



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 de Bejaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème :

Etude d'un bâtiment ($R+7+3$ Entresol) à usage (habitation)

Contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

Réalisé par :

- Arroudj Sabrina
- Belmouri Siham

Promoteur :

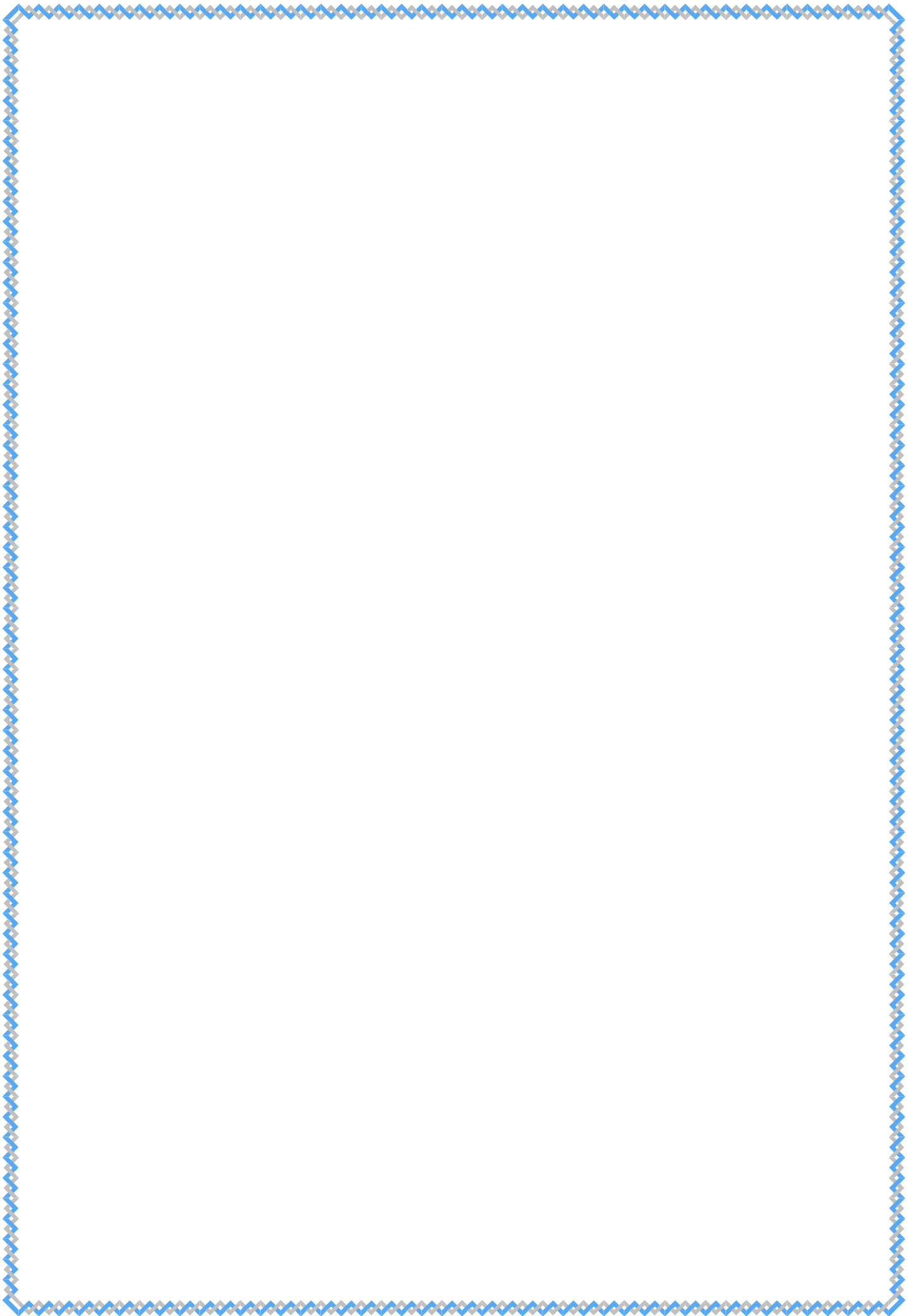
M^{me} SEKKOUR

Membres de jury :

M^{me}. LAUOBI Présidente

M^{me}. SEGHIR Examineur

Promotion : 2016-2017



Remerciements

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

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

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

A nos familles, et nos ami(e)s qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études.

