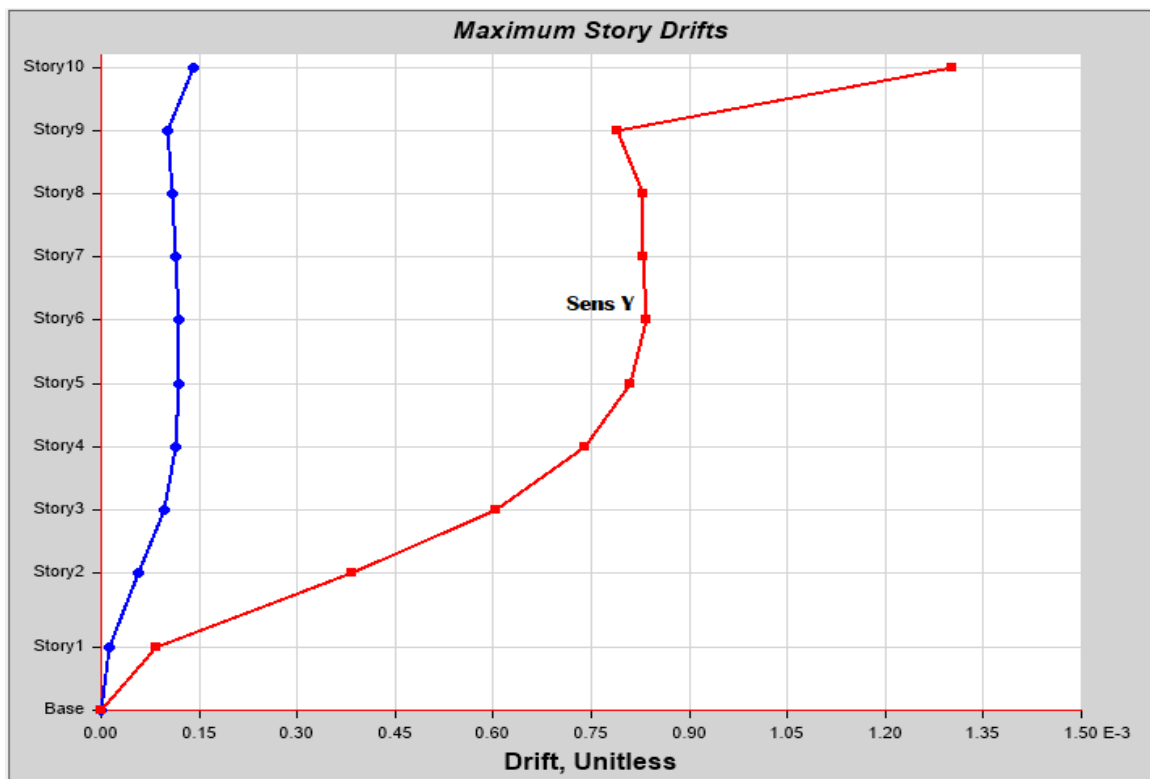


Figure IV.12 : Diagramme des déplacements entres étages sur la hauteur d'étage du sens Y

V.I.5.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du second ordre ou effet P-Δ sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est Satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k * \frac{\Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0,1$$

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k = $\sum_{i=k}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k: Hauteur de l'étage « k ».

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en Amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Vérification des effets du second ordre

NIVEAUX	POIDS (KN)	Sens x -x			Sens y -y			OBS
		$\frac{\Delta_k}{h_k}$	V_{KX}	θ_x	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	V_{Ky} (KN)	Θ_y	
Etage 7	3094.6998	0.001006	497.9419	0.006	0.000789	505.8411	0.0048	Vérifiée
Etage6	6731.5959	0.001047	902.831	0.007	0.000829	909.1186	0.0061	Vérifiée
Etage5	11463.3935	0.001085	1344.6754	0.009	0.000829	1362.9316	0.0069	Vérifiée
Etage4	16481.852	0.001114	1734.3236	0.010	0.000835	1751.4573	0.0078	Vérifiée
Etage3	21604.8995	0.001098	2049.465	0.011	0.00081	2061.1151	0.0084	Vérifiée
Etage2	26830.307	0.001014	2288.0481	0.011	0.000739	2290.9082	0.0086	Vérifiée
Etage1	32137.7828	0.000844	2451.4464	0.011	0.000604	2451.2648	0.0079	Vérifiée
RDC	38383.8479	0.000489	2568.6136	0.0073	0.000383	2579.5307	0.0056	Vérifiée
Sous-sol	46040.8047	0.000046	2705.0755	0.0007	0.000085	2705.1471	0.0014	Vérifiée

V.I.5. Vérification de l'effort normale réduit :

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = \frac{N}{f_{c28} * B}$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

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

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, Le RPA99/2003 7.4.3.1 nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = \frac{N}{f_{c28} * B} \leq 0,3$$

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant :

Tableau IV.11: Vérification de l'effort normale réduit pour chaque étage

NIV	Poteau	Cm		Cm ²	Combinaisons	KN		Observation
		B	H	S		N	γ	
S.SOL	C19	65	65	4225	G+Q+Ex Min	-3291.154	0.311	Vérifiée
RDC	C19	60	65	3900	G+Q+Ex Min	-2968.431	0.304	Vérifiée
E 1	C19	60	60	3600	G+Q+Ex Min	-2623.290	0.291	Vérifiée
E 2	C19	55	55	3025	G+Q+Ex Min	-2209.536	0.29	Vérifiée
E 3	C19	50	50	2500	G+Q+Ex Min	-1791.155	0.286	Vérifiée
E 4	C19	45	45	2025	G+Q+Ex Min	-1387.53	0.27	Vérifiée
E 5	C19	40	40	1600	G+Q+Ex Min	-1009.33	0.25	Vérifiée
E 6	C19	35	35	1225	G+Q+Ex Min	-659.18	0.21	Vérifiée
E 7	C19	30	30	900	G+Q+Ex Min	-382.0224	0.169	Vérifiée

Remarque :

-Les sections des poteaux prises lors du pré dimensionnement ont été insuffisantes pour vérifier l'effort normale réduit, alors nous les avons augmentées telles présentées dans le **tableau IV.11**.

Après l'augmentation des sections des poteaux selon le tableau en dessus l'effort normal réduit n'est toujours pas vérifié dans le poteau **C19** contrairement aux restes des poteaux, alors pour des raisons économiques on a augmenté la section de ce poteau seulement, au niveau du sous-sol et RDC.

Tableau IV.12: Vérification de l'effort normale réduit pour le poteau C19 au niveau du sous-sol et du RDC

NIVEAU	Poteau	Cm		Cm ²	Combinaisons	KN		Observation
		B	H	S		N	γ	
S SOL	C19	65	70	4550	G+Q+Ex Min	-3415.22	0.300	Vérifiée
RDC	C19	65	65	4225	G+Q+Ex Min	-3087,09	0.292	Vérifiée

VI.6. Conclusion :

Ce chapitre a été consacré pour l'étude dynamique et sismique de la structure et la vérification des résultats obtenue vis-à-vis du règlement parasismique en vigueur (RPA99 V2003).

Cependant après avoir trouvé la bonne disposition des voiles, et que cela nous a permis de satisfaire les conditions exigées par le RPA99 V2003, on peut garder notre modèle afin d'entamer l'étude des éléments structuraux selon les dimensions qui suivent :

Tableau IV .13 : Les dimensions finales des éléments structuraux

Niveau	Sous-Sol	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	S.mac hine
Poteaux (cm²)	65x65	60x65	60x60	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35	30x30	30x30
Poteau c19 (cm²)	65x70	65 x65	60 x60	55 x55	50 x50	45 x45	40 x40	35 x35	30 x30	30 x30
Voiles (cm)	20									
P principale (cm²)	30 x 40									
P secondaire (cm²)	30 x 40									
P brisée (cm²)	40 x40									

Introduction :

Ce chapitre contient l'étude de la superstructure du bâtiment dont figurent les portiques (poteaux-poutres) et les voiles de contreventement.

Le but de ce chapitre est de déterminer les sections d'aciers que contiendront ces éléments suivit des vérifications nécessaires qui confirmeront leur résistance et leur stabilité en se basant sur l'ensemble des efforts repris par les éléments de la superstructure et sur les règles de calcul en béton armé [BAEL91, RPA99V2003 et le CBA93].

La conception des éléments structuraux selon les règles de calcul en béton armé est de faire travailler les éléments structuraux dans le domaine plastique en adoptant les combinaisons d'actions les plus défavorables dont figurent les sollicitations maximales tenant compte de leurs variations dans le temps.

Les règles parasismiques algériennes (RPA99V2003) ont pour but avec des normes fixées selon des études d'assurer la sécurité vitale vis-à-vis des sollicitations horizontales (les séismes) en fonction des zones sismiques, ceci par le dimensionnement nécessaire des éléments structuraux.

V.1. Etude des poteaux :

Un poteau est un élément barre verticale conçu pour supporter des efforts normaux et des moments de flexion provoqués soit par la combinaison des charges verticales uniquement ou bien par la combinaison des charges verticales et des charge sismiques.

Dans ce cas les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations selon Art 5.2 RPA99V2003 et selon notre cas sont :

$$\begin{aligned} ELA \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \mp E \end{cases} & \qquad ELS \rightarrow G + Q \\ ELU & \rightarrow 1,35G + 1,5Q \end{aligned}$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre les valeurs données par les sollicitations suivantes :

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

Les différentes sollicitations tirées directement depuis le logiciel ETABS sous les combinaisons les plus défavorables et qui sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.1.1 : Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux

Combinaisons	Niveau	Sollicitations maximales Effort normal N (KN) / moment (KN.m)	A_{cal}^{long} Cm ²	V_{max} (KN)
ELU	Sous-sol	$N_{max} = 3442,246 \rightarrow M_c = 12,84$	-41,071	14,93
G + Q + E_ymax		$M_{max} = 109,86 \rightarrow N_c = 2003,76$	-19,27	45,33
0,8G + E_ymax		$N_{min} = -1001,98 \rightarrow M_c = 31,53$	13,85	11,27
G + Q + E_xmin	RDC	$N_{max} = 3086,95 \rightarrow M_c = 91,07$	-30,16	54,53
G + Q + E_xmin		$M_{max} = 192,06 \rightarrow N_c = 2984,63$	-23,09	61
0,8G + E_ymax		$N_{min} = -1381,58 \rightarrow M_c = 9,53$	17,71	11,27
G + Q + E_xmin	Etage 1	$N_{max} = 2723,13 \rightarrow M_c = 65,52$	-27,83	56,49
G + Q + E_xmin		$M_{max} = 218,2 \rightarrow N_c = 2560,32$	-17,177	87,21
0,8G + E_ymax		$N_{min} = -951,14 \rightarrow M_c = 7,73$	12,24	17,58
G + Q + E_xmin	Etage 2	$N_{max} = 2287,03 \rightarrow M_c = 62,09$	-22,77	57,27
G+Q+E_xmin		$M_{max} = 226,59 \rightarrow N_c = 2116,8$	-10,17	99,17
0,8G + E_ymax		$N_{min} = -618,8 \rightarrow M_c = 5,95$	8,03	11,73
ELU	Etage 3	$N_{max} = 1842,95 \rightarrow M_c = 69,08$	-16,91	36,95
G + Q + E_xmin		$M_{max} = 215,88 \rightarrow N_c = 1684,37$	-4,34	97,69
0,8G + E_ymax		$N_{min} = -364,61 \rightarrow M_c = 4,36$	4,8	12,86
ELU	Etage 4	$N_{max} = 1454,42 \rightarrow M_c = 43,82$	-14,58	32,58
G + Q + E_xmin		$M_{max} = 188,56 \rightarrow N_c = 1279,64$	-0,084	88,74
0,8G + E_ymax		$N_{min} = -186,3 \rightarrow M_c = 3,31$	2,54	12,93
ELU	Etage 5	$N_{max} = 1129,03 \rightarrow M_c = 40,35$	-10,35	30,01
G + Q + E_xmin		$M_{max} = 153,07 \rightarrow N_c = 908,63$	2,84	78,35
0,8G + E_xmax		$N_{min} = -81,6 \rightarrow M_c = 2,23$	1,18	4,7
ELU	Etage 6	$N_{max} = 804,13 \rightarrow M_c = 33,32$	-6,79	24,34
G + Q + E_xmin		$M_{max} = 115,27 \rightarrow N_c = 568,85$	4,6	60,49
0,8G + E_xmax		$N_{min} = -49,59 \rightarrow M_c = 11,89$	1,608	16,96
ELU	Etage 7	$N_{max} = 456,66 \rightarrow M_c = 27,16$	-2,77	20,24
G + Q + E_xmin		$M_{max} = 77,866 \rightarrow N_c = 305,09$	5,1	35,83
0,8G + E_xmax		$N_{min} = -36,56 \rightarrow M_c = 4,98$	0,97	6,94

V.1.1.Ferrailage des poteaux :

A) Longitudinale :

▪ **Recommandations du RPA99V2003 : Art 7.4.2.1**

-Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence (HA), droites et sans crochets

-Leur pourcentage (d'armatures) en zone sismique II_A est limité par :

$$A_{min} = 0,8\% (b_1 \cdot h_1)$$

$$A_{max} \begin{cases} 4\% (b_1 \cdot h_1) \rightarrow \text{Zone courante} \\ 6\% (b_1 \cdot h_1) \rightarrow \text{Zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$\phi_{lmin} = 12mm$$

$$L_{min} = 40\phi_l \text{ (Longueur minimale de recouvrement).}$$

-La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales si possible.

La zone nodale est définie par :
$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max(h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}) \end{cases}$$

Avec : b_1 et h_1 les dimensions de la section transversale du poteau considéré.
 h_e la hauteur d'étage.

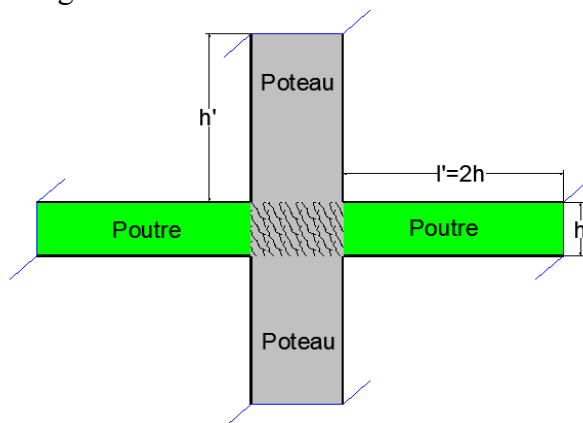


Figure V.1.1: Dimensions de la zone nodale

Pour les deux sens principale et secondaire

Tableau V.1.2 : Valeurs des dimensions de la zone nodale

Niveau	b_1, h_1 (cm^2)	b, h (cm^2)	l' (m)	h' (m)
RDC	65x65	30x40	0,8	0,48
E1	60x65	30x40	0,8	0,57
E2	60x60	30x40	0,8	0,48
E3	55x55	30x40	0,8	0,48
E4	50x50	30x40	0,8	0,48
E5	45x45	30x40	0,8	0,45
E6	40x40	30x40	0,8	0,4
E7	35x35	30x40	0,8	0,35
T.innac	30x30	30x40	0,8	0,30
S.machine	30x30	30x40	0,8	0,30

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux spécifications du **RPA99V2003** reliées à notre projet sont résumées dans le tableau qui suit :

Tableau V.1.3 : Valeurs numériques des armatures longitudinales selon les spécifications du RPA99

Niveau	Section poteau	A_{\min} (cm^2)	A_{\max} (cm^2)	
			Z.recouvrement	Z.courante
S.Sol	65x65	33,8	253,5	169
RDC	60x65	31,2	234	156
E1	60x60	28,8	216	144
E2	55x55	24,2	181,5	121

E3	50x50	20	150	100
E4	45x45	16,2	121,5	81
E5	40x40	12,8	96	64
E6	35x35	9,8	73,5	49
E7	30x30	7,2	54	36
T.innac	30x30	7,2	54	36

▪ **Exemple de calcul :**

Nous allons donner un exemple de calcul pour le poteau C10 du RDC illustré par son diagramme sous l'effort normale N_{\min} :

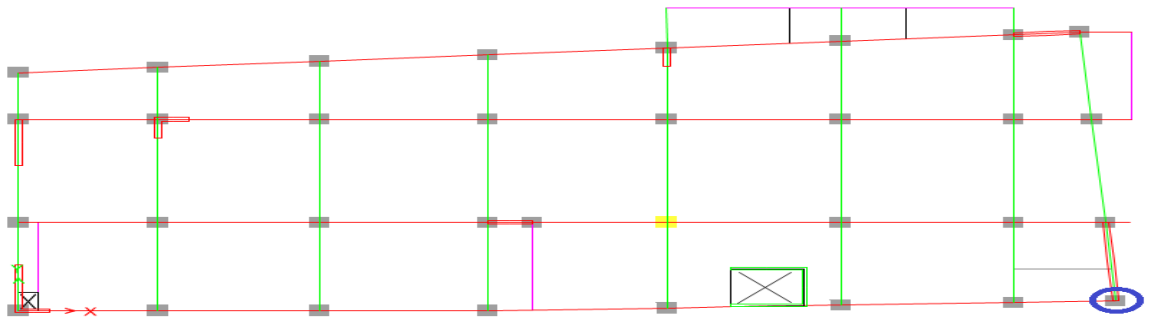


Figure V.1.2 : Localisation du poteau (C10) à étudier comme exemple de calcul au RDC (Vue plan ETABS)

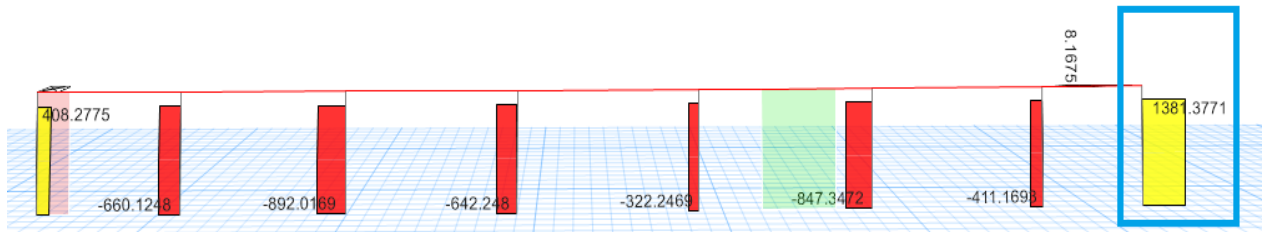


Figure V.1.3 Diagramme de l'effort normale de compression maximale repris par le poteau C10 au RDC

Le calcul se fait à la flexion composée (**N+M**) avec les données suivantes :

$$N_{\min} = 1381,3771 \text{ KN (traction)}$$

$$M_c = 9,53 \text{ KN.m}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow e = 3 \text{ cm}$

$$b_1 = 60 \text{ cm} ; h_1 = 65 \text{ cm} ; d = 62 \text{ cm}$$

Situation accidentelle $\rightarrow \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,689 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 32,5 \text{ cm} \rightarrow$ Le centre de pression **C'** est à l'intérieur de la section.

N est un effort de traction, donc la section est **entièrement tendue**.

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G \rightarrow e_1 = 30,18 \text{ cm}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 \rightarrow e_2 = 28,82 \text{ cm}$$

$$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow f_{s10} = 400MPa$$

$$A_1 = \frac{N_u * e_2}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_1 = 16,87 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u * e_1}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_2 = 17,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{c1} = \max(17,71,16,87) = 17,71m^2$$

De la même manière on calcule le ferrailage donné par les deux autres combinaisons on a trouvé comme suit :

$$M_{\max} = 192,06 \text{ KN.m} \rightarrow N_c = 2984,63\text{KN} \leftrightarrow A_{c2} = -23,09\text{cm}^2$$

$$N_{\max} = 3086,95\text{KN} \rightarrow M_c = 91,07\text{KN.m} \rightarrow A_{c3} = -30,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A_s = \max(A_{c1}, A_{c2}, A_{c3}) = 17,71\text{cm}^2$$

V.1.2 Choix de ferrailage

$$A_s = 17,71\text{cm}^2 \dots \text{soit } A = 6\text{HA}20 = 18,85\text{cm}^2/\text{FACE}$$

❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,8\% * b * h = 31,2\text{cm}^2 < A_s^{\text{total}} = 20\text{HA}20 = 62,83\text{cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Le tableau qui suit résume le calcul à l'ELU du ferrailage du reste des poteaux de chaque étage :

Tableau V.1.4 : Calcul des armatures longitudinales des poteaux les plus sollicités de chaque étage sous la combinaison la plus défavorable.

Niveau	Sections (cm ²)	A _{z tendue cal} (cm ²)	Choix des barres par face	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix des barres dans la section totale
Sous-sol	65x65	13,85	6HA20	33,8	62,83	20HA20
RDC	65x60	17,71	6HA20	31,2	62,83	20HA20
Etage 1	60x60	12,84	4HA16+2HA20	28,8	44,74	4HA20+16HA16
Etage 2	55x55	8,03	4HA16	24,2	24,13	12HA16
Etage 3	50x50	4,8	4HA16	20	24,13	12HA16
Etage 4	45x45	2,54	4HA14	16,2	18,47	8HA12
Etage 5	40x40	2,84	2HA14+2HA12	12,8	15,21	8HA12+4HA14
Etage 6	35x35	4,6	2HA14+2HA12	9,8	15,21	8HA12+4HA14
Etage 7	30x30	5,1	2HA14+2HA12	7,2	15,21	18HA12+4HA14

Remarque : Le calcul du ferrailage longitudinale dans les poteaux du sous-sol est inférieur par rapport à celui du RDC car ils subissent un soulagement grâce au voiles périphériques, alors on leur a affilié le même ferrailage trouvé aux poteaux du RDC.

B) Transversale :

▪ **Recommandations du RPA99V2003 : Art 7.4.2.2**

-On utilise la formule suivante pour le calcul des sections d'armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant maximal dans le poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile (soudaine) par cisaillement.

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a ; b : Dimensions de la section transversale du poteau dans la direction de déformation considérée.

-Pour calculer A_t nous allons fixer un espacement S_t en respectant les conditions suivantes :

$$\text{En zone II}_A : \quad S_t \leq \begin{cases} \min(10\phi_l^{\min} ; 15\text{cm}) & \rightarrow \text{Zone nodale} \\ 15\phi_l^{\min} & \rightarrow \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$-A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ on fait interpolation entre les valeurs limites précédentes avec la formule d'interpolation linéaire suivante : $f(x) = f(x_0) + [f(x_1) - f(x_0)] * \frac{x-x_0}{x_1-x_0}$

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droit de $10\phi_t$ au minimum.

On se basant sur les résultats des efforts tranchants tirés directement d'ETABS, les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1.5 : Calcul des armatures transversales des poteaux les plus sollicités de chaque étage

Unité	Niveau	S.Sol	RDC	Etage1	Etage2	Etage3	Etage4	Etage5	Etage6	Etage7
Cm ²	Section	65x65	60x65	60x60	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35	30x30
Cm	ϕ_l^{\min}	2	2	1,6	1,6	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
m	l_f	1,743	2,1	1,743	1,743	1,743	1,743	1,743	1,743	1,743
/	λ_g	3,11	3,66	3,37	3,678	4,046	4,49	5,05	5,78	6,74
KN	V_{\max}	45,33	61	87,21	99,17	97,69	88,74	78,75	60,49	39,49
Cm	t_{nodale}	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Cm	$t_{courant}$	10	10	10	10	15	15	15	15	15
%	$\frac{A_t^{\min}}{b \cdot t}$	0,772	0,635	0,7075	0,6305	0,5385	0,4275	0,3	0,3	0,3

Cm ²	A_t^{nodale}	0,65	1,32	1,36	1,7	1,83	1,84	1,38	1,08	0,82
Cm ²	$A_t^{courant}$	0,65	1,32	1,36	1,7	2,74	2,77	2,08	1,62	1,23
Cm ²	$A_{tnodale}^{min}$	5,02	3,81	4,24	3,46	2,69	1,92	1,2	1,05	0,9
Cm ²	$A_{tcourant}^{min}$	5,02	3,81	4,24	3,46	4,04	2,88	1,8	1,57	1,35
Cm ²	$A_{tnodale}^{adoptée}$	6,28	4,71	4,71	4,71	3,14	2,01	1,57	1,57	1,01
Cm ²	$A_{tcourant}^{adoptée}$	6,28	4,71	4,71	4,71	4,71	3,58	3,14	1,57	1,57
Z.nodal e	Nombre de barres	8HA10	6HA10	6HA10	6HA10	4HA10	4HA8	2HA10	2HA10	2HA8
Z.cour ante		8HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	4HA8 + 2HA10	4HA10	2HA10	2HA10

V.1.3.Vérifications relatives aux poteaux :

A) Vérification des armatures transversales :

Selon l'article A.7.1.3 CBA93 le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour chaque étage :

Tableau V.1.6 : Vérification des armatures transversales pour chaque étage

Niveau	ϕ_{lmax} (mm)	$\frac{\phi_{lmax}}{3}$ (mm)	ϕ_t (mm)	Obs
S.Sol	20	6,67	10	Vérifiée
RDC	20	6,67	10	Vérifiée
E1	20	6,67	8	Vérifiée
E2	16	5,33	10	Vérifiée
E3	16	5,33	10	Vérifiée
E4	12	4	8	Vérifiée
E5	14	4,67	10	Vérifiée
E6	14	4,67	10	Vérifiée
E7	14	4,67	8	Vérifiée

B) Vérification au flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 Art B.8.2.1 nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: Section réduite du poteau.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre II.6.3.1. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.1.7 : Vérification des poteaux au flambement à chaque étage

Niveaux	section	Nu (KN)	l _f (m)	i	λ	α	B _r ≥ B _{réal} (cm ²)		Observation
	Cm2						B _r (m ²)	B _{réal} (m ²)	
Sous-sol	65*65	3442,24	1,743	0,187	9,32	0,838	0,396	0,186	Vérifiée
RDC	65*60	2896,25	2,1	0,187	11,22	0,832	0,365	0,158	Vérifiée
Etage 1	60*60	2479,06	1,743	0,173	10,075	0,836	0,336	0,134	Vérifiée
Etage 2	55*55	2117,82	1,743	0,158	11,03	0,833	0,280	0,115	Vérifiée
Etage 3	50*50	1783,51	1,743	0,144	12,10	0,830	0,230	0,097	Vérifiée
Etage 4	45*45	1454,42	1,743	0,129	13,51	0,825	0,184	0,08	Vérifiée
Etage 5	40*40	1129,03	1,743	0,115	15,15	0,819	0,144	0,0625	Vérifiée
Etage 6	35*35	804,13	1,743	0,101	17,25	0,810	0,108	0,045	Vérifiée
Etage 7	30*30	456,66	1,743	0,086	20,26	0,796	0,0784	0,026	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

C) Vérification des contraintes :

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec : $S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

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

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

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

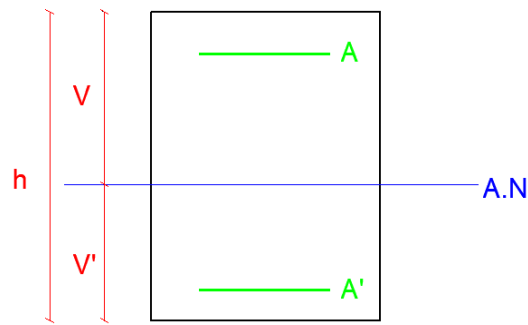


Figure V.1.4 : Paramètres de la section transversale du poteau

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

Tableau V.1.8 : Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux

Unités	Niveau	S.sol	RDC	E1	E2	E3	E4	E5	E6	T.innac
cm²	Section	65x65	60x65	60x60	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35	30x30
m	d	0,62	0,62	0,57	0,52	0,47	0,42	0,37	0,32	0,27
cm²	A	44,74	62,83	44,74	24,2	24,13	18,47	15,21	15,21	15,21
cm	V	37,88	38,24	34,24	30,11	27,78	24,84	22,12	19,77	17,42
cm	V'	27,12	26,75	25,75	24,88	22,21	20,15	17,87	15,22	12,57
cm⁴	I_{yy}	0,0215	0,0203	0,0149	0,0095	0,0067	0,0043	0,002709	0,00165	0,00093
KN	N_{ser}	2503,75	2114,36	1809,69	1542,77	1299,54	1060,14	823,5	587,27	334,34
KN.m	M_{ser}	68,07	77,73	62,07	69,26	67,55	64,39	73,51	49,2	39,03
/	Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
MPa	σ_{bc1}	8,42	8,11	7,42	8,005	8,82	9,7	11,93	11,54	11,75
MPa	σ_{bc2}	2,29	1,74	6,63	7,4	7,96	8,74	1,49	1,71	3,34
MPa	σ̄_{bc}					15				

La contrainte dans le béton est vérifiée dans tout les niveaux de la structure, donc pas de risque de sont éclatement.

- **Etat limite de fissuration :** (Contraintes dans l'acier) Art B.6.3 BAEL91

La fissuration est préjudiciable alors il est nécessaire de vérifier les conditions :

$$\sigma_s = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serg}}{I_{yy}} (V - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serg}}{I_{yy}} (d - V) \right] \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible (préjudiciable)}$$

En se servant des paramètres calculés pour la vérification des contraintes dans le béton on résume par le tableau qui suit l'état limite de fissuration dans chaque étage :

Tableau V.1.9 : Vérification de l'état limite de fissuration des aciers des poteaux

Niveau	$\sigma_{s1} (MPa)$	$\sigma_{s2} (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$	Obs
S.Sol	122,12	23,44	201,63	Vérifiée
RDC	117,34	13,64		Vérifiée
E1	99,38	12,062		Vérifiée
E2	114,74	21,74		Vérifiée
E3	125,39	10,853		Vérifiée
E4	136,403	1,72		Vérifiée
E5	164,49	1,91		Vérifiée
E6	156,08	34,63		Vérifiée
E7	154,37	4,326		Vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées alors il n'y a pas de risque de fissuration des aciers.

D) Vérification au cisaillement :

D'après le RPA99/2003 Art 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.1.10 : Vérification au cisaillement des poteaux

Niveau	Cm ² (b x h)	m L_f	/	/	m d	KN V_u	MPa τ_{bu}	MPa $\bar{\tau}_{bu}$	/	Obs
S.Sol	65x65	1,743	3,11	0,04	0,62	45,33	0,112	1	/	Vérifié
RDC	60x65	2,1	3,66	0,04	0,62	61	0,151	1	/	Vérifié
E1	60x60	1,743	3,37	0,04	0,57	87,21	0,255	1	/	Vérifié
E2	55x55	1,743	3,678	0,04	0,52	99,17	0,346	1	/	Vérifié
E3	50x50	1,743	4,046	0,04	0,47	97,69	0,415	1	/	Vérifié
E4	45x45	1,743	4,49	0,04	0,42	88,74	0,47	1	/	Vérifié
E5	40x40	1,743	5,05	0,075	0,37	78,75	0,532	1,875	/	Vérifié
E6	35x35	1,743	5,78	0,075	0,32	60,49	0,54	1,875	/	Vérifié
E7	30x30	1,743	6,74	0,075	0,27	39,49	0,487	1,875	/	Vérifié
T.innac	30x30	1,743	6,74	0,075	0,27	35,83	0,442	1,875	/	Vérifié

La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la contrainte admissible au niveau de tous les étages, alors il n'y a pas de risque de cisaillement des poteaux.