Au bureau d'étude Gadi Amine qui nous a donné le plan d'architecture avec lequel on a travaillé dans notre projet fin d'étude.

A l'ingénieur Civil M^r Yahiaoui Khaled qui nous a aidé dans l'élaboration de notre mémoire.

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

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

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

Siham et Sabrina

Dédicaces

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Je dédie ce modeste travail :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A mon très cher frère Ayman.

A mon très chers sœurs Lubna et Ikram.

A tous ma famille sans exception.

A mon binôme sabrina

Un spécial remerciement à tous mes amis (es) sans exception.

A mon encadreur: " Mme SEKKOUR" qui a fait tout son possible pour nous aider.

A tout la promotion de Génie Civil 2017.



**SIHAM
BELMOURI**

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

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

A mes très chers frères Ilyes et Sofiane.

A ma belle sœur Rosa et mes chères nièces Céline et Dalila.

A mon binôme siham.

Un spécial remerciement à tous mes amis(e) en particulier Hamid, Khaled, Djamel , Fahem, Aziza, Warda , Nora , Nassima , Nesrine, Hanane, Manel, Souhila et a tous ceux qui sont chères et proches sans exception .

A mon encadreur madame Sekour.

Un grand merci a l'ingénieur Civil MR: Yahiaoui Khaled qui a fait tous son possible pour nous aider et nous orienter dans l'élaboration de notre mémoire.

A tous la promotion de Génie Civil 2017.

SABRINA

Table des matières

Chapitre I : Généralités

I.1.Introduction	1
I.2.Présentation de l'ouvrage	1
I.3.caractéristique de la structure	1
I.4.reglements et normes utilisés.....	2
I.5.Etats limites	2
I.6.actions et sollicitations.....	3
I.7.Caractéristique des matériaux.....	5
I.8.Hypotheses de calcul	12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction	14
II.2.Pré dimensionnement des éléments principaux	14
II.3.pre dimensionnement des éléments secondaires	16
II.4.Les murs	21
II.5.Les escaliers	21
II.6.L'acrotère.....	31
II.7.Ascenseur	32
II.8.Evaluation des charges et surcharges	34
II.9. Pré dimensionnement des poteaux	38
II.10.Conclusion.....	47

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

III.1.Introduction.....	48
III.2.Etude des planchers.....	48
III.3.Dalles pleines	77
III.4. Etude de la poutre de chaînage	93
III.5.Etude des escaliers	18

Table des matières

III.6.Etude de l'acrotère	121
III.7.Etude de l'ascenseur	126
III.8.Conclusion	133

ChapitreIV : Etude au séisme

IV.1.Introduction.....	134
IV.2.Objectif de l'étude dynamique	134
IV.3.Modélisation mathématique	135
IV.4.Modélisation de la structure étudiée	135
IV.5.Critères de classification.....	135
IV.6.Choix la methode de calcul.....	136
IV.7.Présentation de la méthode modale spectrale	137
IV.8.Verification des r2sultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003	145
IV.9.Conclusion	150

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1.Introduction.....	151
V.2.Etude des poutres	151
V.3.etudes des poteaux	161
V.4.Etude des voiles	172
V.5.conclusion	179

Chapitre VI : Etude de L'infrastructure

VI.1.Introduction.....	180
VI.2.Choix du type des fondations	180
VI.3. Vérification des semelles isolées	180
VI.4.Vérification des semelles filantes	181
VI.5.Radier général.....	182

Table des matières

VI.6.Etude des nervures 188

VI.7.conclusion 194

Conclusion Générale

Bibliographie

Annexes

Plan de la structure

Liste des tableaux

Liste des tableaux :

Tableau II.1. les sections des poteaux préalablement adopté	16
Tableau II.2 . pré dimensionnement des huit 8panneaux de dalle pleine	21
Tableau II.3. Evaluation des charges $\langle G$ et surcharges Q de terrasse inaccessible à corps creux	34
Tableau II.4 . Evaluation des charges $\langle G$ et surcharges Q de terrasse accessible à corps creux	34
Tableau II.5 . Evaluation des charges $\langle G$ et surcharges Q des planchers corps creux.....	34
Tableau II.6.évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine terrasse accessible.....	35
Tableau II.7 . évaluation des charges revenant au dalle pleine :	35
Tableau II.8.évaluation des charge revenant au balcons en dalle pleine :	35
Tableau II.9 .évaluation des charge revenant en murs extérieurs :	36
Tableau II.10 .évaluation des charges revenant au palier :	36
Tableau II.11 .évaluation des charges revenant au volées 1.2et3:	36
Tableau II.12 . évaluation des charges revenant al'escalier type 3pour entresols:	37
Tableau II.13.:évaluation des charges revenant a l'escalier type pour les entresols et RDC	37
Tableau II.14.évaluationdes charges revenant 0 L'escalier les entresols 3 :	37
Tableau II.15.demensions preliminaires des poteaux et leur poids propres	38
Tableau II.16.résultat de la descente de charge du poteau(p.c5).....	40
Tableau II.17. Résultats de la descente de charge du poteau de la cage d'escalier.	43
Tableau II.18.: Vérification de la contrainte de compression du béton.....	45
Tableau II.19.verification du flambement.	47
Tableau III.1.différent types de poutrelles	51
Tableau III.2.charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	52
Tableau III.3. Choix des méthodes de calcul pour les différents types de poutrelles.	52
Tableau III.4.les sollicitations maximales dans les defferents types des poutrelles les trois entresols RDCet les etages courants	58
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher (type 1) :	58
Tableau III.6.les sollicitation à l'ELU des poutrelles du plancher (type 2).....	58
Tableau III.7.sollicitations à l'ELS Des poutrelles du plancher (type 2)	59
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher (type 3)	59
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher (type 3) :	59
Tableau III.10. .Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 4) :	59
Tableau III.11.sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant(type 4)	59
Tableau III.12 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher (type 5) :	60
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher (type 5)	60
Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher (type 6)	60
Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher (type 6)	60
Tableau III.16. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher (type 8)de la salle de machine	61
Tableau III.17. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher (type 8)	61

Liste des tableaux

Tableau III.18. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher (type 1) terrasse inaccessible.....	61
Tableau III.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher (type 1)	61
Tableau III.20. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher (type 2)	61
Tableau III.21. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher (type 2)	61
Tableau III.22. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher (type 4)	62
Tableau III.23. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher (type 4)	62
Tableau III.24. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher (type 6)	62
Tableau III.25. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher (type 6)	62
Tableau III.26. Sollicitations maximales pour chaque type de poutrelles	63
Tableau III.27. Ferrailage des différents types de poutrelles a l'ELU	73
Tableau III.28. Vérification au cisaillement	73
Tableau III.29. Vérification des contraintes à l'ELS	74
Tableau III.30.la verification la flèche	74
Tableau III.31.les schémas de ferrailage des poutrelles.	76
Tableau III.32.données des différents types de dalle pleine.....	77
Tableau III.33.les résultats de ferrailage de la dalle sur 03 appuis.....	80
Tableau III.34.verification des contraintes.....	88
Tableau III.35.clcul du ferrailage de la dalle du balcon type 1	89
Tableau III.36.vérification des contraintes	90
Tableau.III.37. Sollicitations maximales dans les dalles pleines	90
Tableau III.38. Vérification de l'effort tranchant.....	91
Tableau III.39.calcul du ferrailage à l'ELU	91
Tableau III.40.vérifications des contraintes à l'ELS.....	91
Tableau III.41. vérifications des contraintes à l'ELS.....	92
Tableau III.42. Moments et ferrailages correspondant.....	94
Tableau III.43.vérification des contraintes.....	95
Tableau III.44.Sollicitations d'escalier des étages courants.....	97
Tableau III.45. Résultats de ferrailage des volées (1et 3) de l'étage courant.....	98
Tableau III.46. Vérification des contraintes.....	99
Tableau III.47. Charges revenant l'escalier.....	99
Tableau III.48. Vérifications de la flèche.....	100
Tableau III.49. Résultats de ferrailage des volées (2) de l'étage courant.....	101
Tableau III.50.la vérification des contraintes	102
Tableau III.51.Les résultats de calcul par la méthode de RDM.	103
Tableau III.52. Ferrailage de la poutre brisées en travée et aux appuis	103
Tableau III.53. verification des contraintes à l'ELS.....	105
Tableau III.54. Sollicitations d'escalier des étages courants :.....	108
Tableau III.55.. Résultats de ferrailage des volées (1et 3) de l'étage courant.....	108
Tableau III.56. La vérification des contraintes	109