➤ **Dispositions constructives :**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 80 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$.

V.1.4. Schéma de ferrailage :

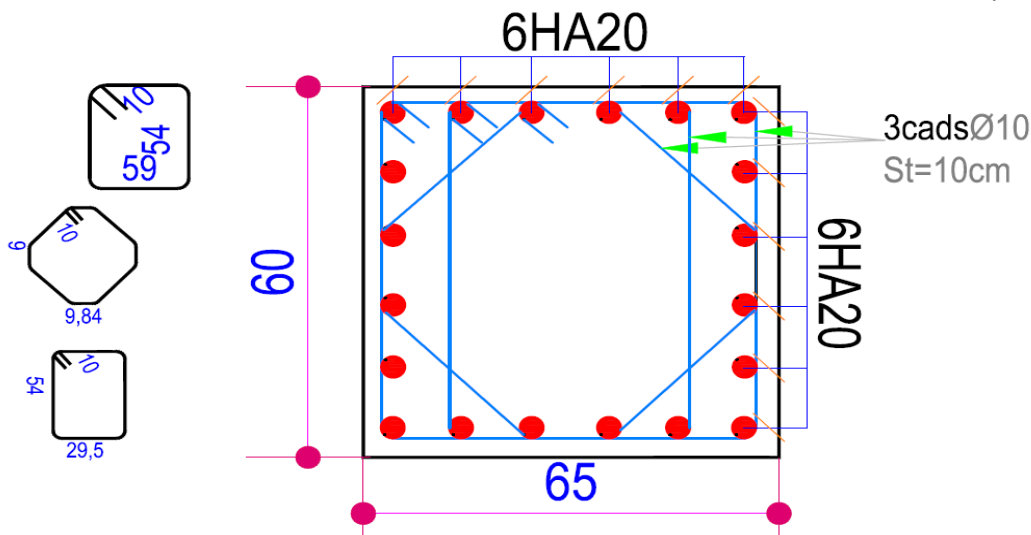


Figure V.1.5 : Schéma de ferrailage (Section transversale) des poteaux du RDC

Les schémas de ferrailage des autres poteaux seront illustrés dans les annexes

V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des combinaisons les plus défavorables (moment fléchissant et effort de cisaillement) résultants les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

V.2.1 Recommandations

➤ **Armatures longitudinales** RPA99/2003 art7.5.2.1

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ **Armatures transversales** : RPA99/2003 Art 7.5.2.2

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

Remarque :

La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.2 Sollicitation et ferrailage des poutres

Le ferrailage se fait en flexion simple sous les sollicitations es plus défavorable.

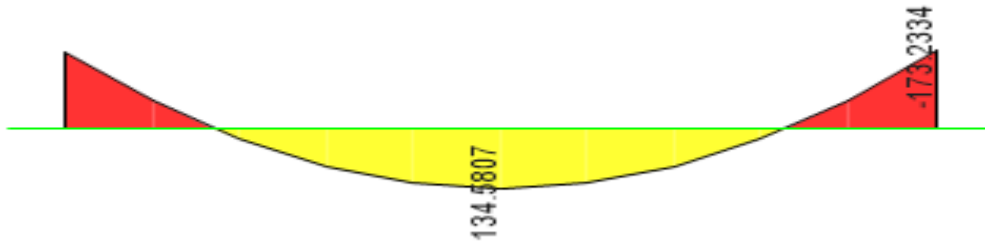


Figure V.2.1 : Diagramme des moments de la poutre principale la plus sollicitée du RDC

V.2.2.1.Armatures longitudinales

Exemple de calcul pour le Ferrailage des poutres principales au niveau de RDC (étage commercial :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{appuis}} = 173,23 \text{KN.m (Elu)} \\ M_{\text{travée}} = 134,58 \text{KN.m (Elu)} \\ b * h = (30 * 40) \text{cm}^2 \\ d = (40 - 2,5) = 37,5 \text{ cm} \\ d' = 2,5 \text{ cm} \\ \text{FeE400 Fissuration peu nuisible} \end{array} \right.$$

TableauV.2.1 calcul de ferrailage des poutres principales de RDC.

Position	Moment (KN.m)	μ_{bu}	Pivot	Z(cm)	A_c (cm ²)
Travée	134,58	0,225	B	32,6	11,85
Appuis	-173,23	0,289	B	30,9	16,11

➤ **Choix de ferrailage**

En travée : $A_t = 11,85 \text{ cm}^2$ soit **6HA16 = 12,06 cm²**

En appuis : $A_a = 16,11 \text{ cm}^2$soit **5HA20+1HA16= 17,7 cm²**

• **Vérification de la condition de non fragilité**

EN travée $A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,12 * 0,22 * \frac{2,1}{400} = 1,35 \text{cm}^2 < A_t = 12,06 \text{cm}^2$

En appuis : $A_{\min} = 1,35 \text{cm}^2 < A_a + A_t = 29,76 \text{cm}^2$ condition vérifiée

Le ferrailage des poutres principales et secondaires des autres niveaux est présenté dans le tableau suivant :

V. Etude des éléments structuraux

Tableau V.2.2 : Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres principales de chaque étage

Niveaux	position	M (KN.m)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)	Choix de ferrailage
RDC	Travée	134,58	Elu b14	11,85	1,35	12,06	6HA16
	Appuis	-173,23	Elu b14	16,11	1,35	17,72	5HA20+1HA16
Etage 1	Travée	100,23	Elu b8	8,46	1,35	9,11	3HA16+2HA14
	Appuis	--164,76	Elu b71	15,129	1,35	15,45	3HA20+3HA16
Etage 2	Travée	120,54	0,8G+eymax b1	8,77	1,35	9,24	6HA14
	Appuis	-164,73	Elu b71	15,12	1,35	15,45	3HA20+3HA16
Etage 3	Travée	131,55	0,8G+eymax b1	9,66	1,35	10,65	3HA16+3HA14
	Appuis	-175,78	G+Q+Eymin b1	13,46	1,35	13,44	3HA20+2HA16
Etage 4	Travée	127,49	0,8G+eymax b1	9,33	1,35	10,68	3HA14+3HA12
	Appuis	-178,43	G+Q+Eymin b1	13,7	1,35	15,45	3HA20+3HA16
Etage 5	Travée	115,21	0,8G+eymax b2	8,35	1,35	9,24	6HA14
	Appuis	-170,734	G+Q+EYmin b 1	13	1,35	15,45	3HA20+3HA16
Etage 6	Travée	108,4	Elu b14	9,24	1,35	9,24	6HA14
	Appuis	-157,36	G+Q+EYmin b1	11,83	1,35	12,06	6HA16
Etage 7	Travée	110,33	0,8G+EYmax b1	7,96	1,35	8,01	3HA14+3HA12
	Appuis	-153,62	Elu b80	13,87	1,35	15,45	3HA20+3HA16
Terrasse inaccessible	Travée	106,71	Elu b7	9,08	1,35	9,24	6HA14
	Appuis	-133,36	Elu b17	11,71	1,35	12,06	6HA16

Tableau V.2.3 : Sollicitations maximales et ferrailage longitudinale des poutres secondaires de chaque étage

Niveau	Désignation	KN.m		Cm ²			Choix
		Sollicitation	Comb	A _{cal}	A _{min}	A _{opt}	
RDC	Travée	20.05	ELU	1,56	1,35	3,39	3HA12
	Appui	-28.66	0.8G+Exmin	1,94			
Etage 1	Travée	59.72	0.8G+Exmax	4,14	1,35	4,62	3HA14
	Appui	-79.44	G+Q+Exmin	5,59			
Etage 2	Travée	73.18	0.8G+Exmax	5,13	1,35	5,65	5HA12
	Appui	-99.03	G+Q+Exmin	7,08			
Etage 3	Travée	81.72	0.8G+Exmax	5,77	1,35	5,75	3HA14+1HA12
	Appui	-109.31	G+Q+Exmin	7,88			
Etage 4	Travée	81.92	0.8G+Exmax	5,79	1,35	6,47	3HA12+2HA14
	Appui	-112.09	G+Q+Exmin	8,1			
Etage 5	Travée	79.21	G+Q+Exmax	5,58	1,35	5,65	5HA12
	Appui	-111.16	G+Q+Exmin	8,03			
Etage 6	Travée	72.67	G+Q+Exmax	5,09	1,35	5,65	5HA12
	Appui	-101.02	G+Q+Exmin	7,23			
						8,01	3HA12+3HA14

Etage 7	Travée	54.99	G+Q+Exmax	3,8	1,35	4,21	2HA14+1HA12
	Appui	-93.44	G+Q+Exmin	6,65		6,79	6HA12
Terrasse inaccessible	Travée	43.75	ELU	3,48	1,35	4,21	2HA14+1HA12
	Appui	-76.56	G+Q+Exmin	5,37		5,65	5HA12

Avec : $A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,375 = 1,35 \text{ cm}^2$

V.2.2.2 Armatures transversales

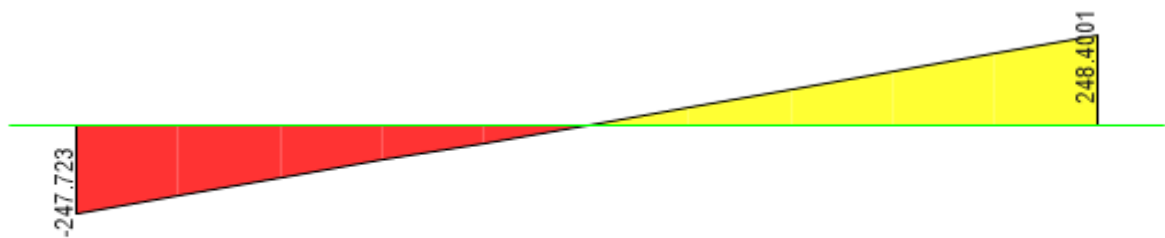


Figure V.2.2 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutre principale la plus sollicitée du RDC

❖ Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{tmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,43 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,43 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

avec: $\begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \end{cases}$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi^2 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

❖ Calcul des espacements S_t

D'après le RPA99/2003 (Art 7.5.2.2) :

En zone nodale: $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t^{\min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

En zone courantes: $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

❖ Vérification des sections d'armatures transversales minimales

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_{s \times} (\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K)}{0,9 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \rightarrow A_t \geq 2,76 \text{ cm}^2$$

On a $A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t \geq 2,76 \text{ cm}^2$ Vérifiée
 Alors on opte pour $A_t \geq 2,76 \text{ cm}^2$ Soit $4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage :

- Poutres principales (Étage commercial RDC) :

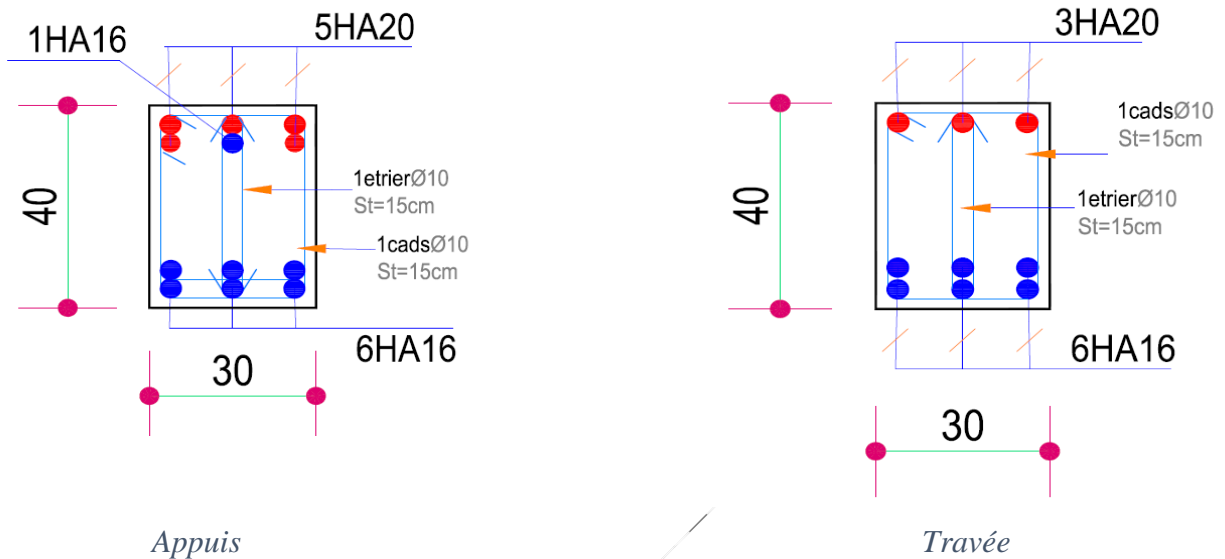


Figure V.2.3: Schéma de ferrailage des poutres principales du RDC

Les schémas de ferrailage des autres poutres seront illustrés dans les annexes

Calcul des longueurs de recouvrement

Pour $\varnothing = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80 \text{ cm}$

Pour $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

V.2.3 Vérifications nécessaires

V.2.3.1. Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales et secondaires : $A_{\max} = \frac{6}{100} \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales et secondaires : $A_{max} = \frac{4}{100} \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

V.2.3.2. Vérifications à l'ELU

- **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.4 : Vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Poutres	V_{max} (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
Rdc	Principale	248,4	2,208	3,33	Vérifiée
	Secondaire	39,32	0,349	3,33	Vérifiée
Etage 1	Principale	248,4	2,208	3,33	Vérifiée
	Secondaire	104,88	0,932	3,33	Vérifiée
Etage 2	Principale	179,02	1,59	3,33	Vérifiée
	Secondaire	109,6	0,974	3,33	Vérifiée
Etage 3	Principale	181,28	1,61	3,33	Vérifiée
	Secondaire	111,77	0,993	3,33	Vérifiée
Etage 4	Principale	183,44	1,63	3,33	Vérifiée
	Secondaire	108,29	0,962	3,33	Vérifiée
Etage 5	Principale	185,47	1,64	3,33	Vérifiée
	Secondaire	101,29	0,9	3,33	Vérifiée
Etage 6	Principale	190,62	1,694	3,33	Vérifiée
	Secondaire	90,79	0,807	3,33	Vérifiée
Etage 7	Principale	158,13	1,405	3,33	Vérifiée
	Secondaire	83,32	0,740	3,33	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Principale	169,6	1,507	3,33	Vérifiée
	Secondaire	92,67	0,823	3,33	Vérifiée

V.2.3.3 Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

- **Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.2.5 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Niv	Poutres	Position	M_{serv} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (m ⁴) *10 ⁻⁴	Contraintes		Obs
							σ (Mpa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	
RDC	Principales	Travée	95,52	12,06	16,07	12,45	12,35	15	Vérifiée
		Appuis	-122,99	17,72	17,5	14,62	14,2		Vérifiée
	Secondaires	Travée	14,82	3,39	9,7	4,842	2,97		Vérifiée
		Appuis	-19,85	3,39	9,7	4,842	3,98		Vérifiée
E1	Principales	Travée	73,109	9,11	14,4	10,27	10,29		Vérifiée
		Appuis	-120,66	15,45	17,5	14,62	14,47		Vérifiée
	Secondaires	Travée	25,69	4,62	11,05	6,197	4,58		Vérifiée
		Appuis	-49,83	5,65	12	7,238	8,26		Vérifiée
E2	Principales	Travée	69,91	9,24	14,5	10,38	9,8		Vérifiée
		Appuis	-120,64	15,45	17,5	14,62	14,47		Vérifiée
	Secondaires	Travée	26,3	5,65	12	7,238	4,36		Vérifiée
		Appuis	-51,22	8,01	13,78	9,37	7,52		Vérifiée
E3	Principales	Travée	69,81	10,65	15,3	11,45	9,35		Vérifiée
		Appuis	-122,13	13,44	16,7	13,37	15,25		Non Vérifiée
	Secondaires	Travée	26,93	5,75	12,08	7,33	4,43	Vérifiée	
		Appuis	-52,56	8,01	13,78	9,37	7,74	Vérifiée	
E4	Principales	Travée	71,35	10,68	15,3	11,47	9,55	Vérifiée	
		Appuis	-124,9	15,45	17,5	14,62	14,98	Vérifiée	
	Secondaires	Travée	27,51	6,47	12,67	8,01	4,35	Vérifiée	
		Appuis	-54,03	8,64	14,2	9,89	7,74	Vérifiée	
E5	Principales	Travée	73,44	9,24	14,5	10,38	10,29	Vérifiée	
		Appuis	-124,9	15,45	17,5	14,62	14,98	Vérifiée	
	Secondaires	Travée	30,88	5,65	12	7,23	5,12	Vérifiée	
		Appuis	-57,01	8,01	13,78	9,37	8,38	Vérifiée	
E6	Principales	Travée	78,9	9,24	14,5	10,38	11,06	Vérifiée	
		Appuis	-103,57	12,06	16	12,45	13,35	Vérifiée	
	Secondaires	Travée	33,28	5,65	12	7,23	5,51	Vérifiée	
		Appuis	-62,95	8,01	13,78	9,37	9,25	Vérifiée	
E7	Principales	Travée	62,001	8,01	13,7	9,37	9,11	Vérifiée	
		Appuis	-112,16	15,45	17,5	14,62	13,34	Vérifiée	
	Secondaires	Travée	28,39	4,21	10,63	5,76	5,24	Vérifiée	
		Appuis	-73,99	6,79	12	7,23	12,27	Vérifiée	
T_{inacc}	Principales	Travée	78,06	9,24	14,5	10,38	10,94	Vérifiée	
		Appuis	-97,69	12,06	15,9	12,45	12,59	Vérifiée	
	Secondaires	Travée	31,94	4,21	10,63	5,76	5,89	Vérifiée	
		Appuis	-72,56	5,65	12	7,23	12,03	Vérifiée	

Remarque : la contrainte de compression de béton au niveau de l'étage 3 n'est pas vérifiée en appuis, alors on augmente la section d'acier, et le résultat est illustré suivant ce tableau :

Tableau V.2.6 : Re vérification de l'état limite de compression du béton au niveau d'étage 03

Niveau	Poutres	Position	M_{serv} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (m ⁴) *10 ⁻⁴	Contraintes		Observation
/							σ (Mpa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	/
Etage 3	P Principale	Travée	69,81	10,65	15,3	11,45	9,35	15	Vérifiée
		Appui	122,13	15,45	17,55	14,62	14,65		Vérifiée

- Vérification de l'état limite de déformation** Art B.6.5, 2 BAEL91R99
 La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :
 - ✓ $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$
 - ✓ $A \leq A_f = \frac{4,2.b.d}{f_e}$
 - ✓ $L < 8 \text{ m}$

Tableau V.2.7 : Sollicitations nécessaires pour la vérification de la flèche

Désignation	P.principales					P.secondaires				
	L_{max}	M_0	M_j	M_G	M_P	L_{max}	M_0	M_j	M_G	M_P
Unité	m	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	m	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
RDC	5,6	243,42	70,41	58,07	95,52	5,49	121,029	33,35	14,74	15,74
E1	5,6	180,13	65,73	62,84	73,109	5,46	102,12	38,25	19,3	25,69
E2	5,6	167	70,41	58,56	69,91	5,46	102,12	38,25	19,82	26,3
E3	5,6	167	70,41	58,51	69,81	5,46	102,12	38,25	20,32	26,93
E4	5,6	167	70,41	59,79	71,35	5,46	102,12	38,25	22,74	27,51
E5	5,6	167	70,41	61,54	73,44	2,91	40,57	16,96	25,9	30,88
E6	5,6	179,7	70,41	66,33	78,9	2,91	40,57	16,96	27,83	33,28
E7	5,6	164,2	69,15	49,94	62,00	2,91	46,62	16,96	23,92	28,39
T.innac	4,8	115	38,18	68,81	78,02	5,65	86,79	24,42	27,69	31,94

Remarque : les moments sous G ET sous P (Els) sont tirés directement à partir du logiciel de calcul ETABS par contre les moments isostatiques M_0 et les moments sous charges de revêtements sont calculés manuellement par la méthode RDM.

Tableau V.2.8 : Conditions d'application de la vérification à la flèche dans les poutres principales

Niveau	$\frac{1}{16}$	$\frac{M_{ts}}{10M_{0s}}$	$\frac{h}{l}$	A_t (cm ²)	$\frac{4,2bd}{f_e}$	L (m)	Obs
RDC	0,0625	0,039	0,071	12,06	11,81	5,6	Non.vérifiée
E1	0,0625	0,040	0,071	9,11	11,81	5,6	Vérifiées
E2	0,0625	0,041	0,071	9,24	11,81	5,6	Vérifiées
E3	0,0625	0,041	0,071	10,65	11,81	5,6	Vérifiées
E4	0,0625	0,042	0,071	10,68	11,81	5,6	Vérifiées
E5	0,0625	0,043	0,071	9,24	11,81	5,6	Vérifiées
E6	0,0625	0,043	0,071	9,24	11,81	5,6	Vérifiées
E7	0,0625	0,037	0,071	8,01	11,81	5,6	Vérifiées
T.innac	0,0625	0,067	0,083	9,24	11,81	4,8	Vérifiées

Tableau V.2.9 : Conditions d'application de la vérification à la flèche dans les poutres secondaires

Niveau	$\frac{1}{16}$	$\frac{M_{ts}}{10M_{0s}}$	$\frac{h}{l}$	$A_t (cm^2)$	$\frac{4,2bd}{f_e}$	L (m)	Obs
RDC	0,0625	0,013	0,072	3,39	11,81	5,49	Vérifiées
E1	0,0625	0,025	0,073	4,62	11,81	5,46	Vérifiées
E2	0,0625	0,025	0,073	5,65	11,81	5,46	Vérifiées
E3	0,0625	0,026	0,073	5,75	11,81	5,46	Vérifiées
E4	0,0625	3,42	0,073	6,47	11,81	5,46	Vérifiées
E5	0,0625	0,076	0,137	5,65	11,81	2,91	Vérifiées
E6	0,0625	0,082	0,137	5,65	11,81	2,91	Vérifiées
E7	0,0625	0,06	0,137	4,21	11,81	2,91	Vérifiées
T.innac	0,0625	0,036	0,070	4,21	11,81	5,65	Vérifiées

➤ **Evaluation de la flèche de la poutre principale la plus sollicitée au niveau de RDC (étage commercial)**

• Calcul des moments

-Sous G : $M_G = 58,07 \text{ KN.m}$ $L = 5,6 \text{ m}$

-Sous P : $M_P = 95,52 \text{ KN.m}$

-Sous J : $\begin{cases} G = 5,61 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$$q_j = 4,3 * \left(\frac{5,49 + 5,65}{2} \right) + (25 * 0,3 * 0,4) \rightarrow q_j = 26,95 \text{ KN/m}$$

$$M_j = \frac{26,59 * 5,6^2}{8} * 0,75 = 79,23 \text{ KN.m}$$

Le reste des paramètres essentiels pour l'évaluation de la flèche sont résumés dans le tableau en dessous :

Tableau V.2.10 : Calcul de la flèche de la poutre principale au niveau du RDC

Y (cm)	I (10^{-4})m ⁴	I ₀ (10^{-4})	f_j^i (mm)	f_i^p (mm)	f_v^g (mm)	f_j^g (mm)	f_j^i (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)
16,07	12,45	20,81	7,67	9,63	10,62	5,18	7,67	7,4	10,6

V.2.4 vérification de la zone nodale RPA99/2003 Art 7.6.2

Il faut vérifier que : $|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times |M_W| + |M_E|$

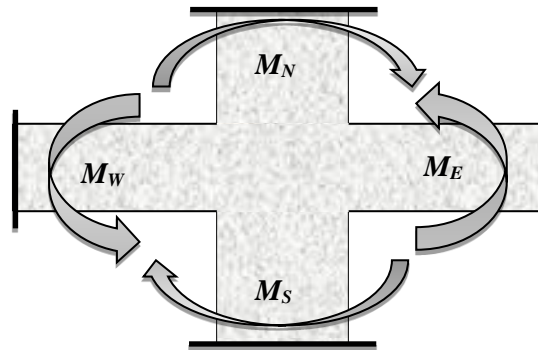


Figure V.2.4 : Moments résistants au niveau de la zone nodale (critique)

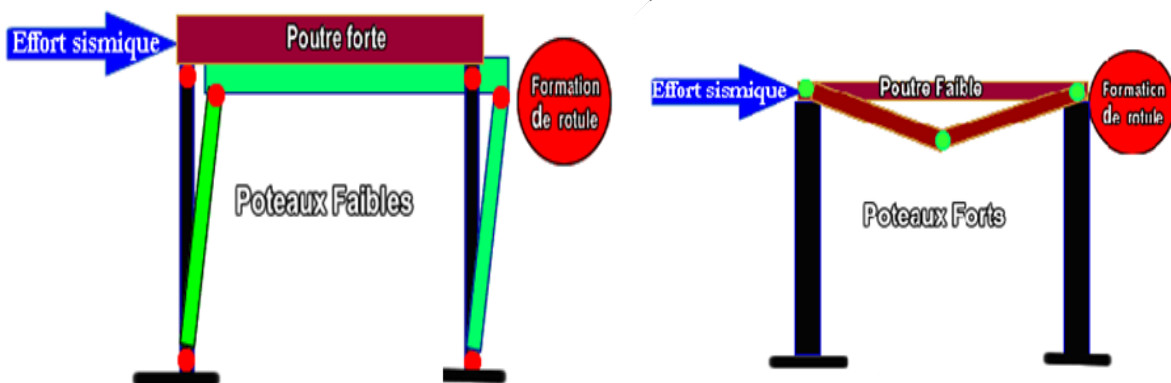


Figure V.2.5 : formation de la rotule plastique

➤ Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

V. Etude des éléments structuraux

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.2.11 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	h(cm)	z(cm)	A(cm ²)	N ^{bre} de barres / face	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
RDC	65	58,5	18,85	6HA20	400	441,09
E1	60	54	18,85	6HA20	400	407,16
E2	55	49,5	14,32	4HA16+2HA20	400	283,53
E3	50	45	8,04	4HA16	400	144,72
E4	45	40,5	8,04	4HA16	400	130,24
E5	40	36	6,16	4HA14	400	88,7
E6	35	31,5	5,34	2HA14+2HA12	400	67,28
E7	30	27	5,34	2HA14+2HA12	400	57,67

Tableau V.2.12 : Les moments résistants dans les poutres principales

Niveau	Position	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ _s (MPa)	M _r (KN.m)
RDC	Travée	40	36	18,85	348	236,15
	Appui	40	36	17,72	348	222,00
E1	Travée	40	36	9,11	348	114,13
	Appui	40	36	15,45	348	193,55
E2	Travée	40	36	9,24	400	133,05
	Appui	40	36	15,45	348	193,55
E3	Travée	40	36	10,65	400	153,36
	Appui	40	36	13,44	400	193,53
E4	Travée	40	36	10,68	400	153,79
	Appui	40	36	15,45	400	222,48
E5	Travée	40	36	9,24	400	133,05
	Appui	40	36	15,45	400	222,48
E6	Travée	40	36	9,24	348	115,75
	Appui	40	36	12,06	400	173,66

Tableau V.2.13 : Les moments résistants dans les poutres secondaires

Niveau	Position	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ _s (MPa)	M _r (KN.m)
RDC	Travée	40	36	3,39	348	42,46
	Appui	40	36	3,39	400	48,816
E1	Travée	40	36	4,62	400	66,528
	Appui	40	36	5,65	400	81,36
E2	Travée	40	36	5,65	400	81,36
	Appui	40	36	8,01	400	115,344
E3	Travée	40	36	5,75	400	82,8
	Appui	40	36	8,01	400	115,344
E4	Travée	40	36	6,47	400	93,168
	Appui	40	36	8,64	400	124,416
E5	Travée	40	36	5,65	400	81,36
	Appui	40	36	8,01	400	115,344

E6	Travée	40	36	5,65	400	81,36
	Appui	40	36	8,01	400	115,344

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

Tableau V.2.14 : Vérification de la zone nodale dans le sens principal

Niveau	M_N (KN.m)	M_S (KN.m)	$M_N + M_S$ (KN.m)	M_E (KN.m)	M_W (KN.m)	$1,25(M_E + M_W)$	Obs
N1	407,16	441,09	848,25	236,15	222,00	572,68	Vérifiée
N2	283,53	407,16	690,69	114,13	193,55	384,6	vérifiée
N3	144,72	283,53	428,25	133,05	193,55	408,25	Vérifiée
N4	130,24	144,72	274,96	153,36	193,53	433,61	Non.vérifiée
N5	88,7	130,24	218,94	153,79	222,48	470,33	Non.vérifiée
N6	67,28	88,7	155,98	133,05	222,48	444,41	Non.vérifiée
N7	57,67	67,28	124,96	115,75	173,66	361,76	Non.vérifiée

Tableau V.2.15 : Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire

Niveau	M_N (KN.m)	M_S (KN.m)	$M_N + M_S$ (KN.m)	M_E (KN.m)	M_W (KN.m)	$1,25(M_E + M_W)$	Obs
N1	407,16	441,09	848,25	42,46	48.816	114,09	Vérifiée
N2	283,53	407,16	690,69	66.528	81.36	184,86	Vérifiée
N3	144,72	283,53	428,25	81,36	115.344	245,88	Vérifiée
N4	130,24	144,72	274,96	82,8	115,344	247,68	Vérifiée
N5	88,7	130,24	218,94	93,168	124,416	271,98	Non.vérifiée
N6	67,28	88,7	155,98	81,36	115,344	245,88	Non.vérifiée
N7	57,67	67,28	124,96	81,36	115,344	245,88	Non.vérifiée

Remarque : on remarque que cette vérification de RPA n'est pas vérifiées à partir de niveau 4 jusqu'au niveau 7 pour cela on a augmenté les sections des poteaux et des sections d'aciers dans la zone tendue selon le tableau qui sera exposé en dessous, de plus on n'a pas effectué la vérification de la rotule plastique dans les deux dernier niveaux puisque notre bâtiment dépasse R+2. RPA99/2003 ART 7.6.2

Tableau V.2.16 : Ferrailage longitudinal finale

Niveau	Sections (cm ²)	A_z tendue cal (cm ²)	Choix des barres par face	Choix des barres dans la section totale
Sous-sol	65*65	13,85	6HA20=18,85	20HA20
RDC	65*60	17,71	6HA20=18,85	20HA20
Etage 1	60*60	12,84	4HA20+2HA16= 16,59	4HA20+16HA16
Etage 2	60*60	8,03	4HA20+2HA16==16,59	12HA16
Etage 3	55*55	4,8	4HA20=12,57	12HA16
Etage 4	55*55	2,54	4HA20=12,57	8HA12+4HA14
Etage 5	50*50	2,84	4HA20=12,57	8HA12+4HA14
Etage 6	45*45	4,6	2HA20+2HA16=10,31	8HA12+4HA14
Etage 7	40*40	5,1	4HA16=8,04	8HA12+4HA14

--	--	--	--	--	--

Tableau V.2.17 : Re vérification de la zone nodale dans le sens principal

Niveau	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_E	M_W	$1,25(M_E + M_W)$	Obs
N1	407,16	441,09	848,25	236,15	222,00	572,68	Vérifiée
N2	358,34	407,16	765,5	114,13	193,55	384,6	vérifiée
N3	358,34	358,34	716,68	133,05	193,55	408,25	Vérifiée
N4	248,88	358,34	607,22	153,36	193,53	433,61	Vérifiée
N5	248,88	248,88	497,76	153,79	222,48	470,33	Vérifiée
N6	226,26	248,88	475,14	133,05	222,48	444,41	Vérifiée
N7	167,022	226,26	393,28	115,75	173,66	361,76	Vérifiée

Tableau V.2.18 : Re vérification de la zone nodale dans le sens secondaire

Niveau	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_E	M_W	$1,25(M_E + M_W)$	Obs
N1	407,16	441,09	848,25	42,46	48.816	114,09	Vérifiée
N2	358,34	407,16	765,5	66.528	81.36	184,86	Vérifiée
N3	358,34	358,34	716,68	81,36	115.344	245,88	Vérifiée
N4	248,88	358,34	607,22	82,8	115,344	247,68	Vérifiée
N5	248,88	248,88	497,76	93,168	124,416	271,98	Vérifiée
N6	226,26	248,88	475,14	81,36	115,344	245,88	Vérifiée
N7	167,022	226,26	393,28	81,36	115,344	245,88	Vérifiée

V.2.5.Revérification du model d'ETABS :

La modification des sections des poteaux pourrait influencer sur le comportement de la structure, cependant nous devons faire une vérification par rapport aux résultats déjà obtenus au chapitre 04.