Liste des tableaux

Tableau III.57. Charges revenant l'escalier.....	110
Tableau III.58. verification de la flèche	110
Tableau III.59.Sollicitations dans le deuxième type d'escalier(type 2).....	112
Tableau III.60. Ferrailage de l'escalier Type 2	112
Tableau III.61 . Vérification des contraintes à l'ELS.....	113
Tableau III.62. Ferrailage de l'escalier volée 2.....	114
Tableau III.63. La vérification des contraintes.....	115
Tableau III.64.Résultats de ferrailage de la poutre palière(en F.S).....	116
Tableau III.65.vérification des constraints à l'ELS	118
Tableau III.66.Sollicitations dans le deuxième type d'escalier(type 3).....	119
Tableau III.67.Ferrailage de l'escalier type 3.....	120
Tableau.III.68.vérification des contraintes à l'ELS.....	120
Tableau III.69.Charge permanente revenant à l'acrotère	122
Tableau III.70. Combinaisons d'action de l'acrotère.....	123
Tableau III.71. résultat du ferrailage de la dalle d'ascenseur	128
Tableau III.72. Résultats de calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur	129
Tableau III.73. Résultats des calculs	131
Tableau IV.1.Classification des zones sismique	135
Tableau IV.2. les valeurs des penalités sens x-x	138
Tableau IV.3. Valeurs des pénalités sens y-y.....	138
Tableau IV.4. Périodes et taux de participation massique de la structure	142
Tableau IV.5. Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	146
Tableau IV.6. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	146
Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	147
Tableau IV.8. Vérifications des déplacements de niveaux.....	148
Tableau IV.9. Vérification a L'effet P-Δ.....	149
Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit.....	150
Tableau V.1. Les sollicitations les plus défavorables.....	152
Tableau V.2. Armatures longitudinales dans les poutres	154
Tableau V.3. vérification des contraintes tangentielles	156
Tableau V.4. Vérification au cisaillement.....	157
Tableau V.5. Vérification de l'état limite de compression du béton	157
Tableau V.6. Vérification de la flèche.....	158
Tableau V.7. Armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux.....	162
Tableau V.8. Sollicitations dans les différents poteaux.....	163
Tableau V.9. Armatures longitudinale dans les poteaux.....	164
Tableau V.10. Ferrailage transversales des poteaux.	164
Tableau V.11.Vérification des contraintes dans le béton.	165
Tableau V.12. Vérification au flambement des différents poteaux	166

Liste des tableaux

Tableau V.13.Vérification des contraintes de cisaillement.....	167
Tableau V.14.Dimensions de la zone nodale selon RPA 99/version2003	168
Tableau V.15. Ferrailage des poteaux.....	169
Tableau V.16.Moments résistants dans les poteaux.....	171
Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres.....	171
Tableau V.18.Vérification de la zone nodale.....	172
Tableau V.19.Ferrailage des voiles.....	175
Tableau V.20.Ferrailage des voiles V_{Y2}	175
Tableau V.21.ferrailage des voiles V_{X1}	176
Tableau V.22.Ferrailage des voiles V_{X2}	177
Tableau VI.1.Section d'armateur du radier	187
Tableau VI.2.Vérification des contraintes dans le radier	188
Tableau VI.3.Vérification des contraintes nouvelles.....	188
Tableau VI.4.Ferrailage des nervures.....	191
Tableau VI.5.Vérification de l'effort tranchant dans les nervures	192
Tableau VI.6.Vérification des contraintes dans l'acier et dans le beton	192
Tableau VI.7.Redimensionnement du ferrailage des nervures.....	193

Liste Des Figures

Figure.I.1	la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	06
Figure.I.2	Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression - flexion).....	07
Figure.I.3	Diagramme des contraintes déformations du béton.....	08
Figure.I.4	Diagramme des contraintes limite du béton.....	09
Figure.I.5	Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	11
Figure.I.6	Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	13
Figure.II.1	Coupe de voile en élévation.....	16
Figure.II.2	Coupe sur plancher.....	17
Figure.II.3	Plancher à corps creux.....	18
Figure.II.4	Disposition des poutrelles.....	19
Figure.II.5	Coupe transversale des poutrelles.....	19
Figure.II.6	Les différents éléments constituant un escalier.....	22
Figure.II.7	Escalier a trois volées.....	23
Figure.II.8	Escalier a trois volées 2.....	23
Figure.II.9	Escalier a deux volées.....	23
Figure.II.10	Escalier a deux volées.....	24
Figure.II.11	Schéma statique de l'escalier.....	24
Figure.II.12	Schéma statique de l'escalier 2.....	26
Figure.II.13	Schéma statique de l'escalier 3.....	27
Figure.II.16	Schéma statique de l'acrotère.....	32
Figure.II.17	Schéma d'un ascenseur mécanique.....	33
Figure.II.18	Cage de l'ascenseur.....	33
Figure.II.19	Schéma statique de la descente charge.....	39
Figure.II.20	Surface afférente du poteau p1.....	33
Figure.II.21	Surface afférente du poteau p2.....	36
Figure.II.22	Surface afférente du poteau p3.....	43
Figure.III.1	Schéma d'une Poutre continue.....	48
Figure.III.2	Moments sur une poutre à plus de deux travées.....	49
Figure.III.3	Moments sur une poutre à deux travées.....	49
Figure.III.4	Effort tranchant sur une poutre à 2 travées.....	50
Figure.III.5	Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.....	50
Figure.III.6	Caractéristique géométrique de la poutre.....	63
Figure.III.7	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	85
Figure.III.8	Schéma de ferrailage de la dalle 2 appuis.....	85
Figure.III.9	Schéma de ferrailage de la dalle 3 appuis.....	89
Figure.III.10	Schéma statique de la dalle sur un seul appui.....	89
Figure.III.11	Schéma de ferrailage de la dalle.....	91
Figure.III.12	Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	93
Figure.III.13	Schéma de ferrailage du palier départe.....	93
Figure.III.14	Schéma statique de la poutre de chainage.....	93
Figure.III.15	Schéma de ferrailage de la Poutre brisée.....	95
Figure.III.17	Section d'escalier à ferrailage.....	97
Figure.III.18	Schéma de ferrailage.....	100
Figure.III.19	Schéma de ferrailage de la volée 2 de l'escalier.....	102
Figure.III.20	Schéma de ferrailage de la Poutre brisée.....	106
Figure III.26	Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	118
Figure III.27	Section de l'acrotère à ferrailer.....	124

Liste Des Figures

Figure.III.29	Schéma de ferrailage de l'acrotère	127
Figure.III.30	Cage d'ascenseur.....	127
Figure.III.31	Schéma représentant la surface d'impact.....	127
Figure.III.32	Vue en coupe du ferrailage de la dalle.....	133
Figure.IV.1	Spectre de réponse.....	140
Figure. IV.2	Vue en 3D du modèle obtenu par le logiciel SAP2000V14.....	141
Figure. IV.3	Dispositions des voiles.....	141
Figure. IV.4	1 ^{ere} mode de déformation (translation suivant y-y).....	143
Figure. IV.5	2 ^{eme} mode de déformation (translation suivant x-x).....	144
Figure. IV.6	3 ^{eme} mode de déformation (torsion au tour de z-z).....	145
Figure. V.1	Dispositions constructives de la poutre.....	152
Figure. V.2	Zone nodale.....	162
Figure. V.3	Ancrage des armatures transversales.....	163
Figure. V.4	Ferrailage des sections des poteaux	168
Figure. V.5	Répartition des moments dans les zones nodales.....	170
Figure. V.6	Section du voile.....	173
Figure. V.7	Disposition des armatures dans les voiles.....	173
Figure. V.8	Schéma de ferrailage du voile entresol 3.....	179
Figure. VI.1	Schéma d'une semelle isolée.....	182
Figure. VI.2	semelles filantes sous poteaux.....	182
Figure. VI.3	Présentation de zone d'impact de la charge.....	185
Figure. VI.4	Schéma d'une dalle sur quatre appuis.....	186
Figure. V.5	Schéma de ferrailage de la dalle.....	189
Figure.VI.6	Schéma des lignes de rupture du radier.....	190
Figure.VI.7	Dispositions constructives des armatures dans la nervure.....	193
Figure.VI.8	Schémas de ferrailage des nervures.....	194

Symboles et Notations

Symboles	Notations
A', A_{ser}	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
A_t	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
α	Coefficient de la fibre neutre.
B	Aire d'une section de béton.
B_r	Section réduite.
b	La largeur en générale.
C	Cohésion du sol.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
E_i	Module de Yong instantané.
E_v	Module de Yong différé.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.
f_{bu}	Contrainte de compression du béton.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
f_{t28}	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
f_{ji}	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
f_{gi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
f_{qi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
f_{gv}	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale.
Δf_{adm}	Fleche admissible.
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
h_{cc}	Hauteur du corps creux.
h_{dc}	Hauteur de la dalle de compression.
h_e	Hauteur libre d'étage.
h_r	Hauteur de la dalle du radier.