Vérification de la période et de la participation massique :

Nous allons illustrer les résultats sur les cinq premiers modes :

Tableau V.2.19 : Valeurs de la période et de la participation massique avant modification des sections des poteaux

Avant modification des sections					
/	/	La masse modale		cumulé de la masse modale	
Mode	Période (s)	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
1	0.77	0.5748	0.026	0.5748	0.026
2	0.648	0.0259	0.5687	0.6007	0.5947
3	0.498	0.005	0.0047	0.6056	0.5994

Tableau V.2.20 : Valeurs de la période et de la participation massique après modification des sections des poteaux

Après modification des sections					
/	/	La masse modale		cumulé de la masse modale	
Mode	Période (s)	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
1	0.753	0.5936	0.0245	0.5936	0.0245
2	0.635	0.0242	0.5869	0.6178	0.6114
3	0.49	0.0044	0.0043	0.6222	0.6157

Analyse :

La modification des sections des poteaux n'a pas déstabilisée sur le comportement de la structure, de plus les vérifications de l'effort tranchant à la base, de l'effort normale réduit, des déplacements entre étages, des effets du second ordre, de l'interaction horizontale et celle verticale, qu'exige le RPA99 de faire sont restées vérifiées, alors le modèle reste valable pour le calcul de restes des éléments.

V.3. Etude des voiles :

Introduction :

Un voile de contreventement est un élément verticale de section ($e \times l$), travaillant en flexion composée du même principe qu'un poteau, mais qui est destiné en majorité à reprendre les forces horizontales (séismes) et les transmettre jusqu'aux fondations mais bien sûr ils reprennent une petite partie de la charge verticale (statique), dans notre cas.

Cependant le *RPA99V2003 Art 3.4.A.1.a* exige de mettre ces éléments pour des structures dépassant le 14m de hauteur en zone sismique II_A.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

V.3.1. Recommandation du RPA99 version 2003

A) Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile

- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

B) Armatures Horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

C) Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

- **Règles communes** RPA99 V2003 ART.7.7.4.3

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.2. Calcul des voiles

Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, et pour les autres voiles ils seront résumés après présentation de l'exemple qui va suivre, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3.1 : Sollicitations maximales dans le voile V_{y4} (sens-Y) au niveau de RDC

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1292.9	356.2	4178.19	1042.29	347.82	59.09	892.5

D'où : l'exemple de calcul sur le ferrailage de voile V_{y4} va se présenter sous $M_{max}=4178.19KN.m \rightarrow N_c=1042.29 KN$.

A) Calcul des armatures verticales

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 4.27m, d = 4.22 m, e = 0.20 m, s = e \times l = 0.854 m, I = \frac{eL^3}{12} = 1.29575 m^4$$

$$\sigma^+ = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}V = \frac{1042.29}{0.854} + \frac{4178.19}{1.2975} * 2,135 = 8,095 Mpa > 0$$

(SPC)

$$\sigma^- = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}V = \frac{1042.29}{0.854} - \frac{4178.19}{1.2975} * 2,135 = -5,65 Mpa < 0$$

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

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 4178.19 + (1042.19) \times \left(4.22 - \frac{4.27}{2}\right) = 6351.364 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bu}} = \frac{6351.364 \times 10^{-3}}{0,2 \times 4.22^2 \times 18,48} = 0.0964 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400Mpa$$

$$\mu_{bu} = 0.0964 < \mu_l = 0.384 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,1269$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 4.22(1 - 0,4 \times 0.1269) = 4.005m$$

$$A_1^{fs} = \frac{M_{ua}}{zf_{st}} = \frac{6351.364 \times 10^{-3}}{4.005 \times 400} = 3.96 \times 10^{-3} cm^2$$

$$A_1^{FC} = A_1^{fs} - \frac{N_u}{f_{st}} = 3.96 \times 10^{-3} - \frac{1042.29 \times 10^{-3}}{400} = 13.58 cm^2$$

De la même manière de calcul nous avons trouvé pour les deux autres combinaisons ce qui suit :

$$N_{max} = 1292,9 KN \rightarrow M_c = 356,2 KN.m \dots \dots \dots A_2 = -13,66 cm^2$$

$$N_{min} = 347,82 KN \rightarrow M_c = 59,05 KN.m \dots \dots \dots A_3 = -4,02 cm^2$$

$$D'où : A_{max} = A_v = \max(A_1^{FC}; A_2^{FC}; A_3^{FC}) = 13,85 cm^2$$

- Armatures minimales dans tout le voile

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h = 0,15\% \times 0,2 \times 4.27 = 12.81 \text{ cm}^2$$

RPA99/2003ART7.7.4.3

- Longueur de la partie tendue L_t

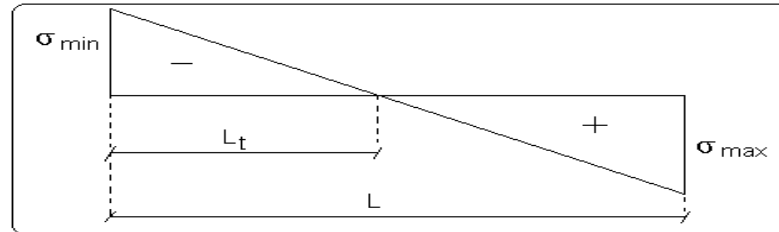


Figure V.3.1 : Section transversale d'un voile soumis aux contraintes de compression et de traction

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$l_t = \frac{5.65 \times 4.27}{5.65 + 8.095} = 1.755 \text{ m}$$

- Armatures minimales dans la zone tendue

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0.2\% 0,2 \times 1.755 = 7.02 \text{ cm}^2$$

- Longueur de la partie comprimée

$$l_c = L - 2l_t = 4,27 - 2 \times 1,755 = 0,76 \text{ m}$$

- Armatures verticales minimales dans la zone comprimée

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 0.1\% b \times l_c$$

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 0.1\% \times 0,2 \times 0,76 = 1,5 \text{ cm}^2$$

- Espacement

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec $S_t = 15 \text{ cm}$ sur une longueur de $\frac{L}{10} = 41,7 \text{ cm}$ du voile

$S_t = 30 \text{ cm}$ en dehors de $\frac{L}{10} = 41,7 \text{ cm}$ du voile

B) Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 892,5 \text{ KN}$$

$$\frac{A_H}{e \times S_t} \geq \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K)}{0,9 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots 1$$

$$A_H \geq \frac{0,4 \cdot e \cdot S_t}{f_e} \dots \dots \dots 2$$

Avec : $\tau_u = \frac{1,4 V_u}{e \cdot d} = \frac{1,4 \times 892,5 \times 10^{-3}}{0,2 \times 4,22} = 1,48 \text{ MPa}$

Et $\begin{cases} K = 0 \text{ (reprise de bétonnage et FTN)} \\ \alpha = 0 \text{ (} A_H \text{ et } A_V \text{ sont perpendiculaires)} \end{cases}$

▪ Espacement

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Ce qui donne :

$$A_H \geq \frac{\gamma_s \times \tau_u \times e \times S_t}{0,9 f_e} = \frac{1 \times 0,2 \times 0,2 \times 1,48}{0,9 \times 400} = 1,64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_H \geq \frac{0,4 \times 0,2 \times 0,2}{400} = 0,4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 2$$

▪ Armatures horizontales minimales

$$0,15\% \times e \times S_t = 0,6 \text{ cm}^2$$

RPA99/2003 ART7.7.4.3

C) Choix du ferrailage

▪ Armatures verticales :

$$\begin{cases} \text{zone tendue : } A_s = 13,58 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ soit } 12\text{HA}12 + 4\text{HA}10 = 16,71 \text{ cm}^2 \\ \text{zone comprimée : } A_{\min}^c = 1,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

▪ Armatures horizontales :

$$A_H = 1,64 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ soit } 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2 \text{ chaque } S_t = 20 \text{ cm}$$

V.3.3.Schéma de ferrailage :

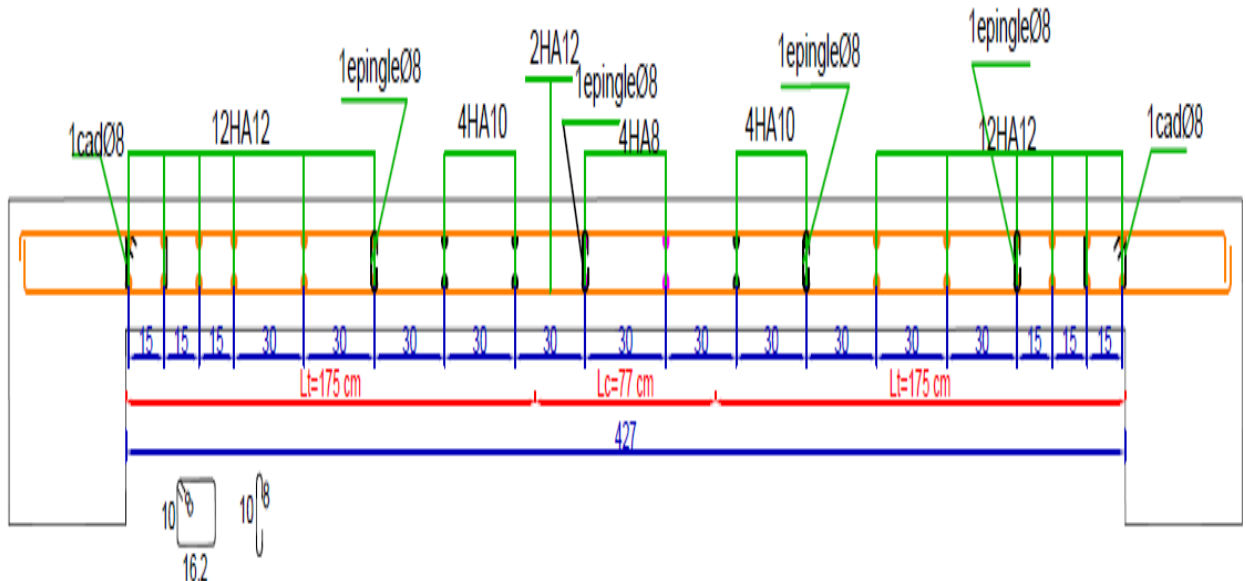


Figure V.3.2 : Schéma de ferrailage (section transversale) du voile Vy4 au niveau du RDC

Remarque :

- Concernant les schémas de ferrailage, le choix de l'espacement entre les armatures verticales nous oblige dans quelques voiles à prendre quelques centimètres de la longueur comprimée et les rajouter à la longueur tendue, ce qui est un calcul plus défavorable et tend vers la sécurité.

V.3.4.Calcul du reste des voiles :

Le reste des calculs seront résumés dans les différents tableaux en dessous :

A) Les sollicitations des différents voiles :

Tirés directement d'ETABS, nous avons :

Tableau V.3.2 : Sollicitations des différents voiles du sous-sol

N(KN) ; M(KN.m) ;V(KN)		Sous.Sol				
Niveau	Voile	Sollicitation	Combinaison	V		
Sens X	Vx _{1,2}	$N_{max} \rightarrow M_c$	590,64 → 1,34	ELU	0,62	
		$M_{max} \rightarrow N_c$	289,28 → 142,6	0,8G - E _{max}	175,2	
		$N_{min} \rightarrow M_c$	142,6 → 289,28	0,8G + E _{xmax}	175,2	
	Vx ₃	$N_{max} \rightarrow M_c$	1322,6 → 382,57	G + Q + E _{xmin}	373,67	
		$M_{max} \rightarrow N_c$	652,88 → 1289,08	G + Q + E _{xmin}	345,96	
		$N_{min} \rightarrow M_c$	260,95 → 621,93	0,8G + E _{xmax}	365,01	
	Vx ₄	$N_{max} \rightarrow M_c$	609,73 → 10,37	ELU	4,92	
		$M_{max} \rightarrow N_c$	774,39 → 200,26	0,8G - E _{xmax}	337,26	
		$N_{min} \rightarrow M_c$	185,98 → 134,1	0,8G + E _{ymin}	58,1	
		$N_{max} \rightarrow M_c$	/	/	/	

Sens Y	Vy _{1,2}	$N_{\max} \rightarrow N_c$	/	/	/
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	/	/	/
	Vy _{3,5}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	623,05 → 66,43	ELU	49,88
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	193,75 → 373,8	$G + Q + E_{ymin}$	52,44
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	76,56 → 14,91	$0,8G + E_{ymax}$	80,68
	Vy ₄	$N_{\max} \rightarrow M_c$	/	/	/
$M_{\max} \rightarrow N_c$		/	/	/	
$N_{\min} \rightarrow M_c$		/	/	/	

Tableau V.3.3 : Sollicitations des différents voiles du RDC

N(KN) ; M(KN.m) ; V(KN)		RDC			
Niveau	Voile		Sollicitation	Combinaison	V
Sens X	Vx _{1,2}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	908,31 → 78,91	$G + Q + E_{ymin}$	38,35
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	388,02 → -67,81	$0,8G - E_{xmax}$	173,35
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	-243,88 → 50,86	$0,8G + E_{ymax}$	38,48
	Vx ₃	$N_{\max} \rightarrow M_c$	1297,32 → 443,55	$G + Q + E_{xmin}$	349,77
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	536,61 → 493,89	$G + Q - E_{xmax}$	341,11
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	227,58 → 513,23	$0,8G + E_{xmax}$	337,48
	Vx ₄	$N_{\max} \rightarrow M_c$	1040,37 → 10,21	ELU	6,59
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	1314,2 → 476,7	$0,8G - E_{xmax}$	438,84
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	440,34 → 148,27	$0,8G + E_{ymax}$	93,4
Sens Y	Vy _{1,2}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	1337,16 → 1841,64	$G + Q + E_{ymin}$	551,63
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	2045,68 → -189,46	$G + Q - E_{ymax}$	644,5
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	-361,31 → 57,13	$0,8G + E_{ymax}$	601,65
	Vy _{3,5}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	657,32 → 150,92	ELU	78,38
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	222,57 → 416,02	$G + Q - E_{ymax}$	99,47
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	94,88 → 5,65	$0,8G + E_{ymax}$	45,27
	Vy ₄	$N_{\max} \rightarrow M_c$	1292,9 → 356,2	ELU	24,19
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	4178,19 → 1042,29	$G + Q + E_{ymin}$	892,5
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	347,82 → 59,09	$0,8G + E_{xmax}$	250,47

Tableau V.3.4 : Sollicitations des différents voiles d'étage 01

N(KN) ; M(KN.m) ; V(KN)		Etagel			
Niveau	Voile		Sollicitation	Combinaison	V
Sens X	Vx _{1,2}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	691,59 → 52,54	$G + Q + E_{ymin}$	36,04
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	130,63 → 498,75	$G + Q + E_{xmin}$	67,86
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	-162,01 → 49,58	$0,8G + E_{ymax}$	21,31
	Vx ₃	$N_{\max} \rightarrow M_c$	1232,75 → 568,83	$G + Q + E_{xmin}$	664,67
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	618,68 → 445,08	$G + Q + E_{xmax}$	581,88
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	195,18 → 609,61	$0,8G + E_{xmax}$	593,541
	Vx ₄	$N_{\max} \rightarrow M_c$	922,53 → 29,73	ELU	16,42
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	1065,14 → 610,55	$G + Q + E_{xmax}$	475,39
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	386,45 → 53,45	$0,8G + E_{ymax}$	93,79
Vy _{1,2}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	1053,5 → 1074,08	$G + Q + E_{ymin}$	387,98	
	$M_{\max} \rightarrow N_c$	1074,08 → 1053,5	$G + Q + E_{ymin}$	387,98	

Sens Y	Vy _{3,5}	$N_{\min} \rightarrow M_c$	61,05 → 152,94	$0,8G + E_{y\max}$	280,4
		$N_{\max} \rightarrow M_c$	628,089 → 25,43	ELU	19,19
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	218,75 → 183,05	$G + Q + E_{y\max}$	126,25
	Vy ₄	$N_{\min} \rightarrow M_c$	78,52 → 13,41	$0,8G + E_{y\max}$	108,63
		$N_{\max} \rightarrow M_c$	1131,57 → 373,88	ELU	18,53
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	3165,07 → 917,09	$G + Q + E_{y\min}$	777,23
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	295,65 → 71,7	$0,8G + E_{x\max}$	190,01

Tableau V.3.5 : Sollicitations des différents voiles d'étage 02

N(KN) ; M(KN.m) ; V(KN)		Etage2			
Niveau	Voile	/	Sollicitation	Combinaison	V
Sens X	Vx _{1,2}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	549,68 → 60,24	$G + Q + E_{y\min}$	41,92
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	146,69 → 345,72	$G + Q + E_{x\min}$	86,89
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	-75,56 → 56,65	$0,8G + E_{y\max}$	20,33
	Vx ₃	$N_{\max} \rightarrow M_c$	1192,79 → 463,41	$G + Q + E_{x\min}$	675,32
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	514,76 → 441,91	$G + Q - E_{x\max}$	568,16
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	198,58 → 505,4	$0,8G + E_{x\max}$	584,02
	Vx ₄	$N_{\max} \rightarrow M_c$	835,05 → 41,49	ELU	23,12
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	756,65 → 550,72	$G + Q + E_{x\max}$	364,32
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	343,93 → 47,46	$0,8G + E_{y\max}$	75,54
Sens Y	Vy _{1,2}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	838,06 → 140,43	ELU	78,28
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	864,9 → 766,97	$G + Q + E_{y\min}$	375,26
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	168,03 → 121,31	$0,8G + E_{y\max}$	227,98
	Vy _{3,5}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	553,99 → 9,61	ELU	4,92
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	141,73 → 224,33	$G + Q - E_{y\max}$	87,35
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	126,36 → 39,36	$0,8G + E_{x\max}$	43,48
	Vy ₄	$N_{\max} \rightarrow M_c$	1010,85 → 287,92	ELU	5,44
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	2584,69 → 819,55	$G + Q + E_{y\min}$	666,63
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	261,21 → 23,54	$0,8G + E_{x\max}$	172,95

Tableau V.3.6 : Sollicitations des différents voiles d'étage 03

N(KN) ; M(KN.m) ; V(KN)		Etage3			
Niveau	Voile	/	Sollicitation	Combinaison	V
Sens X	Vx _{1,2}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	423,52 → 52,04	$G + Q + E_{y\min}$	38,12
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	127,69 → 286,132	$G + Q + E_{x\min}$	84,08
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	-8,33 → 54,1	$0,8G + E_{y\max}$	17,05
	Vx ₃	$N_{\max} \rightarrow M_c$	1110,78 → 371,2	$G + Q + E_{x\min}$	647,74
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	417,91 → 443,66	$G + Q + E_{x\max}$	512,09
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	212,94 → 408,9	$0,8G + E_{x\max}$	532,14
	Vx ₄	$N_{\max} \rightarrow M_c$	720,75 → 46,63	ELU	25,81
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	500,49 → 474,78	$G + Q + E_{x\max}$	267,04
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	291,46 → 40,14	$0,8G + E_{y\max}$	56,74
Vy _{1,2}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	730,59 → 140,73	ELU	82,36	
	$M_{\max} \rightarrow N_c$	637,12 → 678,68	$G + Q + E_{y\min}$	323,32	
	$N_{\min} \rightarrow M_c$	122,14 → 173,43	$0,8G + E_{y\max}$	223,7	

V. Etude des éléments structuraux

Sens Y	Vy _{3,5}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	480,53 → 8,31	ELU	6,99
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	156,35 → 186,24	$G + Q + E_{y\max}$	103,22
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	108,48 → 42,58	$0,8G + E_{x\max}$	51,66
	Vy ₄	$N_{\max} \rightarrow M_c$	868,43 → 222,29	ELU	15,95
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	1994,07 → 702,33	$G + Q - E_{y\min}$	550,47
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	227,26 → 14,33	$0,8G + E_{x\max}$	149,86

Tableau V.3.7 : Sollicitations des différents voiles d'étage 04

N(KN) ; M(KN.m) ; V(KN)		Etage4			
Niveau	Voile	/	Sollicitation	Combinaison	V
Sens X	Vx _{1,2}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	316,36 → 45,67	$G + Q + E_{y\min}$	33,81
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	105,48 → 104,57	$G + Q - E_{x\max}$	47,77
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	22,92 → 48,09	$0,8G + E_{y\max}$	14,06
	Vx ₃	$N_{\max} \rightarrow M_c$	987,39 → 278,22	$G + Q + E_{x\min}$	582,08
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	318,43 → 435,53	$G + Q - E_{x\max}$	417,34
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	225,58 → 310,14	$0,8G + E_{x\max}$	441,65
	Vx ₄	$N_{\max} \rightarrow M_c$	573,32 → 53,34	ELU	29,65
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	315,96 → 377,74	$G + Q - E_{x\max}$	185,85
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	225,3 → 29,39	$0,8G + E_{y\max}$	42,22
Sens Y	Vy _{1,2}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	639,25 → 462,4	$G + Q + E_{y\min}$	268,59
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	462,4 → 639,25	$G + Q + E_{y\min}$	268,59
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	27,31 → 196,87	$0,8G + E_{y\max}$	184,93
	Vy _{3,5}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	389,08 → 4,79	ELU	3,98
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	116,67 → 102,13	$G + Q - E_{y\max}$	76,71
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	50,67 → 8,9	$0,8G + E_{y\max}$	61,38
	Vy ₄	$N_{\max} \rightarrow M_c$	694,62 → 140,3	ELU	31,26
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	1405,48 → 559,21	$G + Q + E_{y\min}$	420,63
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	183,28 → 25,58	$0,8G + E_{x\max}$	125,78

Tableau V.3.8 : Sollicitations des différents voiles d'étage 05

N(KN) ; M(KN.m) ; V(KN)		Etage5			
Niveau	Voile	/	Sollicitation	Combinaison	V
Sens X	Vx _{1,2}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	226,83 → 28,61	$G + Q + E_{y\min}$	22,12
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	128,78 → 9,911	$G + Q + E_{x\max}$	76,83
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	-24,133 → 127,97	$0,8G + E_{x\max}$	76,87
	Vx ₃	$N_{\max} \rightarrow M_c$	886,3 → 31,51	ELU	122,92
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	221,52 → 402,27	$G + Q + E_{x\max}$	302,05
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	223,87 → 211,38	$0,8G + E_{x\max}$	327,71
	Vx ₄	$N_{\max} \rightarrow M_c$	372,28 → 36,97	ELU	11,22
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	203,71 → 243,76	$G + Q + E_{x\max}$	92,75
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	132,84 → 46,98	$0,8G + E_{(y\max)}$	22,96
Sens Y	Vy _{1,2}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	598,62 → 357,41	$G + Q + E_{y\min}$	267,61
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	514,16 → 153,17	$G + Q - E_{y\max}$	1,6
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	-19,27 → 164,86	$0,8G + E_{y\max}$	166,41
	Vy _{3,5}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	238,37 → 44,88	ELU	35,98
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	231,61 → 140,96	$G + Q + E_{y\min}$	58,22
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	36,5 → 36,97	$0,8G + E_{y\max}$	113,58

	V_{y4}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	491,95 → 51,06	<i>ELU</i>	52,64
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	863,55 → 393,44	$G + Q + E_{ymin}$	284,42
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	125,91 → 47,26	$0,8G + E_{xmax}$	120,63

Tableau V.3.9 : Sollicitations des différents voiles d'étage 06

N(KN) ; M(KN.m) ; V(KN)		Etage6			
Niveau	Voile	/	Sollicitation	Combinaison	V
Sens X	$V_{x1,2}$	$N_{\max} \rightarrow M_c$	140,72 → 54,58	$G + Q + E_{ymin}$	41,24
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	87,62 → -20,15	$G + Q - E_{xmax}$	16,76
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	-45,4 → 56,29	$0,8G + E_{ymax}$	9,78
	V_{x3}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	631,23 → 5,75	<i>ELU</i>	182,35
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	161,18 → 470,83	$0,8G + E_{xmin}$	414,52
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	190,75 → 155,12	$0,8G + E_{xmax}$	226,22
	V_{x4}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	151,44 → 186,3	<i>ELU</i>	/ 186,3
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	367,3 → 98,77	$G + Q - E_{xmax}$	200,05
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	42,64 → 36,16	$0,8G + E_{ymax}$	98,74
Sens Y	$V_{y1,2}$	$N_{\max} \rightarrow M_c$	487,74 → 269,92	$G + Q + E_{ymin}$	208,09
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	402,52 → 69,44	$G + Q - E_{ymax}$	176,7
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	-7,01 → 370,85	$0,8G + E_{ymax}$	179,63
	$V_{y3,5}$	$N_{\max} \rightarrow M_c$	131,91 → 90,74	<i>ELU</i>	71,95
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	167,87 → 116,92	$G + Q + E_{ymin}$	1,93
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	17,38 → 23,49	$0,8G + E_{ymax}$	91,14
	V_{y4}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	227,74 → 127,81	<i>ELU</i>	125,09
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	523,52 → 151,69	$G + Q - E_{ymax}$	309,1
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	35,99 → 65,05	$0,8G + E_{xmax}$	123,54

Tableau V.3.10 : Sollicitations des différents voiles d'étage 07

N(KN) ; M(KN.m) ; V(KN)		Etage7			
Niveau	Voile	/	Sollicitation	Combinaison	V
Sens X	$V_{x1,2}$	$N_{\max} \rightarrow M_c$	81,48 → 76,19	$G + Q + E_{xmin}$	61,91
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	104,71 → -16,84	$G + Q - E_{xmax}$	12,35
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	-22,36 → 93,48	$0,8G + E_{xmax}$	18,68
	V_{x3}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	368,68 → 49,00	<i>ELU</i>	136,96
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	149,28 → 199,65	$G + Q - E_{xmax}$	140,06
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	107,00 → 7,48	$0,8G + E_{ymax}$	24,19
	V_{x4}	$N_{\max} \rightarrow M_c$	/	/	/
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	/	/	/
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	/	/	/
Sens y	$V_{y1,2}$	$N_{\max} \rightarrow M_c$	284,4 → 61,96	$G + Q + E_{ymin}$	74,65
		$M_{\max} \rightarrow N_c$	239,94 → 78,42	$G + Q - E_{ymax}$	87,84
		$N_{\min} \rightarrow M_c$	0,01 → 183,58	$0,8G + E_{ymax}$	84,78

A) Calcul des ferrillages dans les différents voiles

Selon les sollicitations déjà présentées et le type des sections trouvées nous avons ce qui suit :

Tableau V.3.11 : Sections d'armatures verticales des voiles du sous-sol

Sous. Sol								
Voile	Sollicitation	Sec	A_{ZT}^{cal} (cm ²)	A_{min}^T (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
V_{x1.2}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-7,32	/	2	/	1	3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	6,28	1,32	0,67	0,33	0,34	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	6,28	1,32	0,67	0,33	0,34	
V_{x3}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	-7,42	0,54	2,25	0,135	1,129	4,2
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	-0,61	1,51	1,28	0,37	0,64	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	9,11	2,52	0,27	0,63	0,137	
V_{x4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-7,47	/	4,2	/	2,1	6,3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	7,27	3,82	0,38	0,95	0,19	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	-0,704	2,16	2,03	0,54	1,02	
V_{y1.2}	$N_{max} \rightarrow M_c$	/	/	/	/	/	/	/
	$M_{max} \rightarrow N_c$	/	/	/	/	/	/	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	/	/	/	/	/	/	
V_{y3.5}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-5,73	/	2	/	1	3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	0,75	1,35	0,64	0,33	0,32	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	-0,6	0,28	1,71	0,072	0,85	
V_{y4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	/	/	/	/	/	/	/
	$M_{max} \rightarrow N_c$	/	/	/	/	/	/	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	/	/	/	/	/	/	

Tableau V.3.12 : Sections d'armatures verticales des voiles du RDC

RDC								
Voile	Sollicitation	Sec	$A_{ZT/face}^{cal}$ (cm ²)	$A_{min/face}^T$ (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
V_{x1.2}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-8,76	/	2	/	1	3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	11,67	1,94	0,058	0,48	0,03	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	4,56	0,39	1,6	0,1	0,8	
V_{x3}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	-5,74	0,89	1,91	0,22	0,95	4,2
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	4,7	2,19	0,6	0,55	0,3	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	7,22	2,51	0,29	0,62	0,14	
V_{x4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-12,57	/	4,2	/	2,1	6,3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	11,35	3,66	0,53	0,91	0,27	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SEC	-3,68	/	4,2	/	2,1	
V_{y1.2}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	5,00	3,48	1,51	0,87	0,75	7,5
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	1,14	4,8	0,19	1,2	0,09	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SET	5,11	10	/	2,5	/	
V_{y3.5}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	-3,42	0,54	1,45	0,37	0,72	3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	1,14	1,37	0,62	0,34	0,31	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SEC	-1,09	/	2	/	1	
V_{y4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-13,66	/	8,54	/	4,27	12,81
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	13,58	7,02	1,51	1,75	0,75	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SEC	-4,02	/	8,54	/	4,27	

Tableau V.3.13 : Sections d'armatures verticales des voiles d'étage 01

Etage1								
Voile	Sollicitation	Sec	$A_{ZT}^{cal}/face$ (cm ²)	$A_{min}^T/face$ (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
$V_{x1.2}$	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-7,12	/	2	/	1	3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	-2,56	0,72	1,27	0,18	0,63	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	3,43	0,91	1,08	0,22	0,54	
V_{x3}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	-2,14	1,38	1,41	0,34	0,7	4,2
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	7,00	2,33	0,46	0,58	0,23	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	9,59	2,59	0,21	0,64	0,1	
V_{x4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-10,94	/	4,2	/	2,1	6,3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	6,41	3,35	0,84	0,83	0,42	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SEC	-4,21	/	4,2	/	2,1	
$V_{y1.2}$	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	-1,05	2,95	2,04	0,73	1,02	7,5
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	-1,05	2,95	2,04	0,73	1,02	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	0,79	4,16	0,83	1,04	0,41	
$V_{y3.5}$	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-7,03	/	2	/	1	3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	3,74	1,72	0,27	0,43	0,14	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	-0,67	0,047	1,95	0,012	0,97	
V_{y4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-11,63	/	8,54	/	4,27	12,81
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	8,41	6,77	1,76	1,69	0,88	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SEC	-3,29	/	8,54	/	4,27	

Tableau V.3.14 : Sections d'armatures verticales des voiles d'étage 02

Etage2								
Voile	Sollicitation	Sec	$A_{ZT}^{cal}/face$ (cm ²)	$A_{min}^T/face$ (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
$V_{x1.2}$	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-5,23	/	2	/	1	3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	-0,29	1,21	0,78	0,3	0,39	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	2,48	1,55	0,44	0,38	0,22	
V_{x3}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	-4,26	1,11	1,68	0,27	0,84	4,2
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	0,9	2,23	0,56	0,56	0,28	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	7,93	2,54	0,25	0,63	0,12	
V_{x4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-9,76	/	4,2	/	2,1	6,3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	2,9	3,13	1,06	0,78	0,53	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SEC	-3,76	/	4,2	/	2,1	
$V_{y1.2}$	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-8,83	/	5	/	2,5	7,5
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	-0,15	3,15	1,84	0,78	0,92	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	-0,88	2,11	2,88	0,52	1,44	
$V_{y3.5}$	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-6,65	/	2	/	1	3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	1,02	1,47	0,52	0,36	0,26	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	-0,58	0,92	1,07	0,23	0,53	
V_{y4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-10,72	/	8,54	/	4,27	12,81
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	5,83	6,61	1,92	1,65	0,96	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SEC	-3,14	/	8,54	/	4,27	

Tableau V.3.15 : Sections d'armatures verticales des voiles d'étage 03

Etage3								
Voile	Sollicitation	Sec	$A_{ZT}^{cal}/face$ (cm ²)	$A_{min}^T/face$ (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
V_{x1.2}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-3,95	/	2	/	1	3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	-0,12	1,25	0,74	0,31	0,37	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	1,54	1,94	0,05	0,48	0,025	
V_{x3}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	-5,54	0,84	1,95	0,21	0,97	4,2
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	2,75	2,1	0,69	0,52	0,34	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	5,26	2,45	0,34	0,61	0,17	
V_{x4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-8,33	/	4,2	/	2,1	6,3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	0,422	2,8	1,39	0,7	0,69	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SEC	-3,19	/	4,2	/	2,1	
V_{y1.2}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-7,55	/	5	/	2,5	7,5
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	-1,63	2,78	2,21	0,69	1,11	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	0,23	3,53	1,46	0,88	0,73	
V_{y3.5}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-5,81	/	2	/	1	3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	1,9	1,6	0,39	0,4	0,19	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	-0,27	1,15	0,84	0,28	0,42	
V_{y4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-9,41	/	8,54	/	4,27	12,81
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	3,49	6,39	2,14	1,6	1,07	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SEC	-2,77	/	8,54	/	4,27	

Tableau V.3.16 : Sections d'armatures verticales des voiles d'étage 04

Etage4								
Voile	Sollicitation	Sec	$A_{ZT}^{cal}/face$ (cm ²)	$A_{min}^T/face$ (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
V_{x1.2}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-2,81	/	2	/	1	3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	1,49	1,66	0,33	0,41	0,165	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	0,97	1,84	0,16	0,46	0,07	
V_{x3}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	-8,44	0,48	2,31	0,12	1,15	4,2
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	0,79	1,9	0,89	0,47	0,44	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	3,12	2,32	0,47	0,58	0,237	
V_{x4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-6,47	/	4,2	/	2,1	6,3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	-0,78	2,44	1,75	0,61	0,878	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SEC	-1,23	/	4,2	/	2,1	
V_{y1.2}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	-3,066	2,12	2,87	0,53	1,43	7,5
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	-3,066	2,12	2,87	0,53	1,43	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	1,67	4,71	0,29	1,17	0,144	
V_{y3.5}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-4,81	/	2	/	1	3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	1,83	1,71	0,29	0,42	0,145	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	-0,43	0,104	1,89	0,02	0,947	
V_{y4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-7,8	/	8,54	/	4,27	12,81
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	1,56	6,12	2,41	1,53	1,2	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SEC	-2,15	/	8,54	/	4,27	

Tableau V.3.17 : Sections d'armatures verticales des voiles d'étage 05

Etage5								
Voile	Sollicitation	Sec	$A_{ZT}^{cal}/face$ (cm ²)	$A_{min}^T/face$ (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
V _{x1.2}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-2,16	/	2	/	1	3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	3,33	1,97	0,025	0,49	0,012	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	3,74	1,93	0,062	0,48	0,03	
V _{x3}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-10,15	/	2,8	/	1,4	4,2
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	-0,76	1,61	1,18	0,4	0,59	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	1,19	2,18	0,61	0,54	0,308	
V _{x4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-4,22	/	4,2	/	2,1	6,3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	-0,55	2,44	1,75	0,61	0,88	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	-1,11	0,046	4,15	0,011	2,076	
V _{y1.2}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	-3,7	1,51	3,48	0,377	1,74	7,5
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	3,4	4,37	0,62	1,094	0,310	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	1,93	4,75	0,24	1,19	0,121	
V _{y3.5}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	-1,82	0,23	1,76	0,05	0,88	3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	4,61	1,79	0,2	0,45	0,1	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	0,5	1,67	0,33	0,417	0,164	
V _{y4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-5,85	/	8,54	/	4,27	12,81
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	0,27	5,77	2,76	1,44	1,38	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SEC	-1,3	/	8,54	/	4,27	

Tableau V.3.18 : Sections d'armatures verticales des voiles d'étage 06

Etage6								
Voile	Sollicitation	Sec	$A_{ZT}^{cal}/face$ (cm ²)	$A_{min}^T/face$ (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
V _{x1.2}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	-0,35	1,14	0,85	0,285	0,43	3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	2,59	1,92	0,076	0,48	0,038	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	2,08	1,73	0,27	0,43	0,134	
V _{x3}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-7,73	/	2,8	/	1,4	4,2
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	-2,79	0,89	1,9	0,22	0,95	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	0,511	2,00	0,8	0,5	0,4	
V _{x4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	0,39	3	1,19	0,75	0,6	6,3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	3,3	3,8	0,39	0,95	0,197	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	-0,1	2,46	1,73	0,61	0,86	
V _{y1.2}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	-3,23	1,23	3,76	0,3	1,88	7,5
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	3,27	4,64	0,35	1,16	0,18	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	3,9	4,96	0,039	1,24	0,019	
V _{y3.5}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	-1,65	1,51	0,485	0,38	0,24	3
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	3,08	1,76	0,23	0,44	0,116	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	0,39	1,75	0,24	0,438	0,123	
V _{y4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-2,1	/	8,54	/	4,27	12,81
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	1,21	6,77	1,76	1,69	0,88	
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	-0,06	5,17	3,36	1,29	1,68	

Tableau V.3.19 : Sections d'armatures verticales des voiles d'étage 07

Etage7									
Voile	Sollicitation	Sec	$A_{ZT}^{cal}/face$ (cm ²)	$A_{min}^T/face$ (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)	
V _{x1.2}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SPC	0,98	1,64	0,35	0,41	0,178	3	
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	3,01	1,94	0,053	0,486	0,026		
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	2,78	1,92	0,079	0,48	0,039		
V _{x3}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-3,71	/	2,8	/	1,4	4,2	
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	0,288	1,92	0,87	0,481	0,437		
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SEC	-1,24	/	2,8	/	1,4		
V _{x4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	/	/	/	/	/	/	/	
	$M_{max} \rightarrow N_c$	/	/	/	/	/	/		
	$N_{min} \rightarrow M_c$	/	/	/	/	/	/		
V _{y1.2}	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	-2,95	/	5	/	2,5	7,5	
	$M_{max} \rightarrow N_c$	SPC	1,47	4,31	0,68	1,07	0,34		
	$N_{min} \rightarrow M_c$	SPC	1,88	5	0	1,249	0		
V _{y3.5}	$N_{max} \rightarrow M_c$	/	/	/	/	/	/	/	
	$M_{max} \rightarrow N_c$	/	/	/	/	/	/		
	$N_{min} \rightarrow M_c$	/	/	/	/	/	/		
V _{y4}	$N_{max} \rightarrow M_c$	/	/	/	/	/	/	/	
	$M_{max} \rightarrow N_c$	/	/	/	/	/	/		
	$N_{min} \rightarrow M_c$	/	/	/	/	/	/		

Tableau V.3.20 : les Sections d'armatures verticale les plus défavorables au niveau de chaque étage.

Niveau	L (m)	A (cm ²)	S.Sol	RDC	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	A_{min}^{totale}
V _{x1.2}	1	Sect	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	3
		A_{cal}	6,28	11,67	3,43	2,48	1,54	1,49	3,74	2,59	3,01	
		A_{min}	1,32	1,94	0,91	1,57	1,94	1,66	1,93	1,92	1,94	
V _{x3}	1,4	Sect	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	4,2
		A_{cal}	9,11	7,22	9,59	7,93	5,26	3,12	1,19	0,51	0,28	
		A_{min}	2,52	2,51	2,59	2,54	2,45	2,32	2,18	2	1,92	
V _{x4}	2,1	Sect	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	/	6,3
		A_{cal}	7,27	11,35	6,41	2,9	0,422	-	-	3,3	/	
		A_{min}	3,8	3,66	3,35	3,13	2,8	2,44	2,44	3,8	/	
V _{y1.2}	2,5	Sect	/	SET	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	7,5
		A_{cal}	/	5,11	0,79	0,15	0,23	1,67	3,4	3,9	1,88	
		A_{min}	/	10	4,16	3,15	3,53	4,71	4,37	4,96	5	
V _{y3.5}	1	Sect	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	/	3
		A_{cal}	0,75	1,14	3,74	1,02	1,9	1,83	4,61	3,08	/	
		A_{min}	1,35	1,37	1,72	1,47	1,6	1,71	1,79	1,76	/	
V _{y4}	4,27	Sect	/	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	/	12,81
		A_{cal}	/	13,58	8,41	5,83	3,49	1,56	0,27	1,21	/	
		A_{min}	/	7,02	6,77	6,61	6,39	6,12	5,77	6,77	/	

Après le calcul des sections d'armatures verticales dans les voiles pour chaque étage, on a fait Des groupes pour le ferrailage des voiles ayant des sections d'armatures très proche, et les tableaux en dessous récapitulent le ferrailage vertical et horizontal dans les différents voiles.

Tableau V.3.21 : ferrailage des voiles $V_{x1,x2}$ et V_{x3}

Voile	V_{x1} et V_{x2}			V_{x3}		
	RDC+S.Sol	E1 à E7	S.Sol à E1	E2	E3	E4 à E7
B (m^2)	0,2 x 1			0,2 x 1,4		
N (KN)	-67,81	-24,133	195,18	198,58	212,94	225,58
M (KN)	388,02	127,97	609,61	505,4	408,9	310,14
V_{max} (KN)	175,2	86,8	664,67	675,32	647,74	582,08
\bar{V} (KN)	245,28	121,52	930,54	945,145	906,83	814,91
τ (MPa)	1,29	0,64	3,44	3,5	3,35	3,02
$\bar{\tau}$ (MPa)	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
Armatures verticales						
L_T (m)	0,48	0,48	0,58	0,63	0,61	0,58
A_{cal}^{ZT} (cm^2)	11,1	3,74	9,59	7,93	5,26	3,12
A_{min}^{ZT} (cm^2)	1,94	1,93	2,59	2,54	2,45	2,32
A_{min}^{TOT} (cm^2)	3	3	4,2	4,2	4,2	4,2
L_C (m)	0,03	0,03	0,23	0,12	0,17	0,23
A_{min}^C (cm^2)	0,058	0,062	0,46	0,25	0,34	0,47
N ^{bre} de barres Par zone tendue	4HA16 + 2HA20	4HA14 + 2HA16	4HA14 + 4HA12	4HA12 + 4HA10	8HA10	4HA10 + 4HA8
A_{Adop}^{ZT} (cm^2)	14,32	10,18	10,68	7,66	6,28	5,15
N ^{bre} de barres en zone comprimée	/	/	2HA8 = 1,01cm ²	2HA8 = 1,01 cm ²	2HA8 = 1,01 cm ²	2HA8 = 1,01 cm ²
S_t^{vert} (cm)	30	30	20	20	20	20
Armatures horizontales						
A_{cal}^{horiz} (cm^2)	1,43	0,71	1,91	1,94	1,86	1,67
A_{min}^{hozi} (cm^2)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
S_t^{horiz} (cm)	20	20	10	10	10	10
N ^{bre} de barres Horizontales	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
A_{adop}^{horiz} (cm^2)	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26

Tableau V.3.22 ferrailage de voile vx4

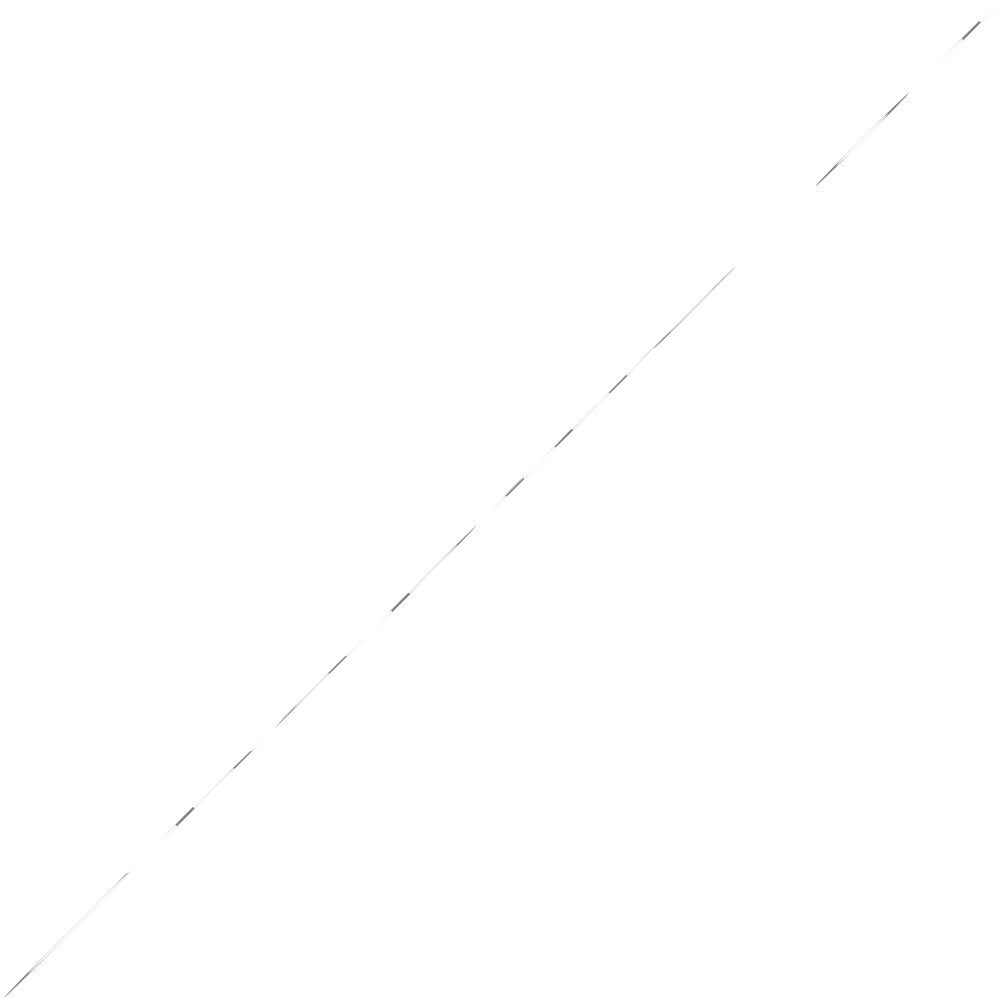
Voile	V_{x4}		
	S.Sol+RDC	E1	E2 à E7
$B (m^2)$	0,2 x 2,1		
$N (KN)$	440,34	610,55	98,77
$M (KN)$	148,27	1065,14	367,3
$V_{max} (KN)$	438,84	475,39	364,3
$\bar{V} (KN)$	614,37	665,54	510,02
$\tau (MPa)$	1,49	1,62	1,24
$\bar{\tau} (MPa)$	3,75	3,75	3,75
Armatures verticales			
$L_T (m)$	0,91	0,83	0,95
$A_{cal}^{ZT} (cm^2)$	11,35	6,41	3,3
$A_{min}^{ZT} (cm^2)$	3,66	3,35	3,8
$A_{min}^{TOT} (cm^2)$	6,3	6,3	6,3
$L_C (m)$	0,26	0,42	0,197
$A_{min}^C (cm^2)$	0,53	0,84	0,39
N ^{bre} de barres Par zone tendue	10HA12	10HA10	4HA10 + 6HA8
$A_{Adop}^{ZT} (cm^2)$	11,31	7,85	6,16
N ^{bre} de barres en zone comprimée	2HA8= 1,01 cm ²	2HA8= 1,01 cm ²	2HA8= 1,01 cm ²
$S_t^{vert} (cm)$	25	25	25
Armatures horizontales			
$A_{cal}^{horiz} (cm^2)$	1,66	1,8	1,38
$A_{min}^{hozi} (cm^2)$	6,3	6,3	6,3
$S_t^{horiz} (cm)$	20	20	20
N ^{bre} de barres Horizontales	2HA12	2HA12	2HA10
$A_{adop}^{horiz} (cm^2)$	2,26	2,26	1,57

Tableau V.3.23 : ferrailage des voiles V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} , V_{y5} et V_{y4}

Voile	V_{y1} et V_{y2}	V_{y3} et V_{y5}	V_{y4}		
Niveau	RDC à E7	S.Sol à E7	RDC	E1	E2 à E6
B (m^2)	0,2 x 2,5	0,2 x 1	0,2 x 4.27	0,2 x 4.27	0,2 x 4.27
N (KN)	-361,31	140,96	1042,29	917,09	151.69
M (KN)	57,13	231,61	4178,19	3165.07	523.52
V_{max} (KN)	644,5	126,25	892,5	777.23	666.63
\bar{V} (KN)	902,3	176,75	1249,5	1088,12	933,28
τ (MPa)	1,84	0,93	1,48	1,28	1,1
$\bar{\tau}$ (MPa)	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
Armatures verticales					
L_T (m)	2,5	0,45	1,755	1.69	1,69
A_{cal}^{ZT} (cm^2)	5,11	4,61	13,58	8.41	1.21
$A_{min}^{/ZT}$ (cm^2)	10	1,79	7,02	6.77	6.77
A_{min}^{TOT} (cm^2)	7,5	3	12,81	12.81	12.81
L_C (m)	/	0,1	0,758	0.88	0,88
A_{min}^C (cm^2)	/	0,2	1,51	1.76	1,76
N ^{bre} de barres Par zone tendue	8HA10+14HA8 Dans toute La section du voile. SET	6HA10	12HA12+4HA10	16HA10	4HA10+12HA8
A_{Adop}^{ZT} (cm^2)	13,32	4,71	16.71	12.57	9,17
N ^{bre} de barres en zone comprimée	/	/	4HA8 =2.01 cm^2	4HA8 =2.01 cm^2	4HA8 =2.01 cm^2
S_t^{vert} (cm)	24	30	30	30	30
Armatures horizontales					
A_{cal}^{horiz} (cm^2)	2,04	1,033	1,64	1,43	1,23
A_{min}^{hozi} (cm^2)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
S_t^{horiz} (cm)	20	20	20	20	20
N ^{bre} de barres Horizontales	2HA12	2HA10	2HA12	2HA10	2HA10
A_{adop}^{horiz} (cm^2)	2,26	1,57	1,57	1,57	1,57

Remarque :

- Pour le calcul des armatures verticales nous avons groupé les voiles ayant la même longueur mais seulement après vérification que les sollicitations sous la même combinaison sont données par le même voile.
- Quand la longueur de compression est très petite on la néglige ce qui nous donne un voile en section entièrement tendue.



Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

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

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmise 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)

Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$\begin{array}{ll} G + Q + E & ELU \rightarrow 1,35G + 1,5Q \\ 0,8G \pm E & ELS \rightarrow G+Q \end{array}$$

Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à étudier , mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,5 bar correspondant à un tassement de 4,54 cm pour une profondeur d'ancrage de 5 m **Annexe 11**

VI.1.Calcul de l'infrastructure :

VI.1.1.Choix du type de fondation

On calcule la surface totale des semelles nécessaires

$$S_f \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}} \rightarrow S_f \geq \frac{50952.02}{150} = 339,68cm^2$$

Avec $S_{batiment} = 488,91cm^2$ donc $S_f = 69,47\% > 50\%$ de la surface totale du bâtiment.

Annexe 10

▪ Radier général

Alors on va opter pour un radier général en premier lieu pour voir si ce type de fondation convient à notre structure, pour cela on doit faire les différentes vérifications nécessaires, sachant que ce type de fondations possède plusieurs avantages comme suit :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

VI.1.2 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. $L_{max} = 5.65m$

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{5,65}{20} = 28,25cm \quad \text{Soit } h_r = 40cm$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{5,65}{10} = 56,5cm \quad \text{Soit } h_t = 60cm$$

• Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

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

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4 \cdot 10^4 \times 5,65^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 85,53cm$$

$$\text{Donc, } h_t \geq 85,53 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 90 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de la largeur de la nervure**

$$b = b_{poteaubase} + 10cm \rightarrow b = 75 cm$$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure : $h_t = 90cm$

La largeur de la nervure : $b = 75cm$

Hauteur de la table du radier $h_r = 40cm$

Enrobage $d' = 5cm$

La surface du radier $S_{rad} = 488,91 m^2$

VI.1.3 Vérifications des contraintes dans le sol

$$\text{Données de calcul} \left\{ \begin{array}{l} X_g = 17,54m \\ Y_g = 6,71m \\ I_x = 3,47 \times 10^4 m^4 \\ I_y = 1,99 \times 10^4 m^4 \\ S_{radier} = 488,91 m^2 \end{array} \right.$$

« Les coordonnées de centre de gravites sont tiré de ETABS et les inerties I_x et I_y sont tirés à partir de l'AUTOCAD. »

$$\sigma = \frac{N_{total}}{S_{radier}} \pm \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x \quad \text{avec} \quad \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

Formule 8.25 de « Principles of foundation Engineering » eighth Edition Braja M. DAS

➤ **Vérifications au soulèvement du radier**

A) **ELS**

$$N_{total} = N_{radier} + N_{serv} + N_{parking} + N_{nervures} + N_{avant pot}$$

▪ Poids de radier

$$N_{radier} = 25 \times S_{radier} \times h_{radier} = 25 \times 488,91 \times 0,4 = 4889,1KN$$

▪ Poids de parking voitures

$$N_{parking} = (G_{cc} \times S_{park}) + (Q_{park} \times 70\% S_{park})$$

$$N_{parking} = (5,61 \times 488,91) + (2,5 \times 0,7 \times 488,91) = 3598,37KN$$

▪ Poids des nervures

$$N_{nervures} = 25 \times S_{nerv} \times (h_{nerv} - h_r)$$

$$N_{nervure} = 25 \times [(12 \times 0,75) \times (13,34 + 35,07) \times (0,9 - 0,4)] = 5446,12KN$$

▪ Poids des avant poteaux

$$N_{avant\ poteaux} = \gamma_b \times h_{Apot} \times b \times h = 25 \times 1,11 \times 0,65 \times 0,65 \times 33 = 386,9KN$$

En plus de $N_{ser}^{etabs} = 50952,06 KN$

$$\text{Alors : } \begin{cases} N_{tot} = 65272,55KN \\ M_{servi}^x = 6903,04KN.m \\ M_{serv}^y = 48082,85KN.m \end{cases}$$

$$\sigma_1^{++} = \frac{65272,55}{488,91} + \frac{6903,04}{3,47 \times 10^4} \times 6,71 + \frac{48082,85}{1,99 \times 10^5} \times 17,54 = 1,39 bars$$

$$\sigma_1^{--} = \frac{65272,55}{488,91} - \frac{6903,04}{3,47 \times 10^4} \times 6,71 - \frac{48082,85}{1,99 \times 10^5} \times 17,54 = 1,28 bars$$

$$\sigma_1^{+-} = \frac{65272,55}{488,91} + \frac{6903,04}{3,47 \times 10^4} \times 6,71 - \frac{48082,85}{1,99 \times 10^5} \times 17,54 = 1,3 bars$$

$$\sigma_1^{-+} = \frac{65272,55}{488,91} - \frac{6903,04}{3,47 \times 10^4} \times 6,71 + \frac{48082,85}{1,99 \times 10^5} \times 17,54 = 1,36 bars$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 1,39 + 1,28}{4} = 1,36 < \bar{\sigma}_{ELS} = 1,5bars \dots \text{condition verifiée}$$

B) ELU

$$\begin{cases} N_u^{ETABS} = 69804,14KN \\ M_U^x = 8935,2 KN.m \\ M_U^y = 66581,42KN.m \end{cases}$$

$$N_{ELU}^{total} = N_U^{ETABS} + [N_U^{park} + 1,35(N_{avpot} + N_{nerv} + N_{rad})]$$

avec : $N_U^{park} = (1,35 \times G_{park} \times S_{park}) + (1,5 \times Q_{park} \times 70\% S_{park}) = 3875,32 KN$

Alors : $N_u^{tot} = 88154,32KN$

$$\sigma = \frac{88154,32}{488,91} \pm \frac{8935,2}{3,47 \times 10^4} \times 6,71 \pm \frac{66581,42}{1,99 \times 10^5} \times 17,54 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1^{++} = 1,87bars \\ \sigma_2^{--} = 1,72bars \\ \sigma_3^{+-} = 1,76bars \\ \sigma_4^{-+} = 1,84bars \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 1,87 + 1,72}{4} = 1,83 < \bar{\sigma}_{ELU} = 1,5 \bar{\sigma}_{ELS} = 2,25 \text{bars} \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au renversement du radier**

C) Sous combinaisons accidentelles

De la même manière que l'état limite ultime et l'état limite de service, on vérifie les contraintes sous les combinaisons accidentelles sachant que les efforts normaux de radier, de nervures, des poteaux ainsi que de parking sont rajoutés à l'effort normal donnée à la base de la structure par l'ETABS et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.1 Vérifications des contraintes de sol sous combinaisons accidentelles

Sollicitations	Combinaisons	σ_{moy} (bars)	$\bar{\sigma}_{adm}$ (bars)
$N_{max} = 65272,55 \rightarrow \begin{cases} M_x^c = 54923,82 \text{KN.m} \\ M_y^c = 57058,28 \text{KN.m} \end{cases}$	$G + Q + E_{ymin}$	1,41	2,25
$M_{max} = M_y = 96177,77 \text{KN.m} \rightarrow N^c = 65272,55 \text{KN}$ <i>ET</i> $M_x = 16515,88 \text{KN.m}$	$G + Q + E_{xmax}$	1,39	2,25
$N_{min} = 49648,19 \text{KN} \rightarrow \begin{cases} M_x^c = 55590,71 \text{KN.m} \\ M_y^c = 38537,32 \text{KN.m} \end{cases}$	$0,8G + E_{ymin}$	1,08	2,25

Interprétations des résultats

- Toutes les contraintes générées par les sollicitations de la structure sont inférieures aux contraintes admissibles (limites) de sol, alors il n'y a pas de risque de soulèvement et de renversement de la fondation.

VI.1.4. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification au cisaillement**

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

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

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = N_{max}^U = N_U^{Tot} = 88154,32 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{88154,32 \times 5,65}{2 \times 488,91} = 509,37 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{509,37 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 20,37 \text{ cm}, \quad \text{on a : } d = 40 - 5 = 35 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2, 4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

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

N_d : Effort normal de calcul (N_u^{ETABS})

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen défini par le **BAEL99 ART.3.2, 5**

❖ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (65×65) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,65 + 0,9 = 1,55 \\ B = b + h_t = 0,65 + 0,9 = 1,55 \end{cases} \Rightarrow U_c = 6,2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 3,44 \text{ MN} \leq 0,045 \times 6,2 \times 0,9 \times \frac{25}{1,5} = 4,18 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

Cette vérification se fait à court terme c'est-à-dire durant la réalisation de la fondation afin de tenir compte de la poussée d'Archimède en présence d'une nappe phréatique, dans notre cas une nappe phréatique se situe à 2,5 m (**Annexe 11**) de la profondeur en surface de la terre naturel alors il faut vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$f_s = 1,15 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

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

$$S_{rad} = 488,91 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

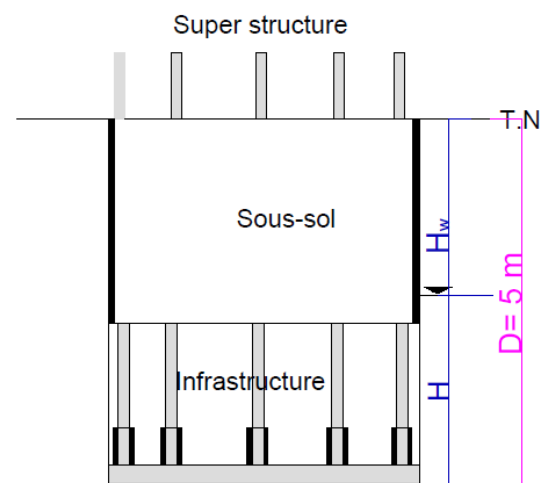


Figure VI.1.1. Schéma représentatif du cas du sol de notre projet

$$H = D - H_w = 5 - 2,5 = 2,5 \text{ m (Hauteur d'influence de la nappe phréatique).}$$

$$N = N_{radier} + N_{nervures} = 10335,225 < 14056,16 \text{ KN} \rightarrow \text{Risque de soulèvement de radier}$$

Solution

Il faut prévoir un système de pompage pour l'évacuation des eaux durant la phase de réalisation de radier général.

Finalement

Après avoir effectué les différentes vérifications, on conclure qu'on peut choisir le radier général comme une fondation idéale pour notre structure pour cela on peut entamer la partie de ferrailage de radier et de la nervure.

VI.1.5. Ferrailage du radier général

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ Calcul des sollicitations

A/ ELU

✓ Poids propre de radier : $1,35 G_0 = 25 \times e = 1,35 \times 25 \times 0,4 = 13,5 \text{KN/m}^2$

✓ Poids de parking : $G_1 = 1,35G_{park} + 1,5Q_{park} = 1,35 \times 5,61 + 1,5 \times 2,5 = 11,32 \text{KN/m}^2$

✓ Poids de la structure à partir de l'effort normal ultime donné par ETABS

$$Q_u = \frac{N_U^{ETABS}}{S_{radier}} = \frac{63547,21}{488,91} = 129,97 \text{KN/m}^2$$

$$q_U = N_U^{Tot} = Q_u + G_1 + 1,35G_0 = 129,97 + 11,32 + 13,5 = 154,79 \text{KN/m}^2$$

B/ ELS

✓ Poids propre de radier : $G_0 = 25 \times e = 25 \times 0,4 = 10 \text{KN/m}^2$

✓ Poids de parking : $G_1 = G_{park} + Q_{park} = 5,61 + 2,5 = 8,11 \text{KN/m}^2$

✓ Poids de la structure à partir de l'effort normal ultime donné par ETABS

$$Q_s = \frac{N_S^{ETABS}}{S_{radier}} = \frac{50952,06}{488,91} = 104,21 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = N_s^{Tot} = Q_s + G_1 + G_0 = 104,21 + 8,11 + 10 = 122,32 \text{KN/m}^2$$

Localisation du panneau le plus sollicité

C'est le panneau 11 (**figure VI.2.1**) → $\begin{cases} L_x = 5,60 - b_{nerv} = 5,60 - 0,45 = 5,15 \text{m} \\ L_y = 5,65 - b_{nerv} = 5,65 - 0,45 = 5,2 \text{m} \end{cases}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,99 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

A/ELU

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0376 \\ \mu_y = 0,9771 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0376 \times 154,79 \times 5,15^2 = 154,36 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 0,9771 \times 154,36 = 151,137 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x}^u = 154,36 \text{KN.m} \\ M_{0y}^u = 151,137 \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx}^u = 0,85 M_{0x} = 131,20 \text{KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 128,46 \text{KN.m}$$

$$M_{ax}^u = M_{ay}^u = -0,5 M_{0x} = -77,18 \text{KN.m}$$

B/ELS

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0449 \\ \mu_y = 0,9847 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x}^s = \mu_x \times Q_s \times L_x^2 \\ M_{0y}^s = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x}^s = 0,0449 \times 122,32 \times 5,15^2 = 145,66 \text{KN.m} \\ M_{0y}^s = 0,9847 \times 145,66 = 143,43 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x}^s = 145,66 \text{KN.m} \\ M_{0y}^s = 143,43 \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx}^s = 0,85 M_{0x}^s = 123,81 \text{KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y}^s = 121,91 \text{KN.m}$$

$$M_{ax}^s = M_{ay}^s = -0,5 M_{0x}^s = -72,83 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = (1\text{m} \times 0,4\text{m})$

Tableau VI.1.2 Sollicitations et ferrailage de Radier a l'ELU

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St (cm)
Travée	X	131,20	10,56	3,21	12,06	6HA16	20
	Y	128,46	10,33	3,2	12,06	6HA16	20
Appuis	XetY	-77,18	6,11	3,21	6,79	6HA12	20

❖ **Condition de non fragilité**

On a $e = 40\text{cm} > 12\text{cm}$ et $\rho = 0,99 > 0,4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,99}{2} \right) 1 \times 0,4 = 3,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,4 = 3,2 \text{ cm}^2$$

VI.1.6 vérifications des contraintes

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.3 Vérifications des contraintes de radier à l'ELS

Localisation	$M_s (KN.M)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	Obs	
Travée	X	123,81	9,9	165198	7,42 < 15	Vérifiée	304,63 < 201,63	Non Vérifiée
	Y	121,91	9,9	165198	7,3 < 15	Vérifiée	299,96 < 201,63	Non Vérifiée
Appuis	XetY	-72,83	7,72	102655	5,47 < 15	Vérifiée	311,57 < 201,63	Non Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.1.4 Sections d'armatures de radier à l'ELS.

Localisation	$M_{ser} (KN.m)$	$\beta (10^{-3})$	α	$A_{cal} (cm)^2$	$A_{adoptée}$	S_t	
Travée	X	123,81	4,48	0,32	18,56	7HA20=21,99	17
	Y	121,91	4,41	0,318	18,27	7HA20=21,99	17
Appuis	Xety	-72,83	2,63	0,25	10,64	6HA16= 12,06	20

❖ Vérification des espacements

Selon x-x: $S_t \leq \text{MIN}(2,5h_r, 25cm) = 25cm$

Selon y-y: $S_t = 14 \text{ cm} < \text{min}(3 h_r ; 33cm) = 33cm$

VI.1.7 Schéma de ferrailage

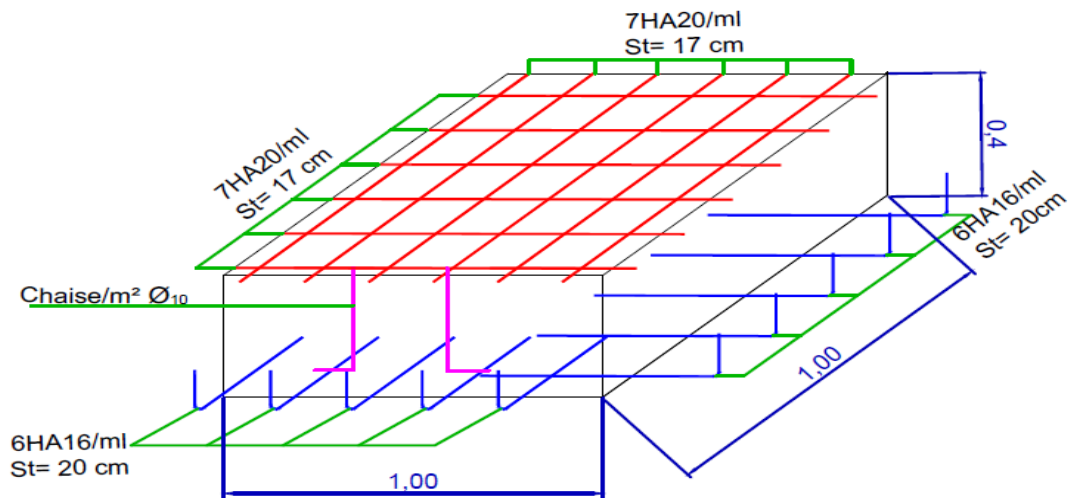


Figure VI.1.2 Schéma de ferrailage de radier général

VI.2. Calcul des nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

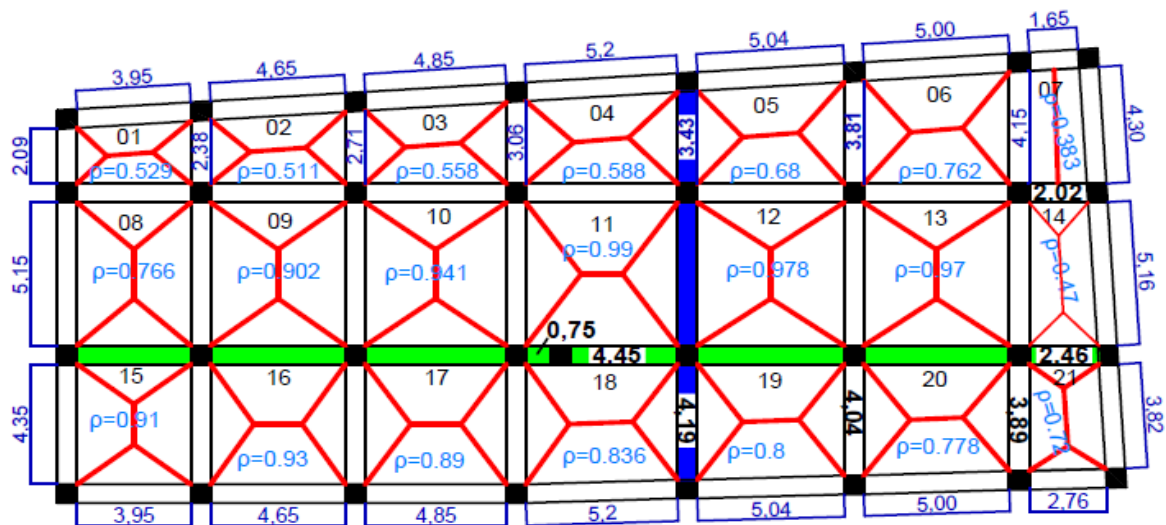


Figure VI.2.1 Schéma de lignes de ruptures de radier

VI.2.1 Calcul des sollicitations transmises aux nervures

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot, **Afin** de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ Charges triangulaires

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \quad : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

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

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée

$$ELU : Pu = N_u^{ETABS} + N_u^{radier} + N_u^{parking} = 154,79/m^2$$

$$ELS : Pu = N_s^{ETABS} + N_s^{radier} + N_s^{parking} = 122,32KN/m^2$$

➤ **Sens X**

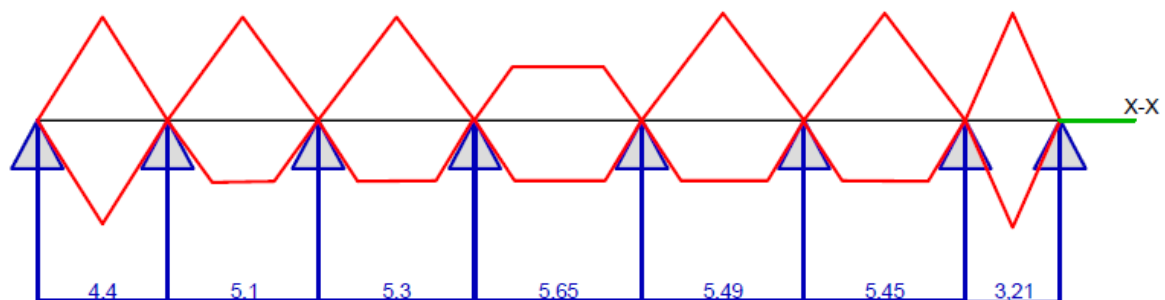


Figure VI.2.2. Charges revenant à la nervure la plus sollicitée du sens X

Les charges équivalentes dans les nervures les plus sollicitées de sens X sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.1 Les charges équivalentes transmises aux nervures selon X-X

Chargement	Travées						
	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
q_m^{ELU}	701,39	553,33	562,34	576,59	544,04	634,9	614,1
q_m^{ELS}	620,3	437,26	444,38	455,64	429,92	425,56	300,1
q_v^u	615,4	415,45	422,88	434,8	411,27	407,74	501,2

➤ Sens-Y

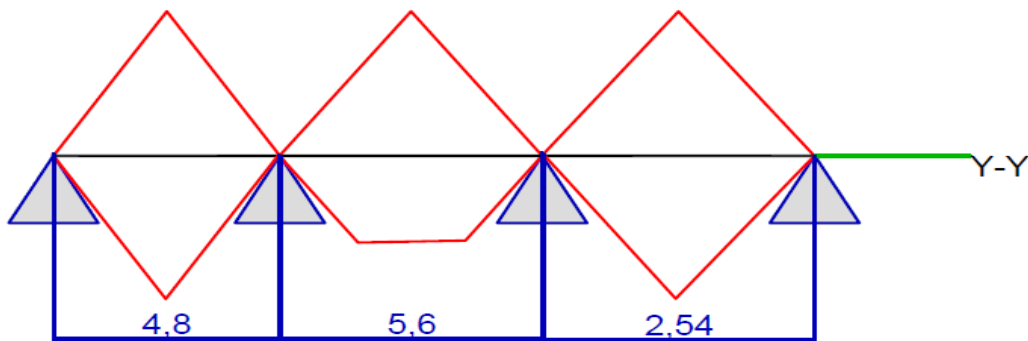


Figure VI.2.3. Charges revenant à la nervure la plus sollicitée du sens Y

Les charges équivalentes dans les nervures les plus sollicitées suivant le sens Y sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.3 Les charges équivalentes transmises aux nervures selon Y-Y

Chargement	Travées		
	AB	BC	CD
q_m^{ELU}	700,2	544,35	700,2
q_m^{ELS}	645,3	421,95	645,3
q_v^u	630,1	408,32	630,1

Les différentes sollicitations dans les deux sens X et Y et selon L'ELU et L'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.2.4 sollicitations dans les nervures a l'ELU selon les deux sens (X-X) et (Y-Y)

Sens	Travée	L (m)	q_m $\left(\frac{KN}{m}\right)$	q_v $\left(\frac{KN}{m}\right)$	M_g^{ELU} (KN.m)	M_d^{ELU} (KN.m)	x_0 (m)	M_t^{ELU} (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
X	AB	4,4	701,39	615,4	0	-1099,4	1,57	873,23	985,08	1445,74
	BC	5,1	553,33	415,45	-1099,4	-949,4	2,38	471,81	1445,74	1003,62
	CD	5,3	562,34	422,88	-949,4	-1088,03	2,37	635,46	1003,62	1127,26
	DE	5,65	576,59	434,8	-1088,03	-1108,26	2,59	850,74	1127,26	1133,69
	EF	5,49	544,04	411,27	-1108,26	-1117,51	2,51	614,55	1133,69	1052,44
	FG	5,45	634,9	407,74	-1117,51	-906,5	2,56	973,46	1052,44	986,26
	GH	3,21	614,1	501,2	-906,5	0	1,83	121,84	986,26	368,05
Y	AB	4,8	700,2	630,1	0	-1270,07	1,662	967,17	1066,64	1573,47
	BC	5,6	544,35	408,32	-1270,07	-1061,41	2,654	647,46	1573,47	1357,74
	CD	2,54	700,2	630,1	-1061,41	0	2,194	624,49	1357,74	866,5

Tableau VI.2.5 Sollicitations maximales dans les nervures à l'ELS selon les deux sens (X-X) et (Y-Y)

Sens	Travée	L (m)	q_m $\left(\frac{KN}{m}\right)$	M_g^{ser} (KN.m)	M_d^{ser} (KN.m)	x_0 (m)	M_t^{ser} (KN.m)
X	AB	4,4	620,3	0	-1047,46	1,63	893,05
	BC	5,1	437,26	-1047,46	-831,17	2,46	373,5
	CD	5,3	444,38	-831,17	-947,1	2,5	556,21
	DE	5,65	455,64	-947,1	-963,27	2,7	736,51
	EF	5,49	429,92	-963,27	-894,55	2,66	575,1
	FG	5,45	425,56	-894,55	-894,55	2,72	702,37
	GH	3,21	300,1	-894,55	0	1,94	43,02
Y	AB	4,8	645,3	0	-1091,17	1,69	923,08
	BC	5,6	421,95	-1091,17	-892,04	2,67	414,48
	CD	2,54	645,3	-892,04	0	2,15	608,58

Tableau VI.2.6 Les sollicitations les plus défavorables à l'ELU ET a l'ELS.

Sens	Localisation	M_{max} (KN.m)		V_{max} (KN)
		ELU	ELS	
X-X	Travée	973,46	893,05	1445,74
	Appuis	1117,51	1047,46	
Y-Y	Travée	967,17	923,08	1573,47
	Appuis	1270,07	1091,17	

VI.2.2 Ferrailage des nervures

❖ **Armatures longitudinales**

- Calcul de la largeur efficace b

Sens X-X

$$h = 0,90 \text{ m} ; h_0 = h_r = 0,40 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,75 \text{ m} ; d = h - c = 90 - 3 = 87 \text{ cm}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} = \frac{4,35}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10} = \frac{2,46}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b - 0,75}{2} \leq \min(2,17 \text{ m} ; 0,246 \text{ m})$$

Donc : $b \leq 1,24 \text{ m}$ soit $b_{effi} = 1 \text{ m}$.

Sens Y-Y

$$\frac{b - 0,75}{2} \leq \min(2,52 \text{ m} ; 0,209 \text{ m})$$

Donc, soit $b = 1 \text{ m}$.

- Le moment équilibré par la table de compression

$$M_{TU} = b_{effi} \times h_{nerv} \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 1 \times 0,9 \times 14,2 \times 10^3 \times \left(0,87 - \left(\frac{0,4}{2}\right)\right) = 8562,6 \text{ KN.m}$$

Avec : $M_t^x = 973,46 \text{ KN.m}$ et $M_t^y = 967,17 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression de radier est supérieur aux moments sollicitant les nervures dans les deux sens alors on calcule une section ($b_{effi} \times h$) au niveau de la travée et ($b_{nerv} \times h$) au niveau de l'appui.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.7 Ferrailage des nervures à l'ELU suivant sens X et Y.

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (Cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix des barres
X	Travée	973,46	33,77	12,6	39,27	8HA25
	Appui	1117,51	39,92	4,72	45,55	8HA25+2HA20
Y	Travée	967,17	33,54	12,6	39,27	8HA25
	Appui	1270,07	45,94	4,72	51,84	8HA25+4HA20

❖ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \text{MIN}(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \text{MIN}(2,2,57,4,5) \rightarrow \phi_t \leq 20\text{mm} \text{ Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

▪ **Sens X**

On a $V_{max} = 1445,74\text{KN} \rightarrow \tau = 1,38\text{MPa}$

$$A / S_t \leq \text{MIN}(0,9d, 40\text{cm}) \rightarrow S_t = 40\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 20\text{cm}$$

$$B / A_t \geq (b \times S_t \times \gamma_s \times (\tau_u - (0,3 \times f_{tj})) / (0,9 \times f_e)) = 2,15\text{cm}^2$$

$$C / A_t \geq 0,4 \times S_t \times \frac{b}{f_e} = 0,9\text{cm}^2$$

▪ **Sens-Y**

On a $V_{max} = 1573,47 \rightarrow \tau = 1,5\text{MPa}$

$$A / S_t \leq \text{MIN}(0,9d, 40\text{cm}) \rightarrow S_t = 40\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 20\text{cm}$$

$$B / A_t \geq (b \times S_t \times \gamma_s \times (\tau_u - (0,3 \times f_{tj})) / (0,9 \times f_e)) = 2,5\text{cm}^2$$

$$C / A_t \geq 0,4 \times S_t \times \frac{b}{f_e} = 0,9\text{cm}^2$$

Choix de ferrailage transversal pour les deux sens X et Y :

Soit : $A_{trans} = 4HA10 = 3,14\text{cm}^2$ et un espacement $S_t = 20\text{cm}$

VI.2.3 Vérifications nécessaires

➤ **Vérification de l'effort tranchant à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

F.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \text{min}(0,1f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{1447,74 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,87} = 1,38 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{1573,47 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,87} = 1,5\text{MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau VI.2.9 Vérifications des contraintes des nervures à l'ELS selon les deux sens X et Y.

Sens	Localisation	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (m^4) $\times 10^{-5}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
X	Travée	893,05	26,66	27,66	8,57	Vérifiée	295,26	N.V
	Appui	1047,46	31,73	28,85	11,51	Vérifiée	300,904	N.V

Y	Travée	923,08	26,66	27,76	8,86	Vérifiée	300,904	N.V
	Appui	1091,17	33,35	31,65	11,49	Vérifiée	277,387	N.V

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow$ Fissuration nuisible et $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Remarque

Les contraintes de fissuration des aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

Tableau VI.2.11 Ferrailage des nervures a l'ELS.

Sens	Localisation	M_{ser} (KN.m)	β $\times 10^{-3}$	α	A_{cal} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Choix des barres
X	Travée	893,05	4,87	0,33	57,2	58,07	6HA32+2HA25
	Appui	1047,46	11,43	0,46	70,52	74,18	8HA32+2HA25
Y	Travée	923,08	5,04	0,33	59,12	64,34	8HA32
	Appui	1091,17	11,91	0,47	73,76	74,18	8HA32+2HA25

Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins $3cm^2$ par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 3 \times 0,90 = 2,70 \text{ cm}^2$.

Soit : $3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$ par face.

VI.2.4 Schéma de ferrailage des nervures

- Sens X

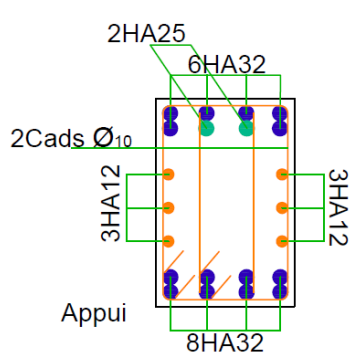


Figure VI.2.4. Schéma de ferrailage (section transversale) en appui

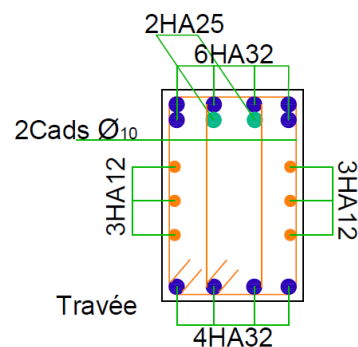


Figure VI.2.5. Schéma de ferrailage (section transversale) en travée

- Sens Y :

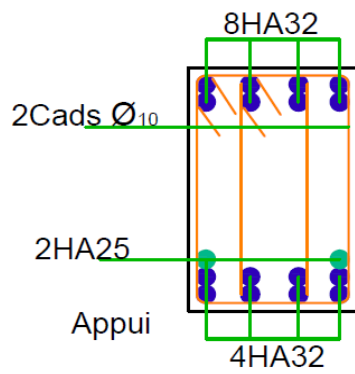


Figure VI.2.6. Schéma de ferrailage (section transversale)

En appuis

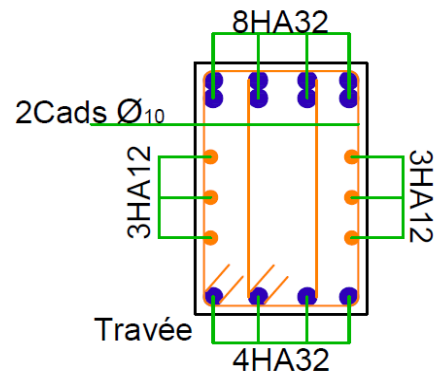


Figure VI.2.7. Schéma de ferrailage (section transversale) en travée

VI.3. Etude des voiles périphériques :

VI.3.1. Données relatives au calcul du voile périphérique :

➤ **Dimensions des voiles**

- Hauteur $h=2.89$ m
- Longueur $L=5,6$ m
- Épaisseur $e=20$ cm

➤ **Caractéristiques du sol**

- Poids spécifique $\gamma_h = 20,02$ KN/m³
- Cohésion (Sol sableux) $c_u = 0,207$ bar

On prend $c_u = 0$ (calcul plus défavorable)

- Angle de frottement $\varphi = 5^\circ$ **Annexe 11**

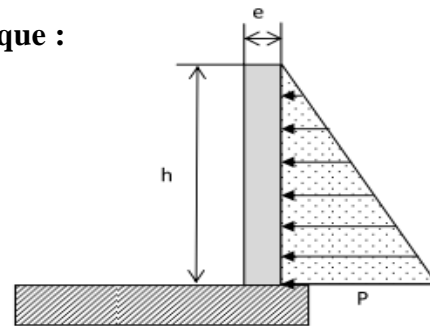


Figure VI.3.1. poussées des terres sur les

Voiles périphériques

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

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

$$G = 2,89 \times 20,2 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{5}{2}\right) = 49,01 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Surcharge accidentelle**

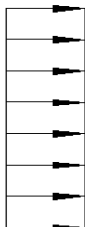
$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 8,39 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.2. Calcul du ferrailage

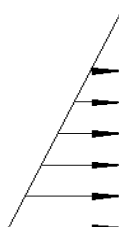
Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

σ (G) KN/m²

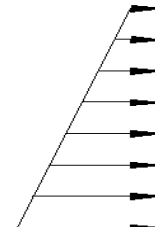


+

σ (Q)



=



$$\sigma_{\min} = 1,5Q = 12,58$$

$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 78,74 \text{ KN/m}^2$$

Figure VI.3.2 : Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 78,74 + 12,58}{4} = 62,2 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 62,2 \text{ KN/ml}$$

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

$$L_x(h) = 2,89 \text{ m} \quad b = 0,2 \text{ m}$$

$$L_y = 5,6 \text{ m}$$

$$\rho = 2,89/5,6 = 0,51 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ Calcul des moments isostatiques

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

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

$$\rho = 0,51 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0951 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0951 \times 62,2 \times 2,89^2 = 49,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,25 \times M_{0x} = 12,35 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0,75 M_{0x} = 37,05 \text{ m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 10,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -24,7 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec: $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$ **RPA99/2003 ART 10.1.2**

➤ Ferrailage

On fait le ferrailage d'une section $(b \times e) = (1 \times 0,2) \text{ m}^2$

Tableau VI.3.1 : Sections d'armatures du voile périphérique

Localisation		M	μ_{bu}	α	Z	A_{cal}	A_{min}	$A_{adopté}$
		KN.m			(cm)	(cm ² /ml)	(cm ² /ml)	(cm ² /ml)
Travée	X-X	37,05	0,1162	0,154	0,14	7,57	2	5HA14=7,7
	Y-Y	10,49	0,032	0,041	0,147	2,044	2	4HA10=3,14
Appui		-24,7	0,077	0,1	0,143	4,5	2	5HA12=4,52

✓ Espacements

$$\text{Sens x-x: } S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y: } S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ Vérifications

$$\rho = 0,51 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,51) 100 \times 20 = 1,992 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{62,2 \times 2,89}{2} \times \frac{5,6^4}{2,89^2 + 5,6^4} = 83,92 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{62,2 \times 5,6}{2} \times \frac{2,89^4}{2,89^4 + 5,6^4} = 11,531 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{83,92 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1} = 0,559 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,559 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

$$\rho = 0,51 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0987 \\ \mu_y = 0,3758 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 57,4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 8,39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 57,4 + 8,39}{4} = 45,14 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 45,14 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0987 \times 45,14 \times 2,89^2 = 37,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,3758 \times M_{0x} = 13,98 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,75 M_{0x} = 27,9 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 11,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -18,6 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}) \dots \text{Fissuration tres nuisible}$$

Tableau VI.3.2 : Vérification des contraintes dans les voiles périphériques

Localisation		M^s (KN.m)	Y (cm)	I (m^4) $\times 10^{-5}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	27,9	4,8	15,702	8,6	Vérifiée	270,69 > 164,97	Non vérifiée
	y-y	11,88	3,3	7,64	5,15	Vérifiée	272,3 > 164,97	Non vérifiée
Appui		-18,6	3,8	10,33	6,57	Vérifiée	300,24 > 164,97	Non vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction des aciers n'est pas vérifiée.

Tableau VI.3.3 : Sections d'armatures calculées à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-3})	α	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	N ^{bre} de barres
Travée	x-x	27,9	7,51	0,39	12,95	15,71	5HA20
	y-y	11,88	1,93	0,27	5,27	7,7	5HA14
Appui		-18,6	2,75	0,33	8,44	10,05	5HA16

VI.3.3. Schémas de ferrailage :

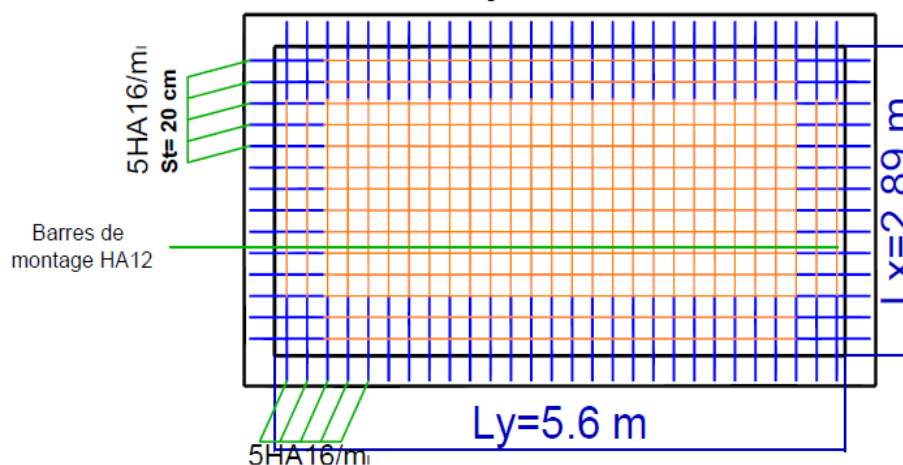


Figure VI.3.3 : Schéma de ferrailage de la face comprimée du voile périphérique

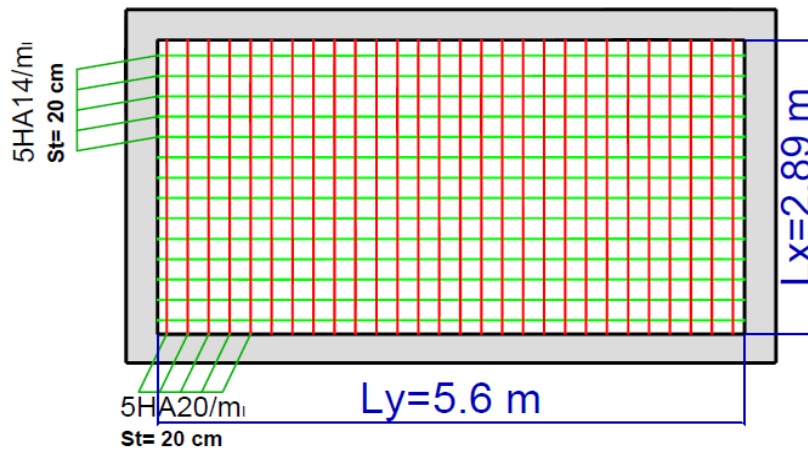


Figure VI.3.4 : Schéma de ferrailage de la face tendue (intérieur du bâtiment) du voile périphérique

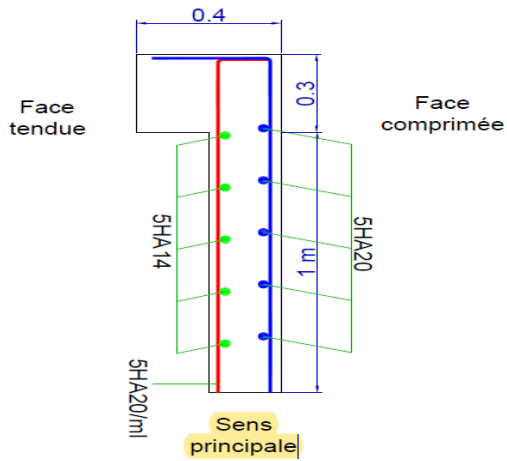


Figure VI.3.5 : Schéma de ferrailage (Section transversale) du sens principale Du voile périphérique

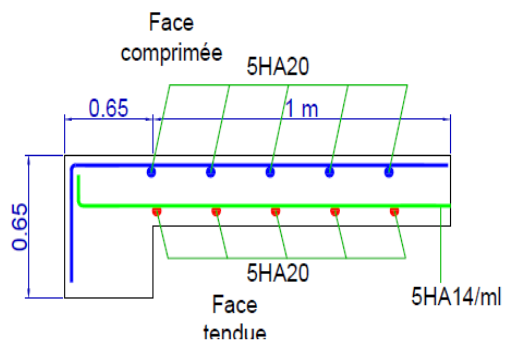


Figure VI.3.6 : Schéma de ferrailage (Section transversale) du sens secondaire Du voile périphérique

Etude comparative du comportement voile associé aux poteaux

1) Etude de l'élément voile et poteaux séparément :

A) Les poteaux :

$$M_{\max} = 192,06 \text{ KN.m} \rightarrow N_c = 2984,63 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 3086,95 \text{ KN} \rightarrow M_c = 91,07 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = -1381,3771 \text{ KN} \rightarrow M_c = 9,53 \text{ KN.m}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow e = 3 \text{ cm}$

$$b_1 = 60 \text{ cm} ; h_1 = 65 \text{ cm} ; d = 62 \text{ cm}$$

Situation accidentelle $\rightarrow \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,68 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 32,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Le centre de pression C'est à l'intérieur de la section.}$$

N est un effort de traction, donc la section est **entièrement tendue**.

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G \rightarrow e_1 = 30,18 \text{ cm}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 \rightarrow e_2 = 28,82 \text{ cm}$$

$$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow f_{s10} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_u * e_2}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_1 = 16,87 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u * e_1}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_2 = 17,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{c1} = \max(17,71, 16,87) = 17,71 \text{ cm}^2$$

De la même manière on calcule le ferrailage donné par les deux autres combinaisons on a trouvé comme suit :

$$M_{\max} = 192,06 \text{ KN.m} \rightarrow N_c = 2984,63 \text{ KN} \leftrightarrow A_{c2} = -23,09 \text{ cm}^2$$

$$N_{\max} = 3086,95 \text{ KN} \rightarrow M_c = 91,07 \text{ KN.m} \rightarrow A_{c3} = -30,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A_s = \max(A_{c1}, A_{c2}, A_{c3}) = 17,71 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage

$$A_s = 17,71 \text{ cm}^2 \dots \text{soit } A = 6 \text{ HA}20 = 18,85 \text{ cm}^2 / \text{FACE} (A_{\text{tot}} = 62,83 \text{ cm}^2)$$

La section totale à retenir pour les deux poteaux des extrémités du voile V_{y4} au niveau du RDC est :

$$A_{\text{totale}}^{\text{poteau}} = 62,83 \times 2 = 125,66 \text{ cm}^2$$

Etude comparative du comportement voile associé aux poteaux

B) Les voiles

Les différentes sollicitations : V_{y4} au RDC

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1292.9	356.2	4178.19	1042.29	347.82	59.09	892.5

D'où : l'exemple de calcul sur le ferrailage de voile V_{y4} va se présenter sous $M_{max} = 4178.19 \text{ KN.m} \rightarrow N_c = 1042.29 \text{ KN}$.

• Calcul des armatures verticales

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 4.27 \text{ m}, d = 4.22 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}, s = e \times l = 0.854 \text{ m}, I = \frac{eL^3}{12} = 1.29575 \text{ m}^4$$

$$\sigma^+ = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V = \frac{1042.29}{0.854} + \frac{4178.19}{1.2975} * 2,135 = 8,095 \text{ Mpa} > 0$$

(SPC)

$$\sigma^- = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V = \frac{1042.29}{0.854} - \frac{4178.19}{1.2975} * 2,135 = -5,65 \text{ Mpa} < 0$$

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

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 4178.19 + (1042.19) \times \left(4.22 - \frac{4.27}{2} \right) = 6351.364 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6351.364 \times 10^{-3}}{0,2 \times 4.22^2 \times 18,48} = 0.0964 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = 0.0964 < \mu_l = 0.384 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,1269$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 4.22(1 - 0,4 \times 0.1269) = 4.005 \text{ m}$$

$$A_1^{fs} = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{6351.364 \times 10^{-3}}{4.005 \times 400} = 3.96 \times 10^{-3} \text{ cm}^2$$

$$A_1^{FC} = A_1^{fs} - \frac{N_u}{f_{st}} = 3.96 \times 10^{-3} - \frac{1042.29 \times 10^{-3}}{400} = 13.58 \text{ cm}^2$$

De la même manière de calcul nous avons trouvé pour les deux autres combinaisons ce qui suit :

$$N_{max} = 1292,9 \text{ KN} \rightarrow M_c = 356,2 \text{ KN.m} \dots \dots \dots A_2 = -13,66 \text{ cm}^2$$

$$N_{min} = 347,82 \text{ KN} \rightarrow M_c = 59,05 \text{ KN.m} \dots \dots \dots A_3 = -4,02 \text{ cm}^2$$

Etude comparative du comportement voile associé aux poteaux

D'où : $A_{max} = A_V = \max(A_1^{FC}; A_2^{FC}; A_3^{FC}) = 13,85 \text{ cm}^2$ (Zone tendue)

▪ **Armatures minimales dans tout le voile**

$$A_{min} = 0.15\% b \times h = 0,15\% \times 0,2 \times 4.27 = 12.81 \text{ cm}^2 \quad \text{RPA99/2003 Art 7.7.4.3}$$

▪ **Longueur de la partie tendue L_t**

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$l_t = \frac{5.65 \times 4.27}{5.65 + 8.095} = 1.755 \text{ m}$$

▪ **Armatures minimales dans la zone tendue**

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% 0,2 \times 1.755 = 7.02 \text{ cm}^2$$

▪ **Longueur de la partie comprimée**

$$l_c = L - 2l_t = 4,27 - 2 \times 1,755 = 0,76 \text{ m}$$

▪ **Armatures verticales minimales dans la zone comprimée**

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% b \times l_c$$

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% \times 0,2 \times 0,76 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage :

▪ **Armatures verticales :**

$$\begin{cases} \text{zone tendue : } A_s = 13,58 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ soit } 12\text{HA}12 + 4\text{HA}10 = 16,71 \text{ cm}^2 \\ \text{zone comprimée : } A_{min}^c = 1,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Ce qui donne la section d'acier totale dans tout le voile (Zone tendue x 2 + zone comprimée) :

$$A_{totale}^{Voile} = (16,71 \times 2) + 2,01 = 35,43 \text{ cm}^2$$

Donc la section totale dans tout l'élément (voile+poteau) à mettre dans les deux poteaux d'extrémité et dans le voile est :

$$A_{totale}^{V+P} = 125,66 + 35,43 = 161,09 \text{ cm}^2$$

Etude comparative du comportement voile associé aux poteaux

2) Etude de l'élément voile et poteau comme un seul élément

Les sollicitations sous différentes combinaisons : groupe (pier) $V_{y4} + 2poteaux$

$$N_{\max} = 2432,38 \text{ KN} \rightarrow M_c = 1429,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 11518,93 \text{ KN.m} \rightarrow N_c = 1959,72 \text{ KN}$$

$$N_{\min} = 652,31 \text{ KN} \rightarrow M_c = 1829,5 \text{ KN.m}$$

✓ Inertie des poteaux : (Huygens)

$$I = h \cdot \frac{b^3}{12} + A \cdot d^2 \rightarrow I = \frac{65 \cdot 60^3}{12} + (65 \cdot 60) \cdot \left(\frac{487}{2}\right)^2$$

$$I_{pot} = 2,32 \text{ m}^4 \rightarrow I_{tot}^{pot} = 4,64 \text{ m}^4$$

✓ Inertie du voile :

$$I = \frac{e \cdot L^3}{2} \rightarrow I^{voile} = 1,295 \text{ m}^4$$

✓ Inertie totale de l'élément :

$$I_{totale} = 4,64 + 1,295 = 5,93 \text{ m}^4$$

✓ Surface de l'élément :

$$S_{totale} = (0,2 \cdot 4,27) + (0,65 \cdot 0,6 \cdot 2) \rightarrow S_{totale} = 1,634 \text{ m}^2$$

• Calcul des contraintes :

$$\sigma^+ = \frac{1959,72}{1,634} + \frac{11518,93}{5,93} \cdot \left(\frac{4,87}{2}\right) \rightarrow \sigma^+ = 6,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{1959,72}{1,634} - \frac{11518,93}{5,93} \cdot \left(\frac{4,87}{2}\right) \rightarrow \sigma^- = -4,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma^+ > 0 \text{ et } \sigma^- < 0 \rightarrow \text{SPC}$$

➤ La longueur tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \cdot L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \rightarrow L_t = 2,11 \text{ m}$$

➤ La longueur comprimée :

$$L_c = L - 2L_t = 5,47 - 2 \cdot 2,11 = 1,25 \text{ m}$$

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

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 11518,93 + (1959,72) \times \left(5,44 - \frac{5,47}{2}\right) = 16819,87 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16819,87 \times 10^{-3}}{0,2 \times 5,44^2 \times 18,48} = 0,153 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0,153 < \mu_l = 0,384 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,211$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 5,44(1 - 0,4 \times 0,211) = 4,96 \text{ m}$$

$$A_1^{fs} = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{16819,87 \times 10^{-3}}{4,96 \times 400} = 84,7 \text{ cm}^2$$

Etude comparative du comportement voile associé aux poteaux

$$A_1^{FC} = A_1^{fs} - \frac{N_u}{f_{st}} = 8,47 * 10^{-3} - \frac{1959,72 \times 10^{-3}}{400} = 35,7 \text{ cm}^2/\text{zone tendue}$$

- Section minimale dans tout le voile :
 $A_{\min} = 0,15\%e * L = 16,41 \text{ cm}^2$
- Section minimale en zone comprimée :
 $A_{\min}^c = 0,1\%e * L_c = 2,5 \text{ cm}^2$
- Section minimale en zone tendue :
 $A_{\min}^t = 0,2\%e * L_t = 8,44 \text{ cm}^2$

Donc la section totale dans l'élément est de :

$$A_{\text{totale}} = (35,7 * 2) + 2,5 \rightarrow A_{\text{totale}} = 73,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{totale}}^{\text{elt1}} = 161,09 \text{ cm}^2 > A_{\text{totale}}^{\text{elt2}} = 73,9 \text{ cm}^2$$

3) Schéma de ferrailage :

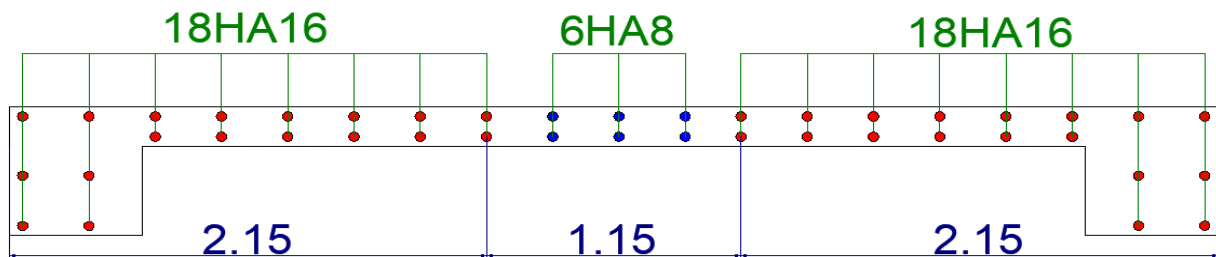


Schéma de ferrailage de l'élément

Ce projet nous a permis d'exploiter les connaissances théoriques acquises, et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour la formation d'ingénieur en génie civil, en appliquant les différentes règles de calcul et de conception, et en se familiarisant avec le règlement en vigueur à savoir le RPA99 version 2003 et les différents D.T.R.

L'analyse de la structure est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces. De ce fait on conclue que:

- **L'ingénieur en génie civil doit consulter soigneusement le rapport du sol, car chaque paramètre peut faire changer le comportement de la structure, comme dans notre cas la catégorie du site (S4) qui est un sol très meuble a fait générer de très grandes sollicitations par rapport au site (S2).**
- **Il est préférable de ferrailer les voiles associés aux poteaux comme un seul élément afin d'avoir un gain économique**

Bibliographie

- Règles du béton armé aux états limites (BAEL91).
- Formulaire de calcul des sections en béton armé selon (BAEL91) et le CBA93.
- Règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003).
- Documents techniques règlementaire (DTR BC2.2), charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- Support cours des années de Master.
- Anciens mémoires de fin d'études.
- Conception et analyse sismiques du bâtiment de (Wolfgang Jalil-Alan Jalil).
- Braja M. Das - Principles of Foundation Engineering-Cengage Learning (2016).

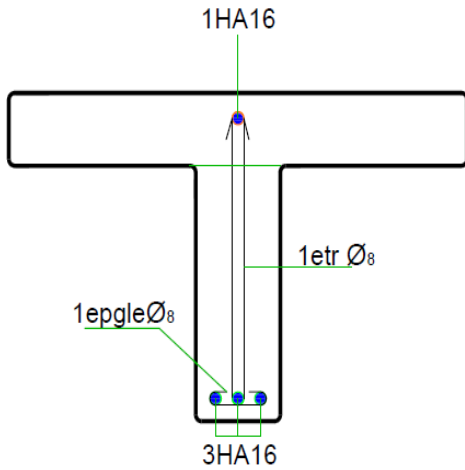
Annexes

ANNEXES

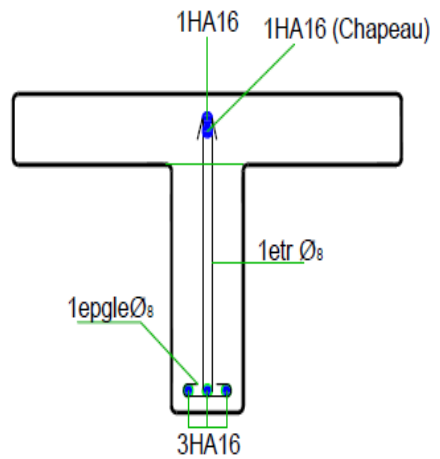
Annexe (1)

Schémas de ferrailages des poutrelles

A) RDC :

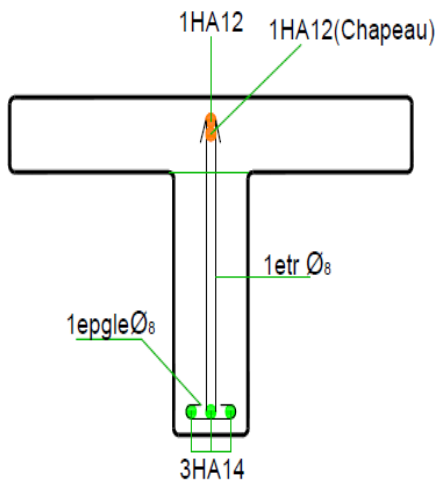


Appui de intermédiaire

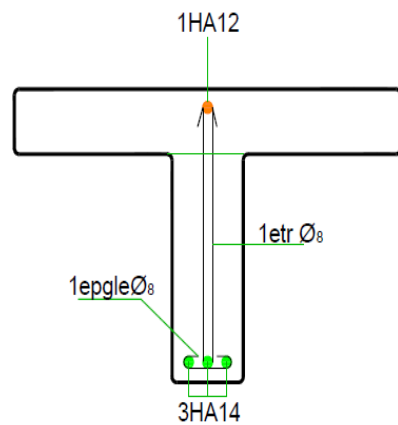


Appui de rive et travée

B) De l'étage 01 à l'étage 06 :

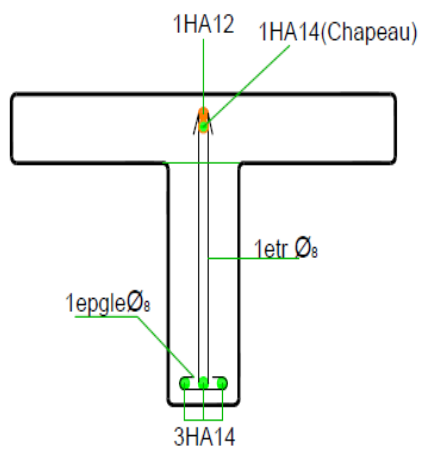


Appui intermédiaire

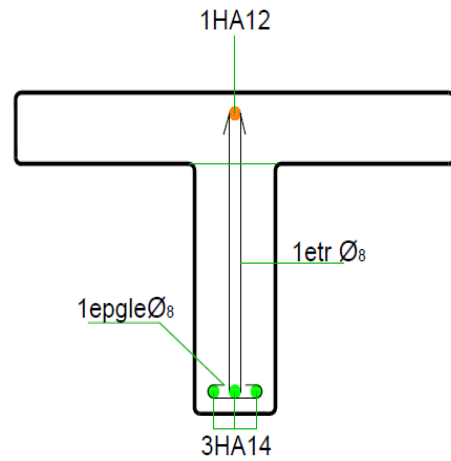


Appui de rive et travée

C) Etage 07 :

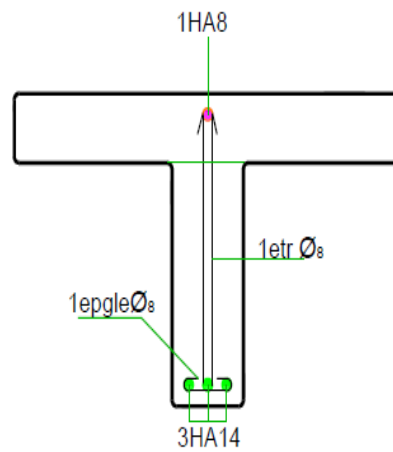


Appui intermédiaire



Appui de rive et travée

D) Locale machine :

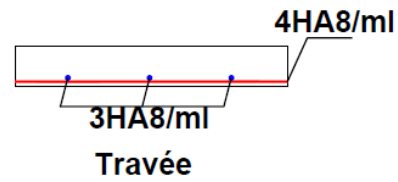
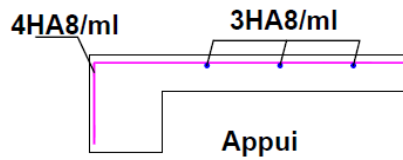
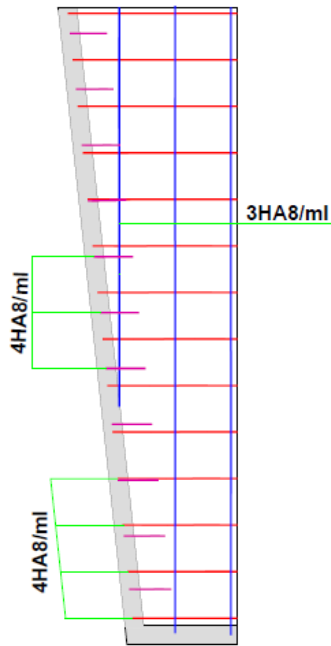


Appui de rive et travée

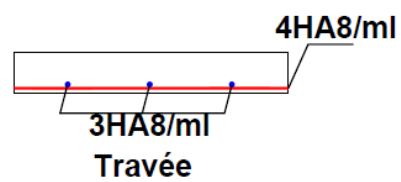
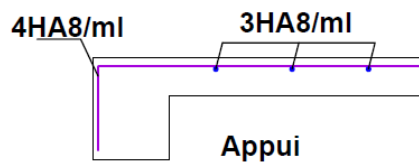
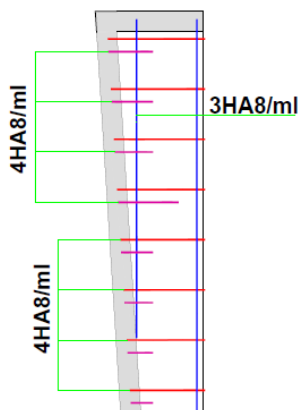
Annexe (2)

Schémas de ferrillages des dalles pleines

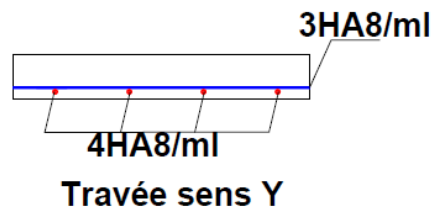
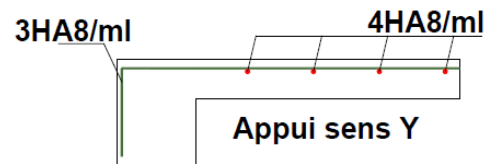
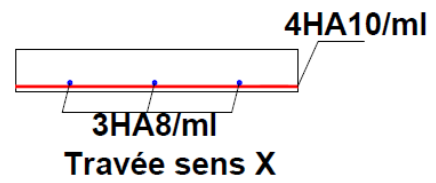
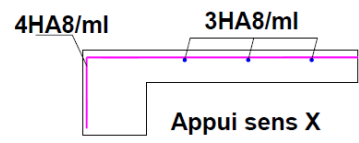
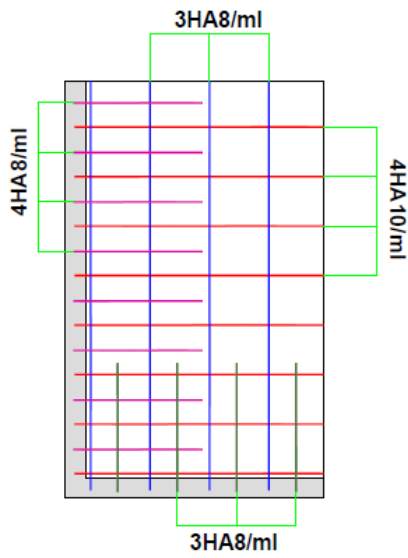
A) Dalle pleine 1 :



B) Dalle pleine 2 :



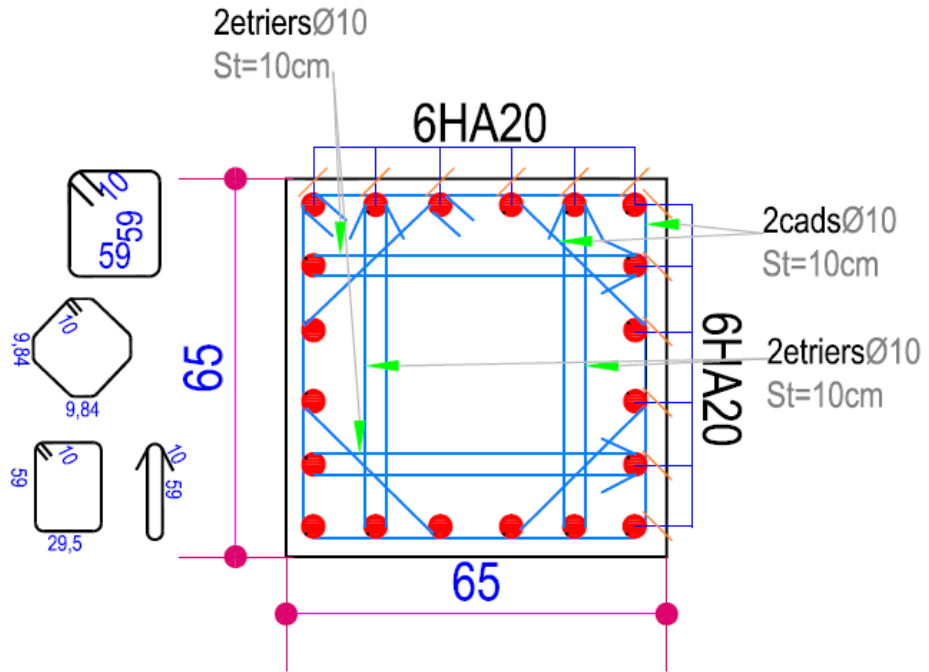
C) Dalle pleine 3 :



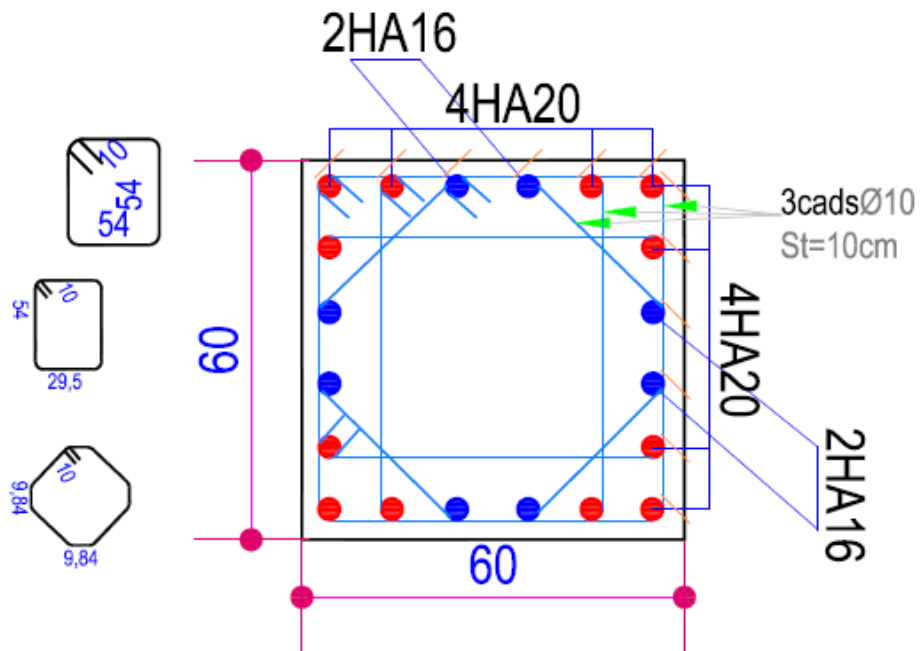
Annexe (3)

Schémas de ferrailage des poteaux

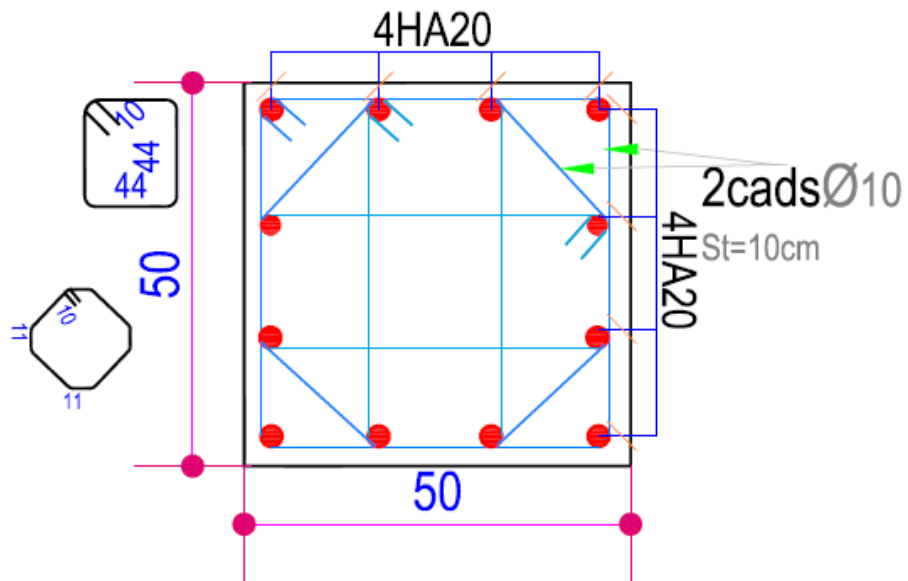
A) Sous-sol :



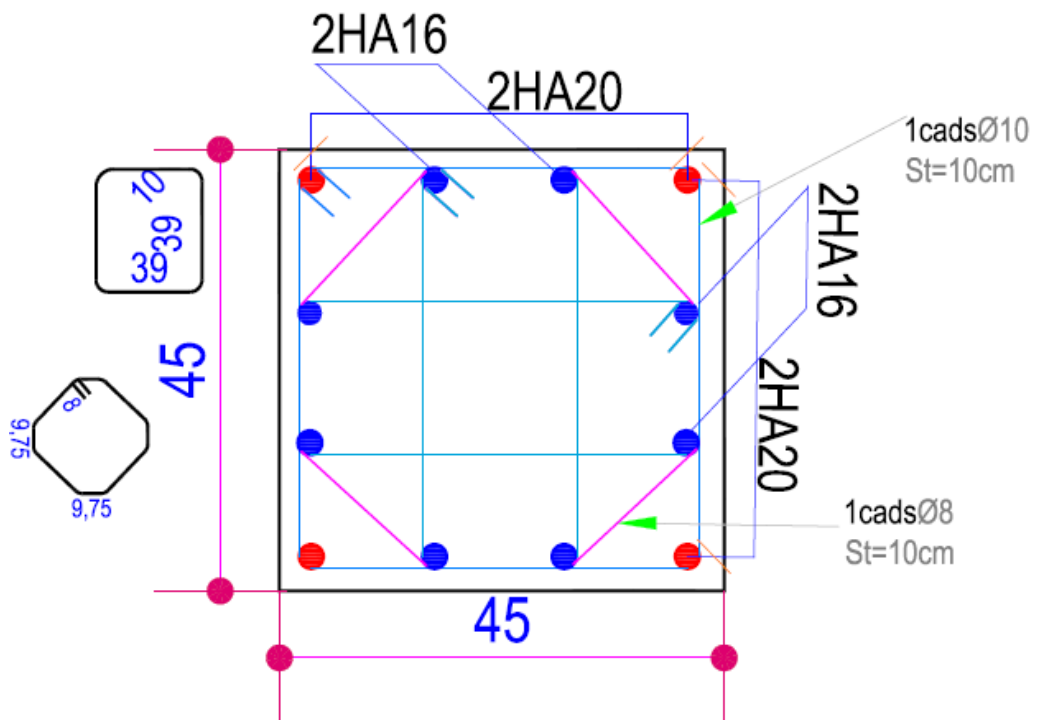
B) Etage 01 et étage 02 :



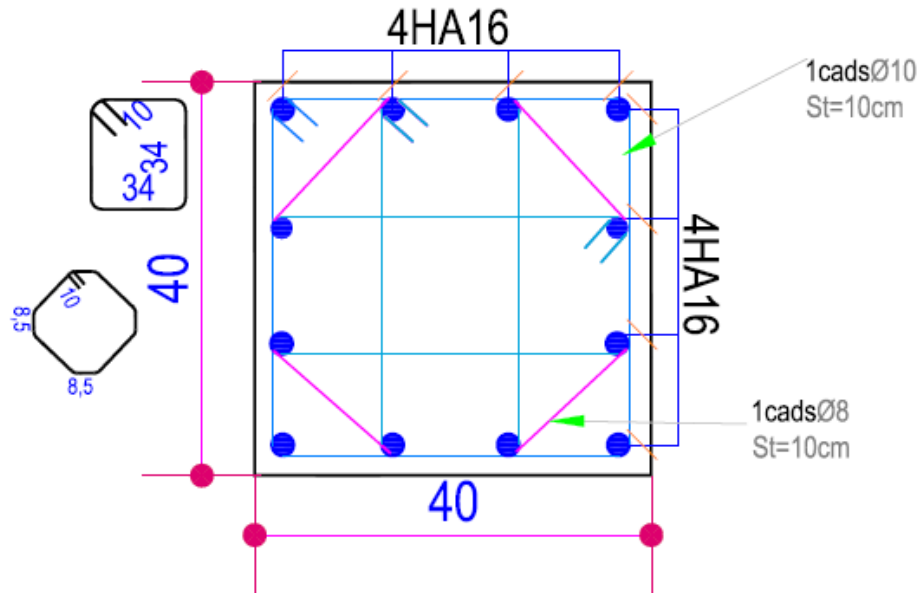
E) Etage 05 :



F) Etage 06 :



G) Etage 07 et locale machine :

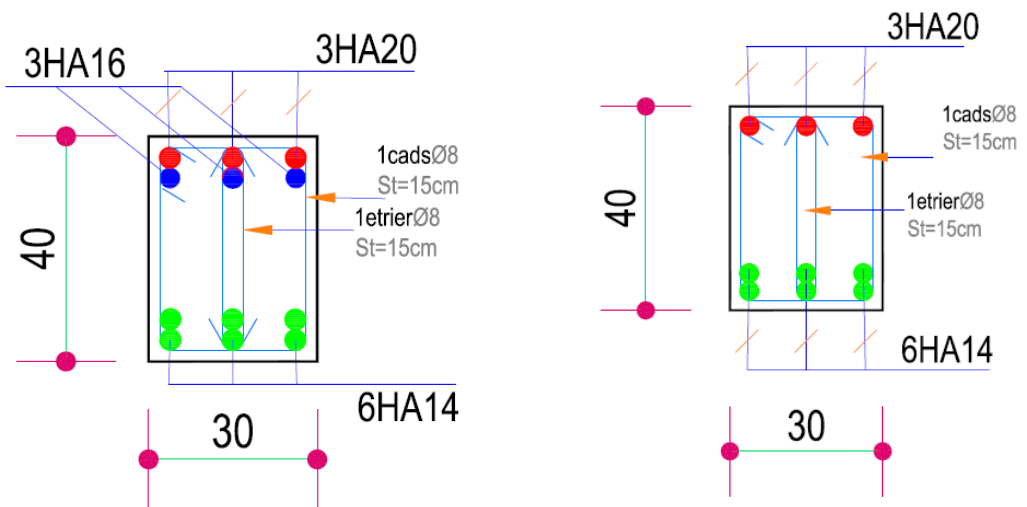


Annexe (4)

Schémas de ferrillage des poutres

A) **Poutres principales :**

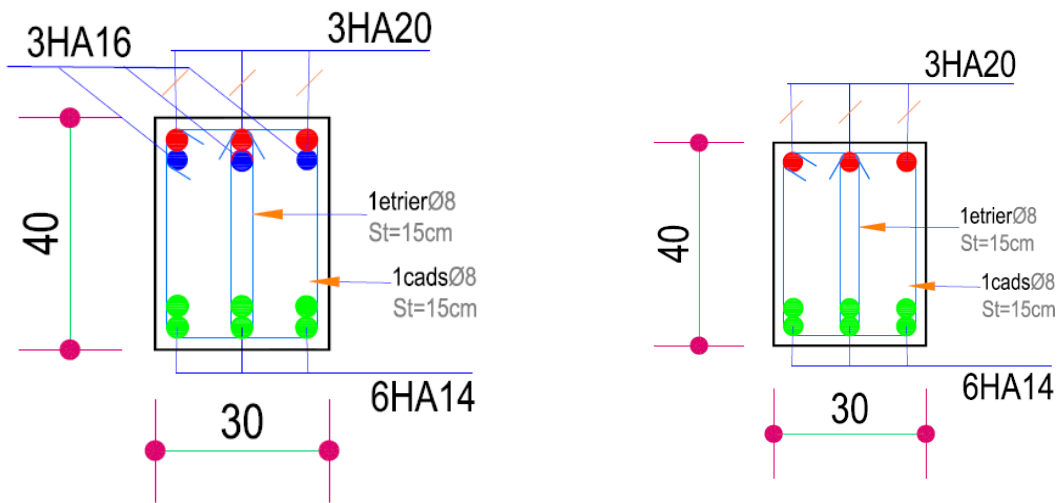
a) Etage 01 :



Appui

Travée

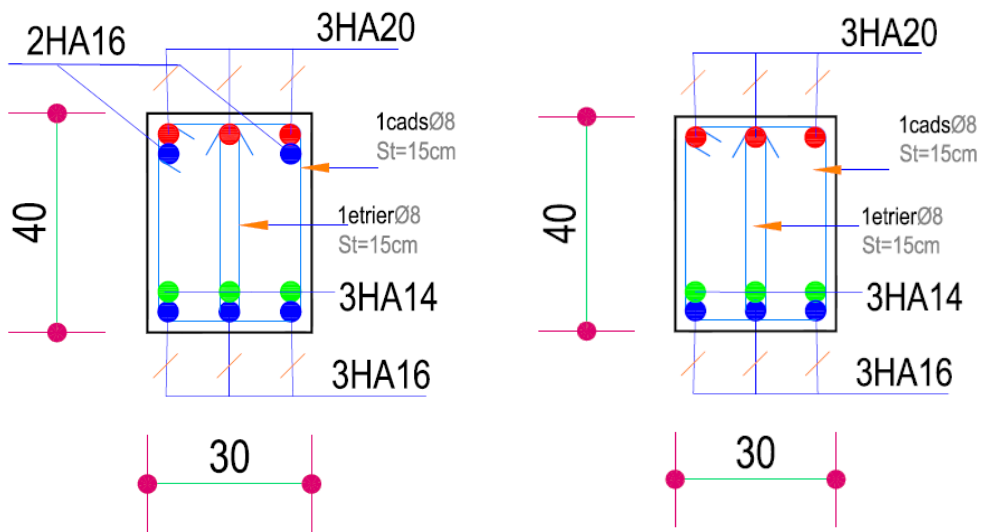
b) Etage 2,5 et 6 :



Appui

T'ravée

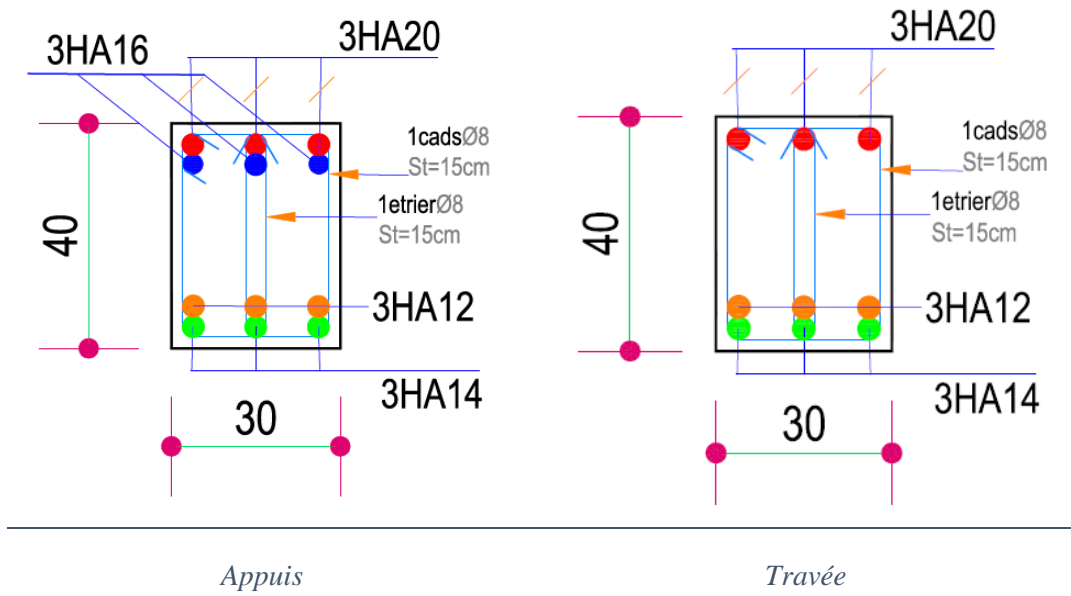
c) Etage 03 :



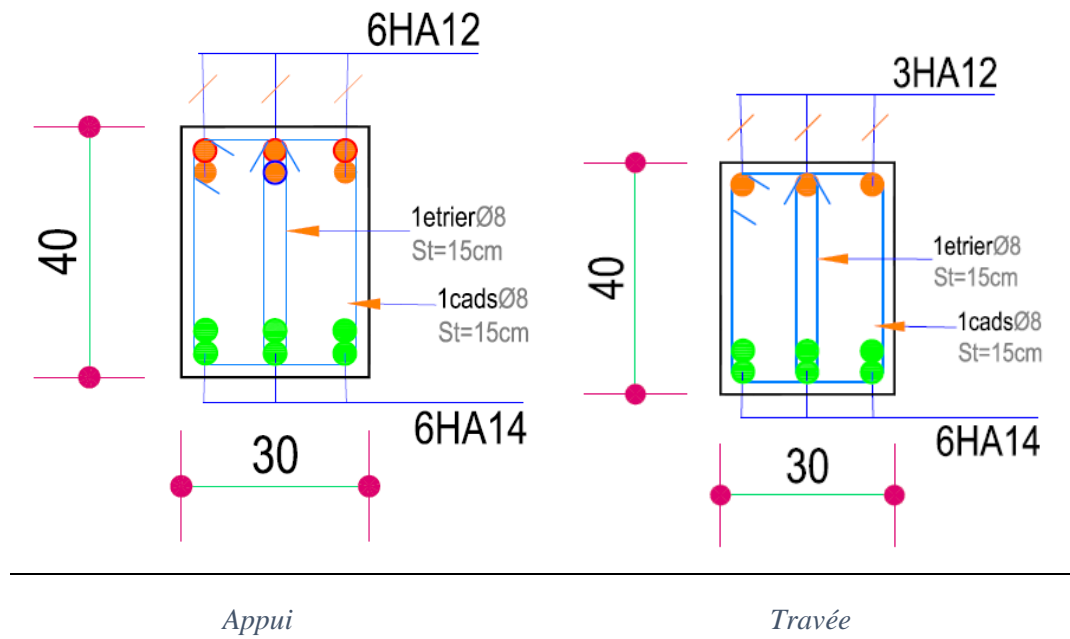
Appui

Travée

d) Etage 04 :

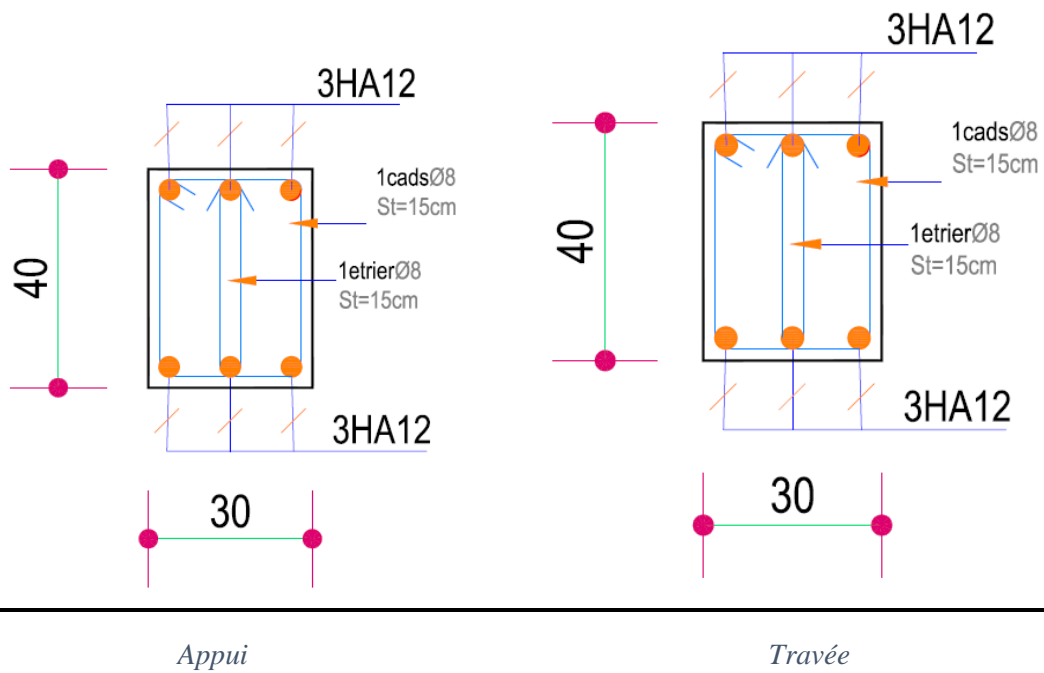


e) Etage 07 :

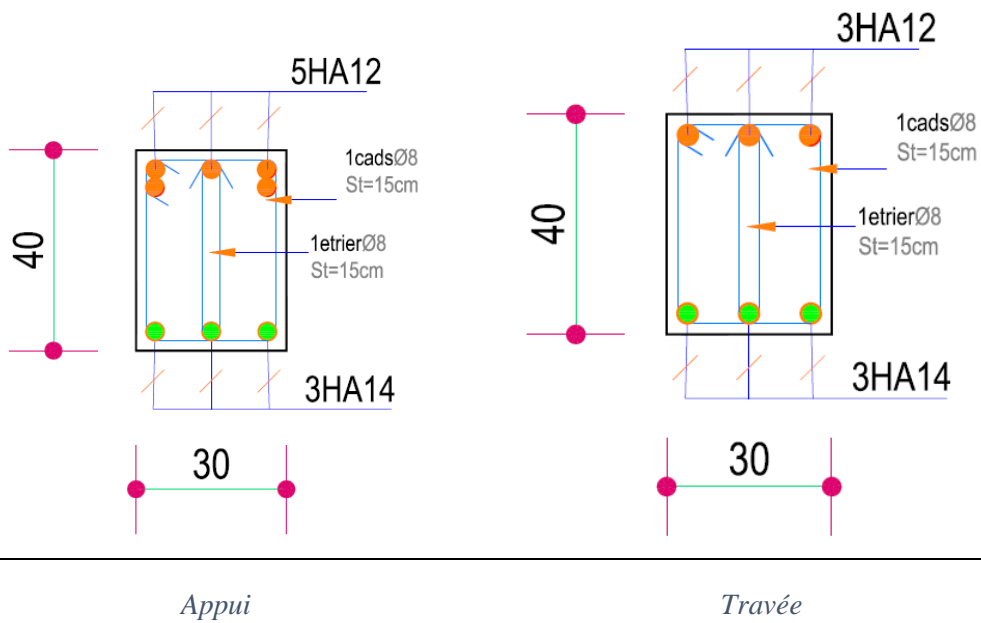


B) Poutres secondaires :

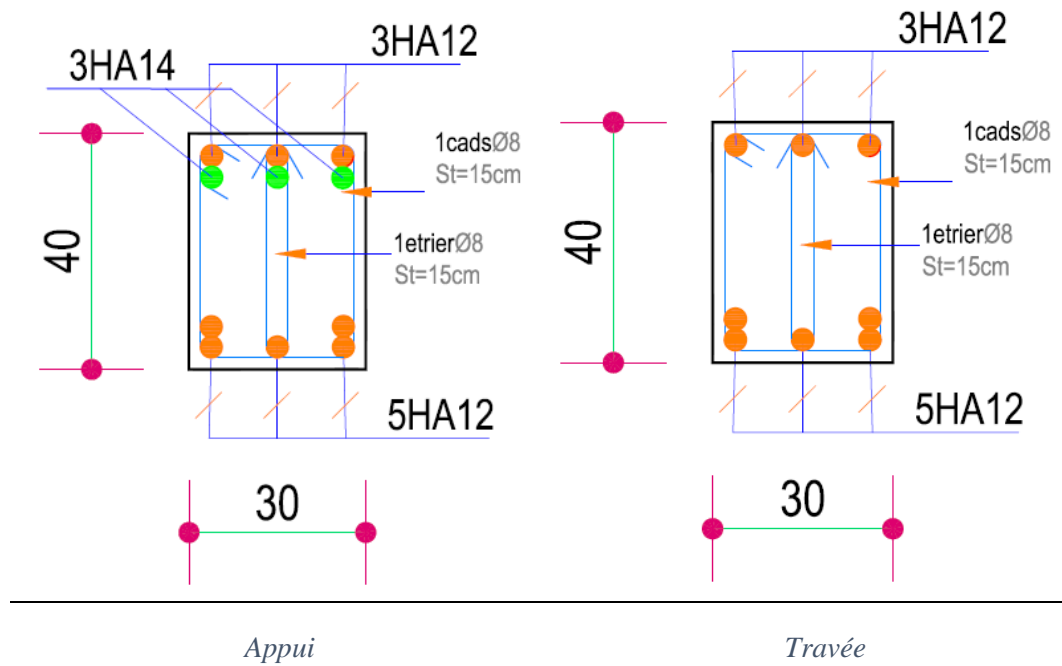
a) RDC :



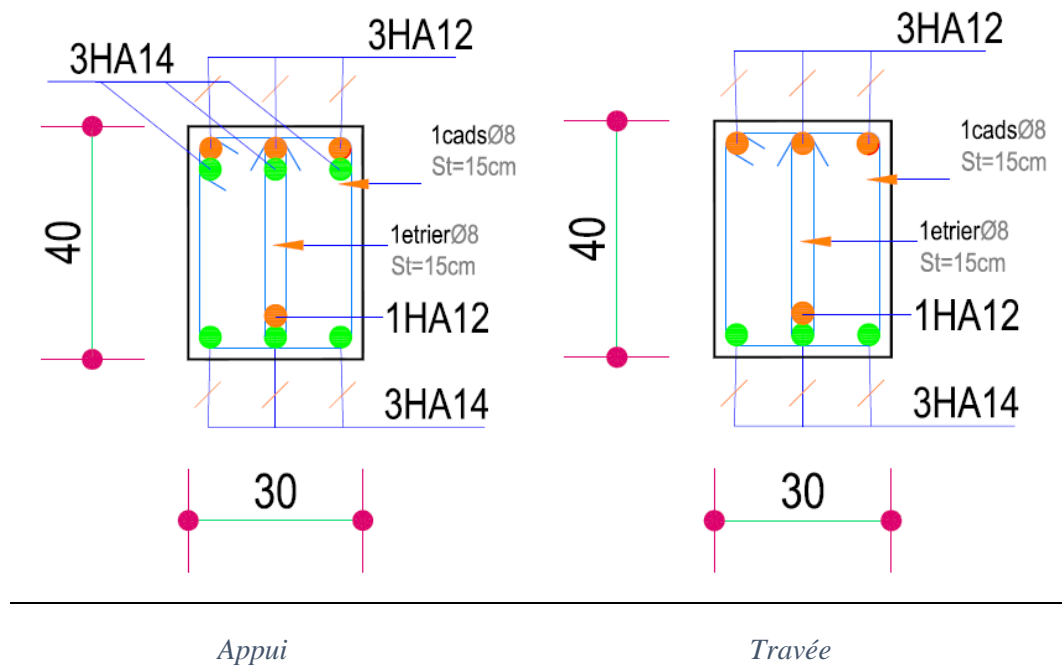
b) Etage 01 :



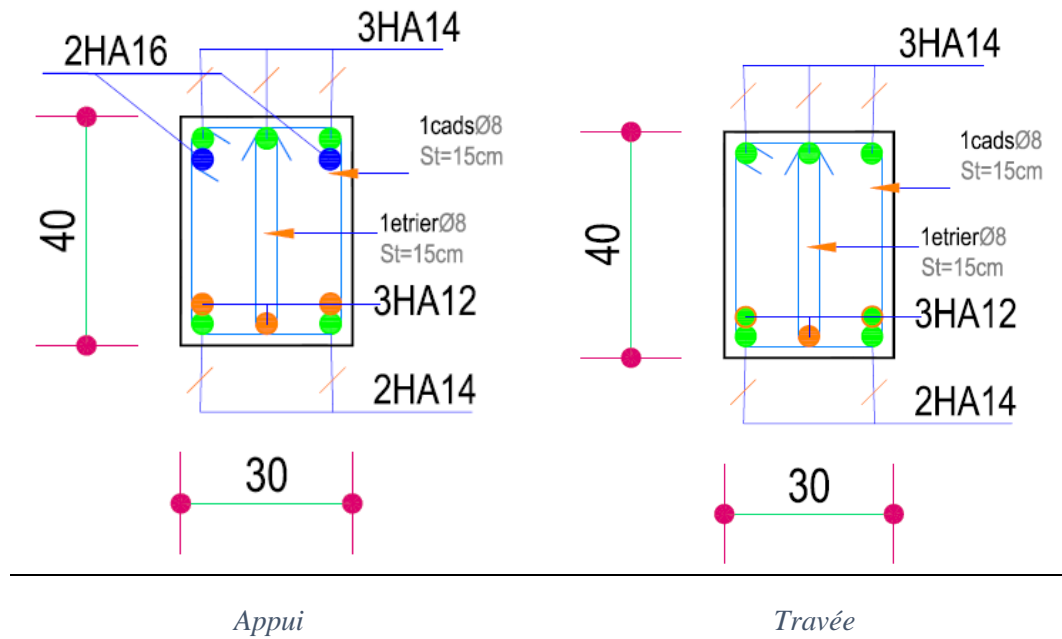
c) Etages 02,05 et 06 :



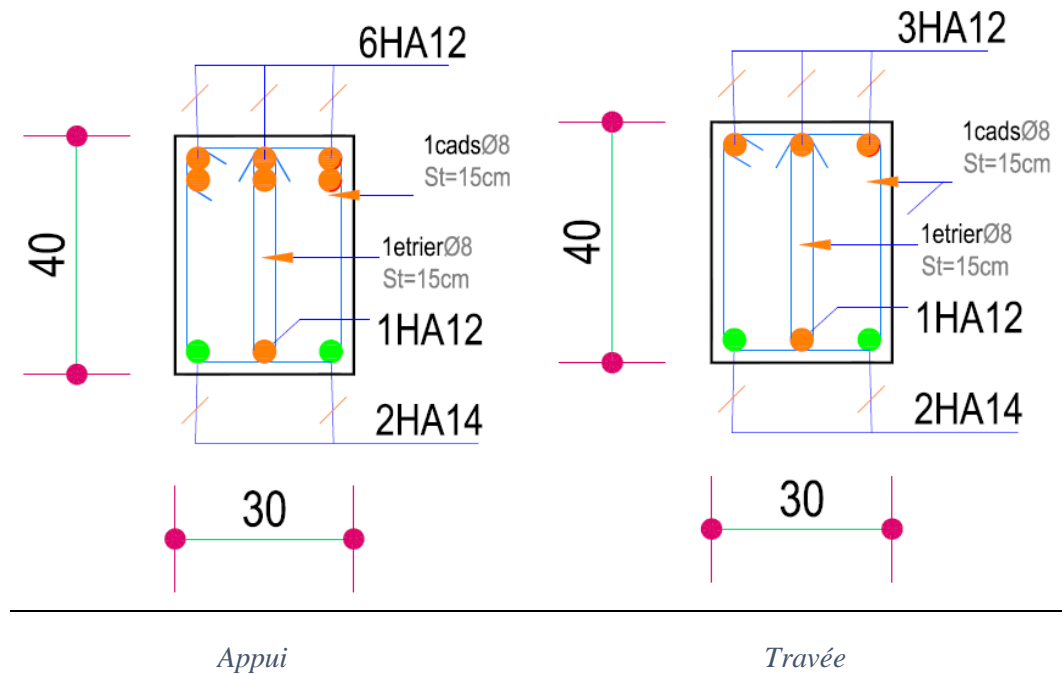
d) Etage 03 :



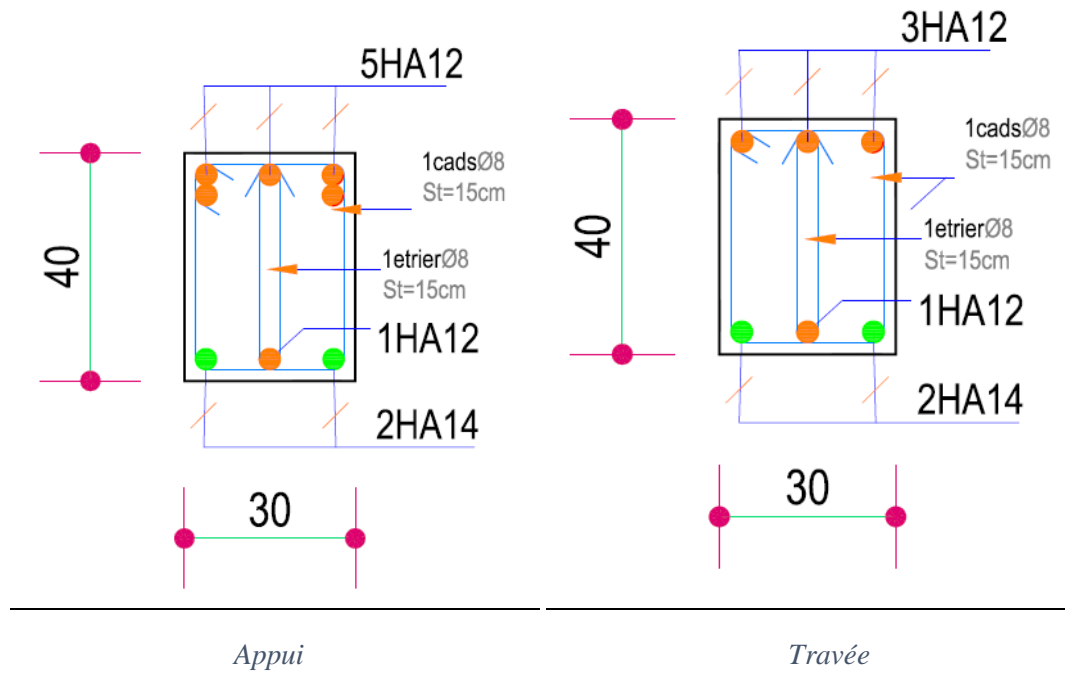
e) Etage 04 :



f) Etage 07 :

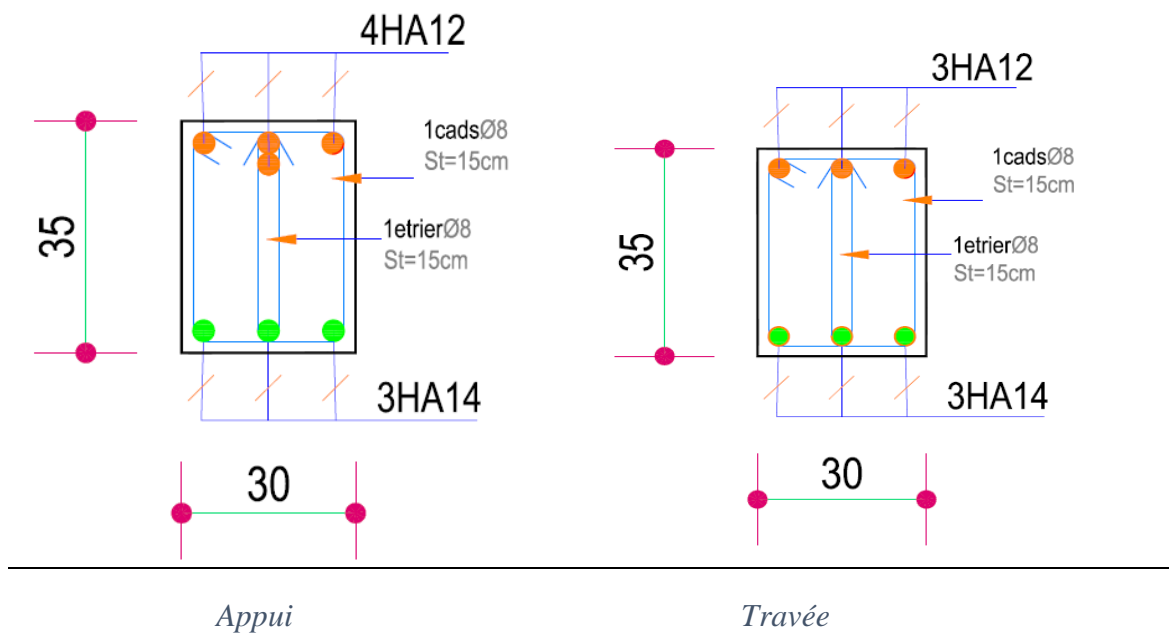


g) Terrasse inaccessible :

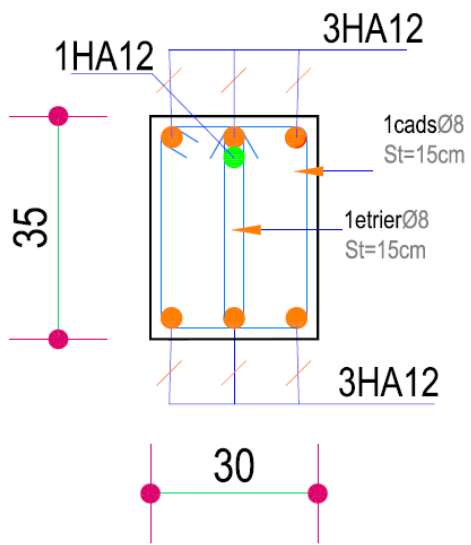


C) **Poutres de chaînage :**

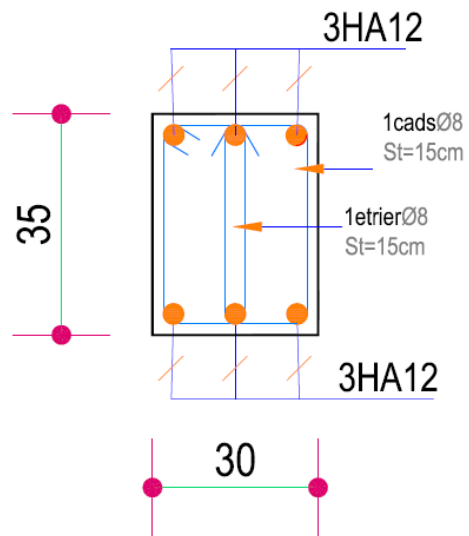
a) Sens principale :



b) Sens secondaire :



Appui



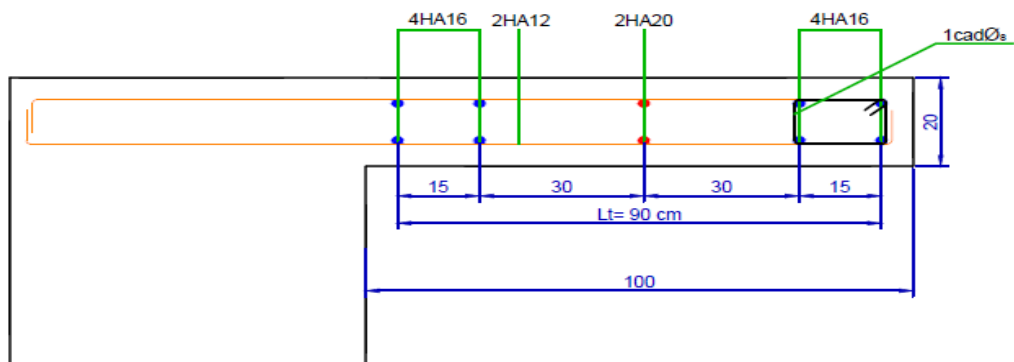
Travée

Annexe (5)

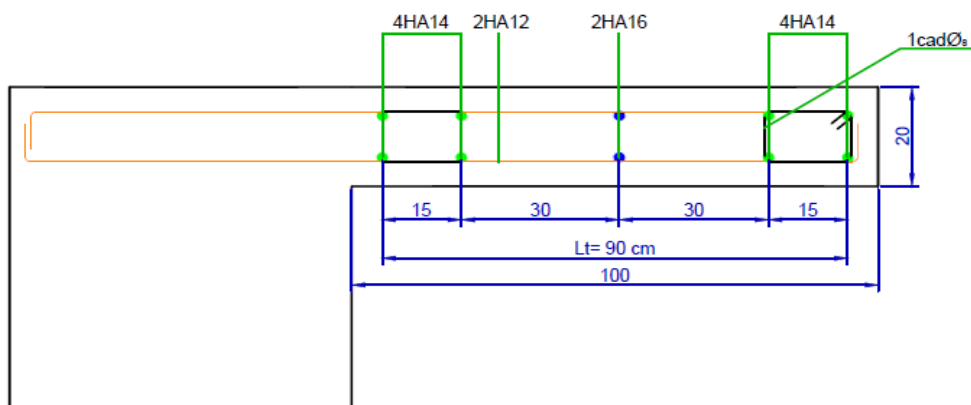
Schémas de ferrailage des voiles

A) V_{X1} et V_{X2} :

a) RDC et sous-sol :

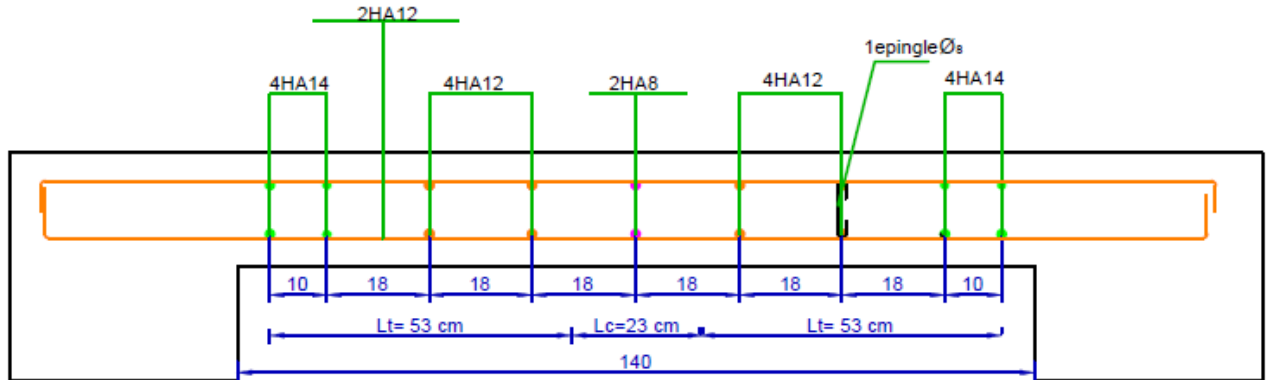


b) Étage 01 à étage 07 :

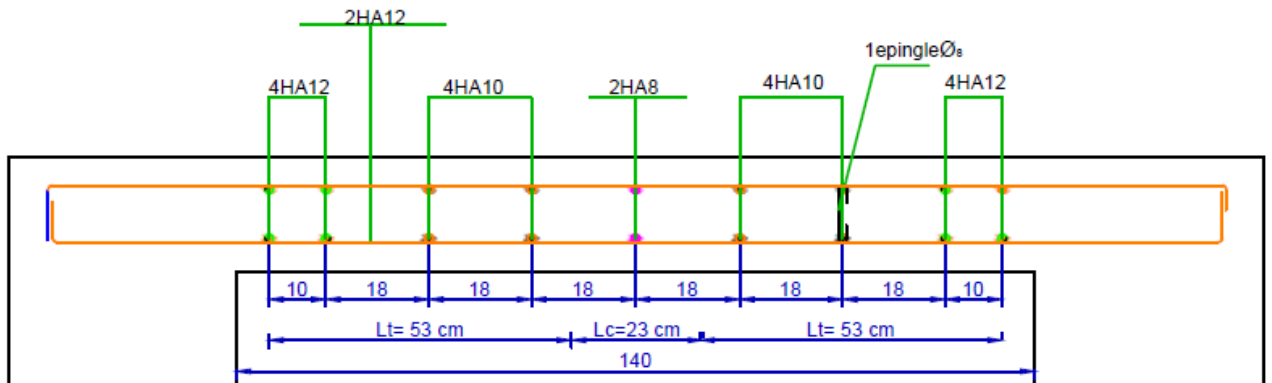


B) V_{X3} :

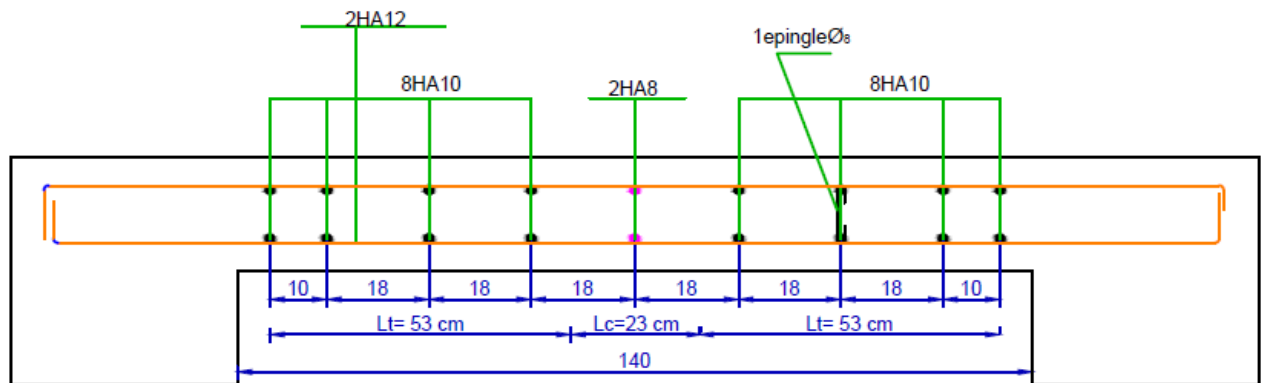
a) Sous-sol à étage 01 :



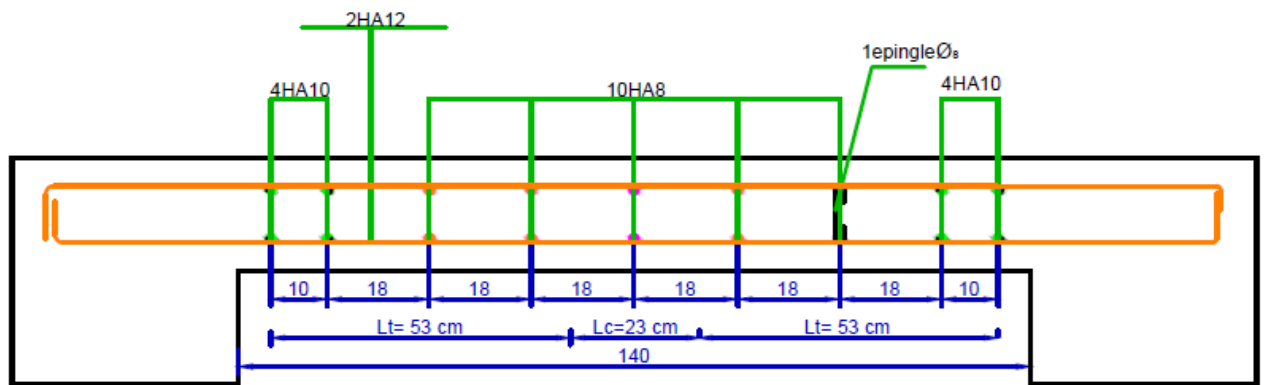
b) Etage 02 :



c) Etage 03 :

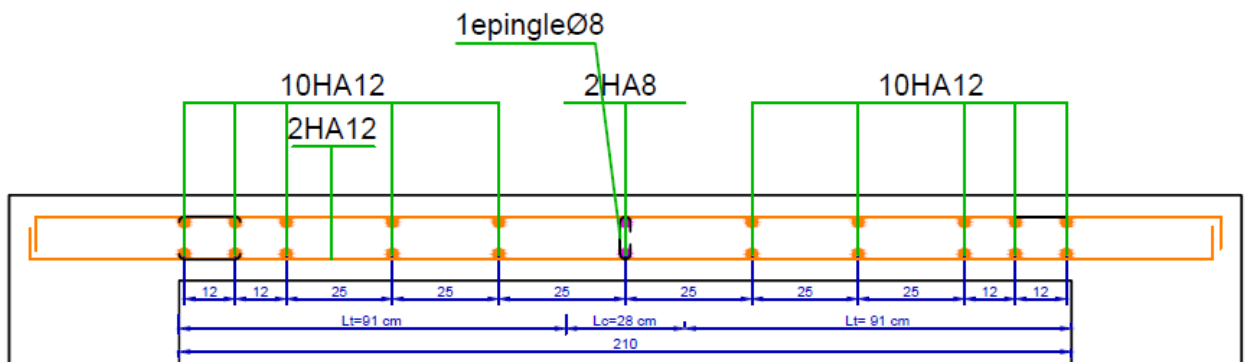


d) Etage 04 à étage 07 :

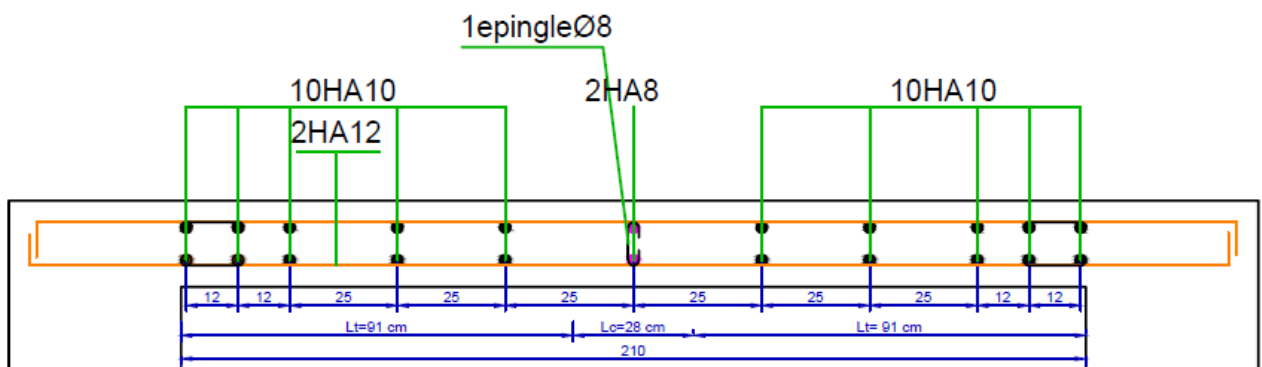


C) V_{X4} :

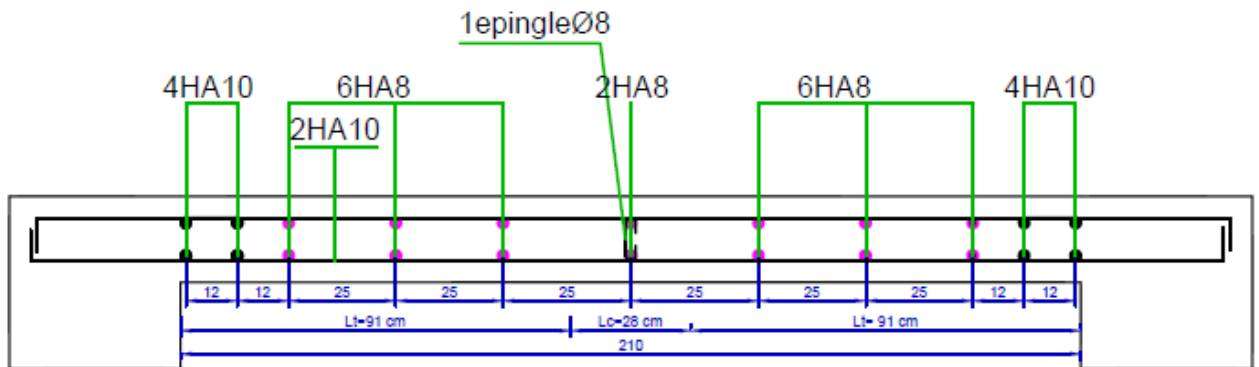
a) Sous-sol et RDC :



b) Etage 01 :

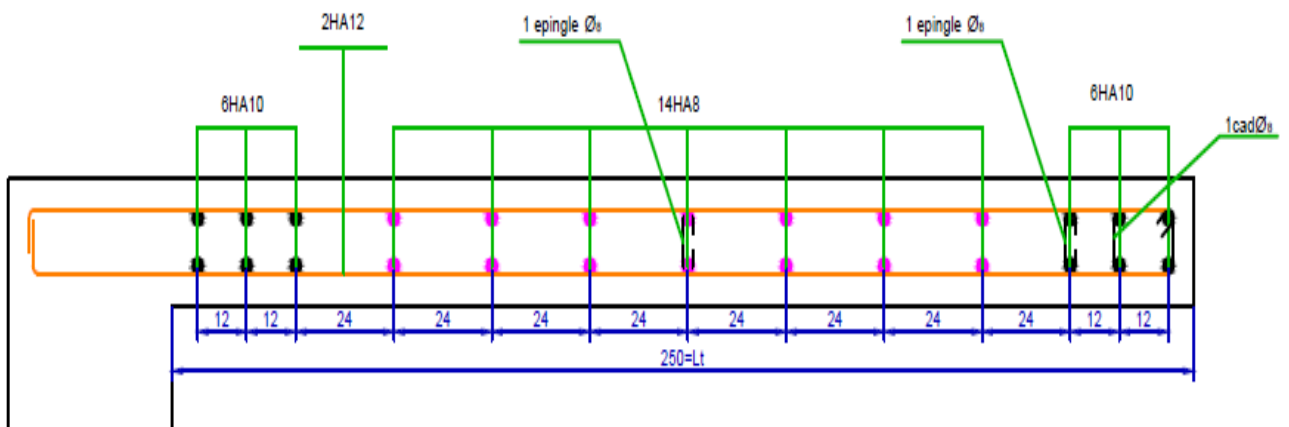


c) Etage 02 à Etage 07 :



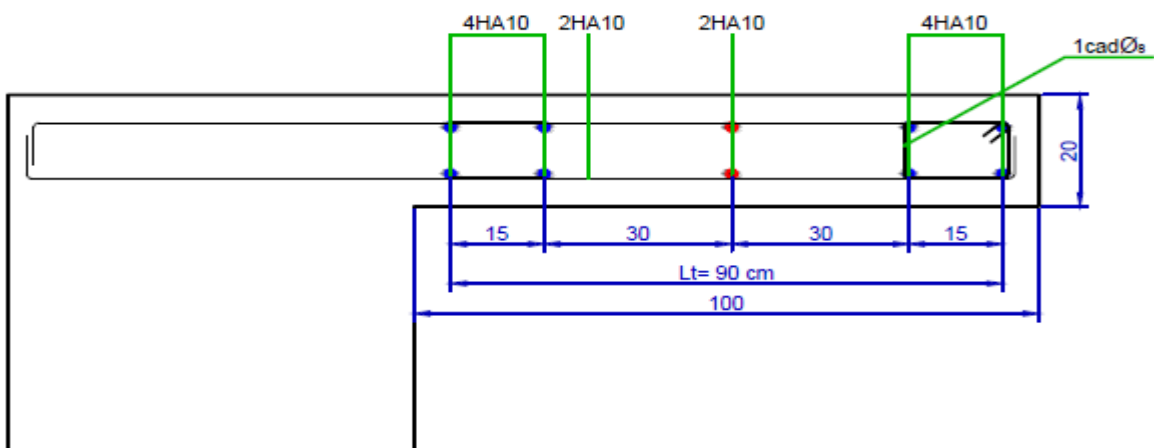
D) V_{Y1} et V_{Y2} :

Pour tous les niveaux :



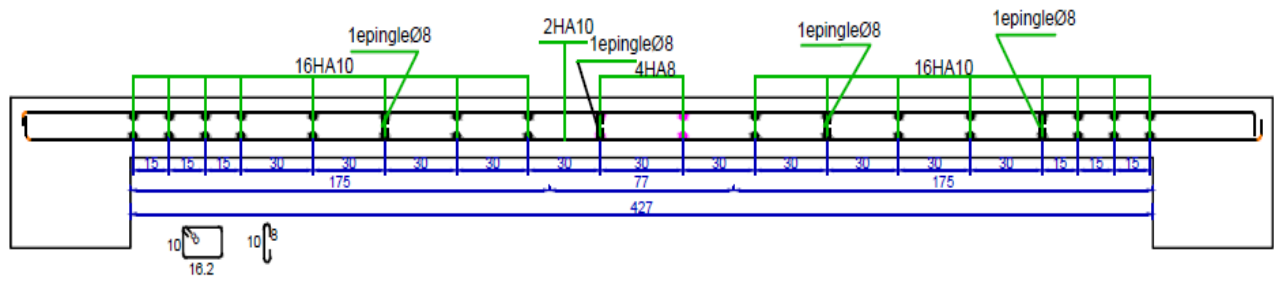
E) V_{Y3} et V_{Y5} :

Du sous-sol à étage 07.

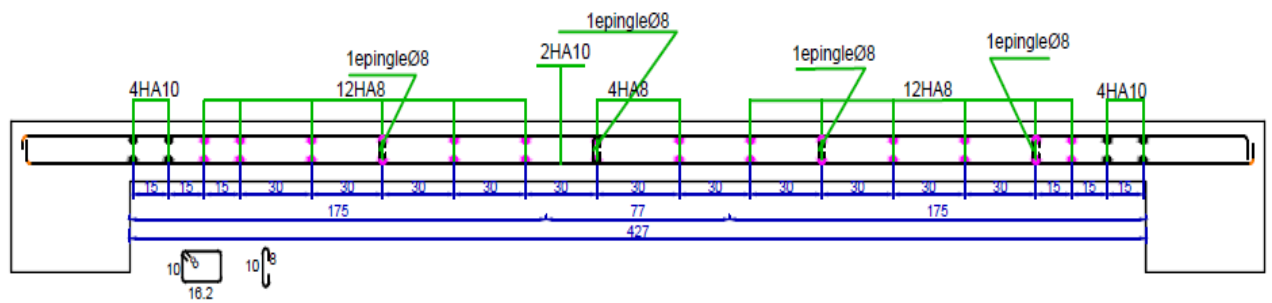


F) V_{Y4} :

a) Etage 01 :



b) Etage 02 à étage 06 :



Annexe (6)**Tableau des sections réelles d'armatures**[Sections en (cm²), Ø(mm)]

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
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 (7)

Tables de PIGEAUD pour le calcul des dalles pleines

$$\rho = \frac{\sqrt{2}}{2} = 0.707$$

$\frac{v}{y} \backslash \frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
Valeurs de M_1	0,0	—	0,260	0,208	0,175	0,152	0,135	0,121	0,109	0,098	0,088	0,080
	0,1	0,302	0,242	0,200	0,171	0,149	0,133	0,120	0,108	0,098	0,088	0,079
	0,2	0,260	0,220	0,189	0,164	0,144	0,129	0,117	0,106	0,096	0,086	0,078
	0,3	0,224	0,200	0,175	0,155	0,138	0,124	0,113	0,103	0,093	0,084	0,077
	0,4	0,200	0,180	0,162	0,146	0,131	0,118	0,108	0,098	0,089	0,081	0,074
	0,5	0,182	0,166	0,150	0,137	0,123	0,112	0,103	0,093	0,085	0,077	0,070
	0,6	0,165	0,152	0,139	0,126	0,115	0,105	0,097	0,088	0,080	0,073	0,066
	0,7	0,151	0,139	0,127	0,116	0,107	0,098	0,090	0,082	0,074	0,067	0,061
	0,8	0,138	0,127	0,116	0,107	0,098	0,090	0,083	0,076	0,068	0,062	0,057
	0,9	0,125	0,115	0,106	0,098	0,090	0,083	0,076	0,068	0,063	0,057	0,053
	1,0	0,113	0,105	0,097	0,089	0,082	0,076	0,068	0,063	0,057	0,053	0,048
Valeurs de M_2	0,0	—	0,283	0,232	0,202	0,180	0,162	0,148	0,133	0,121	0,109	0,100
	0,1	0,189	0,176	0,164	0,152	0,141	0,130	0,120	0,110	0,100	0,093	0,085
	0,2	0,132	0,128	0,123	0,118	0,112	0,105	0,099	0,091	0,084	0,078	0,070
	0,3	0,103	0,101	0,098	0,095	0,091	0,086	0,081	0,076	0,070	0,064	0,059
	0,4	0,084	0,083	0,081	0,078	0,076	0,072	0,068	0,063	0,059	0,054	0,049
	0,5	0,070	0,069	0,068	0,066	0,063	0,060	0,057	0,054	0,050	0,046	0,042
	0,6	0,060	0,059	0,058	0,057	0,054	0,052	0,049	0,047	0,043	0,039	0,037
	0,7	0,052	0,051	0,050	0,048	0,047	0,046	0,043	0,040	0,037	0,034	0,032
	0,8	0,045	0,045	0,044	0,043	0,042	0,039	0,037	0,035	0,033	0,029	0,027
	0,9	0,039	0,039	0,038	0,037	0,036	0,034	0,033	0,030	0,028	0,026	0,023
	1,0	0,035	0,035	0,034	0,033	0,032	0,030	0,028	0,027	0,024	0,023	0,021

Annexe (8)

Dalle rectangulaire uniformément chargée articulée sur ses contours

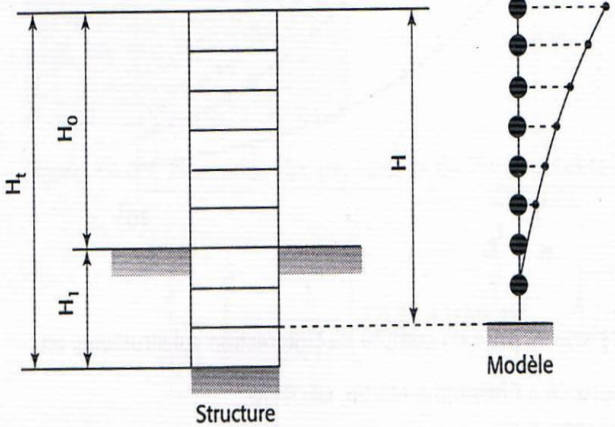
$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe (9)

Conception et analyse sismiques du bâtiment

Guide d'application de l'Eurocode 8 à partir des règles PS 92/2004

De Jalil Wolfgang-Alan Jalil

PS 92	Eurocode 8
<p>Méthode forfaitaire – 6.233</p> <p>Lorsque les bâtiments comportent une infrastructure, il est loisible de considérer une hauteur de dimensionnement, qui est définie ci-après en fonction des hauteurs respectives de l'infrastructure et de la superstructure et en fonction de la nature de la couche de sol de fondation.</p> <p>Si H_0 désigne la hauteur de la superstructure et si H_1 désigne la hauteur de l'infrastructure, la hauteur H de dimensionnement est telle que :</p> <ul style="list-style-type: none">• $H = H_0$ si la structure est fondée sur rocher ou sol de catégorie a (cf. § 1.1) ;• $H = H_0 + H_1/2 \leq 1,5 \times H_0$ si la structure est fondée sur sol de catégorie b ;• $H = H_0 + H_1 \leq 2 \times H_0$ si la structure est fondée sur sol de catégorie c.  <p>The diagram consists of two parts. On the left, labeled 'Structure', is a vertical cross-section of a building. The total height from the ground level to the top is labeled H. The height of the upper part (superstructure) is labeled H_0, and the height of the lower part (infrastructure) is labeled H_1. On the right, labeled 'Modèle', is a simplified model of the building represented by a vertical line with several circular nodes. A curved line connects these nodes, representing the seismic response. The nodes are aligned with the floor levels of the building shown in the 'Structure' diagram.</p>	<p><i>Rappel</i> : voir paragraphe 2.3.1 pour équivalence entre les classes de sol entre EC8 et PS92.</p>

Annexe (10)

Mat fondation, comment opter pour un radier générale comme fondation d'une structure.

5.3.2 Mat Foundation

Figure 5.2 shows various types of mat foundations. Based on economic considerations, mat foundations are often constructed for the following reasons (NAVFAC DM-7.2, 1982):

1. *Large individual footings.* A mat foundation is often constructed when the sum of individual footing areas exceeds about one-half of the total foundation area.
2. *Cavities or compressible lenses.* A mat foundation can be used when the subsurface exploration indicates that there will be unequal settlement caused by small cavities or compressible lenses below the foundation. A mat foundation would tend to span over the small cavities or weak lenses and create a more uniform settlement condition.
3. *Shallow settlements.* A mat foundation can be recommended when shallow settlements predominate and the mat foundation would minimize differential settlements.
4. *Unequal distribution of loads.* For some structures, there can be a large difference in building loads acting on different areas of the foundation. Conventional spread footings could be subjected to excessive differential settlement, but a mat foundation would tend to distribute the unequal building loads and reduce the differential settlements.
5. *Hydrostatic uplift.* When the foundation will be subjected to hydrostatic uplift due to a high groundwater table, a mat foundation could be used to resist the uplift forces.

Annexe (11)

Rapport géotechnique

10. CONCLUSIONS

Le site destiné à la réalisation d'un hôtel en R+8 présente une topographie plate.

Les résultats des essais in situ montrent que le site est constitué par les formations suivantes :

- Une couche de remblais d'environ 4m d'épaisseur.
- Des alluvions représentées par des dépôts d'argiles limoneuses sableuses parfois graveleuses et caillouteuses de couleur grise.
- Un substratum représenté par des marnes altérées à mi-dure à 24m de profondeur.

Les résultats des essais pressiométriques distinguent trois horizons :

- De 4 à 15 m, les pressions limites varient de 2.3 à 9.2 Bars.
- De 16 à 23 m, les pressions limites augmentent de 13.5 à 29.1 Bars
- De 23 à 30 m, les pressions limites varient de 31.5 à 54.5 Bars

Le piézomètre installé indique de le niveau de la nappe se situe entre 2.50 et 2.80 m de profondeur. Et cela durant la période allant de novembre à décembre 2017.

Les résultats des essais de laboratoire montrent que :

- Selon la classification des sols, adoptée par le L.C.P.C, les échantillons sont essentiellement des sols fins, représentés par des Limons sableux argileux ou des limons argileux sableux.
- Selon le diagramme de Casagrande, la fraction fine est représentée par des argiles très plastiques de classe At.
- L'indice de plasticité indiquent que les sols ont une plasticité moyenne à élevée.
- Les indices de consistance I_c , indiquent que les sols sont mi-consistants.
- Les valeurs des densités sèches montrent que les sols sont denses.
- Les teneurs en eaux mesurées sont moyennes à élevées.
- Les degrés de saturation ($S_r > 90\%$) sont élevés, ce qui indique que les sols sont saturés.
- Les sols sont assez compressibles.
- Les sols sont moyennement agressifs vis-à-vis des bétons de fondations (classe XA2), et la teneur en carbonate indique que les sols sont légèrement marneux.
- Selon la norme NF P 18-011, l'agressivité des eaux de la nappe existante est nulle ($SO_4^{=}$ mg/l < 200) et les taux des chlorures sont de l'ordre de 33.32 à 70.906 mg/l.

Sur la base des résultats des essais in situ ainsi que les essais de laboratoire, nous vous proposons ce qui suit :

- ❖ Mode de fondation superficielle : pour une semelle filante (de 18m de longueur et 2m de largeur) ou un radier (de 26m de largeur et de 19 m de longueur) ancré à 5m. les résultats de calculs des contraintes ultimes et les tassements sont insérés dans le tableau suivant :

Type de fondation	D (m)	B (m)	L(m)	QELS (bars)	Sf (cm)
Filante	5	2	18	1	2.229
Radier		19	26	1	2.018
				1.5	4.541
				2	7.064

Annexe (12)

4-2-2 Caractéristiques d'état

Les résultats des essais de laboratoire réalisés sur les échantillons de sols sont insérés dans le tableau ci-dessous:

N° de Sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau Wn (%)	Densité humide γ_h (t/m ³)	Densité sèche γ_d (t/m ³)	Degré de saturation Sr (%)
SC1	5.10	24.27	2.30	1.632	100
	20.9-21.5	28.64	1.95	1.510	99
	14.6-14.8	21.26	2.06	1.698	97
	16	19.16	2.05	1.720	91
	24	14.28	2.21	1.930	97

- Les valeurs des densités sèches montrent que les sols sont denses.
- Les teneurs en eaux obtenues sont moyennes à élevées.
- Les degrés de saturation ($S_r > 90\%$) sont élevés, ce qui indique que les sols sont saturés.

4-2-3 Caractéristiques mécaniques

Les résultats des essais de cisaillement et de l'essai oedométrique sont insérés dans le tableau ci-dessous :

N° de sondage	Profondeur en mètre	Cisaillement à la boîte		Compressibilité à l'odomètre		
		Cu	ϕ°	Pc	Cc	Cg
Sc1	9.80-10.30	0.207	5	Essais défectueux		
	20.90-21.50	Essais défectueux		2.81	0.21	0.06
Sc2	14.60-14.80	Echantillon sableux				

Les échantillons analysés ont un coefficient de compressibilité $C_c = 0.21$, il est classé dans la catégorie des sols assez compressible.