Symboles et Notation

<i>I</i>	Moment d'inertie.
<i>I_f</i>	Moment d'inertie fissuré.
<i>Q</i>	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
<i>L</i>	Portée d'un élément.
<i>L_{max}</i>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<i>L_x</i>	Distance entre de deux poutrelles.
<i>L_y</i>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<i>M</i>	Moment en générale.
<i>M_a</i>	Moment en appui.
<i>M_t</i>	Moment en travée.
<i>M₀</i>	Moment isostatique.
<i>N</i>	Effort normal
<i>n</i>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<i>R</i>	Coefficient de comportement global.
<i>S</i>	Section d'un élément.
<i>S_{rad}</i>	Surface du radier.
<i>St</i>	Espacement des armatures.
<i>T1, T2</i>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
<i>V</i>	Effort tranchant.
<i>W</i>	Poids de la structure.
<i>σ_{bc}</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>σ_{st}</i>	Contrainte de traction dans l'acier.
<i>γ_w</i>	Pois volumique de l'eau.
<i>γ_b</i>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<i>γ_s</i>	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
<i>σ_{adm}</i>	Contrainte admissible.
<i>τ</i>	Contrainte de cisaillement.
<i>ξ</i>	Pourcentage d'amortissement critique.
<i>C_T</i>	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
<i>β</i>	Coefficient de pondération.
<i>λ_i</i>	Coefficient instantané.
<i>λ_v</i>	Coefficient différé.

Introduction Générale

Introduction général

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. Les constructions de grande hauteur ont fasciné l'être humain depuis les premières civilisations, Parmi ces constructions qui sont importantes et fréquemment utilisées dans la vie humaine c'est les BÂTIMENTS, qui offrent des services non bornés.

Le présent travail est une étude génie civil complète de conception et de vérification d'un bâtiment à usage d'habitation à BEJAIA.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes suivantes :

- Présentation de l'ouvrage avec précision des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la conception de contreventement du bâtiment ainsi que le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers), cette étape fait l'objet des chapitres I, II, et III.
- Pour l'étude sismique, on à utiliser logiciel SAP comme outil de conception. cette étape fait l'objet de chapitre IV.
- Etude des éléments structuraux sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferrailage de différents éléments de la structure, cette étape fait l'objet du chapitre V.
- Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix de type de fondation le plus convenable, c'est l'objet de chapitre VI.

On terminera le travail par une conclusion générale.

Chapitre I

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire, économique et résistante. A cet effet, une bonne reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est primordiale, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre

I.2. Présentation du projet :

L'objet de ce projet est l'étude d'un bâtiment résidentiel RDC+7 étages (R+7) avec trois entresols implanté à Béjaia (Tala Merkha), région de moyenne sismicité classée (IIA) selon RPA 99 (version 2003) dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne avec une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1.85$ bars.

La structure en question est formée d'un système de portiques et contreventée par des voiles dans les deux sens.

I.3. Caractéristique de la structure:**I.3.1. Caractéristiques géométriques:**

- **Dimension en plan**

- Longueur max : $L=20.20$ m

- Largeur max : $b= 20.30$ m

- **Dimensions en élévation**

- Hauteur de RDC : $h= 3.06$ m

- Hauteur d'étage : $h= 3.06$ m

- Hauteur totale : $h= 36.66$ m

- Hauteur du entresol : $h=3.06$ m

I.3.2. Description structurale :

- ❖ **Les planchers :** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les maçonneries :**
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm
Séparées par une âme d'air de 5cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm
- ❖ **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

❖ Balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

❖ L'infrastructure :

Elle assure les fonctions suivantes :

- transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- limitation des tassements différentiels

I.4. Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés dans cette étude sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

I.5. Etats limites : (BAEL91)

I.5.1. Définition : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.5.2. les hypothèses de calcul :**I.5.2.1 . E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)**

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- 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

7-on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.5.2.2 . E.L.S : BAEL91 (article IV.1)

1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.

2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)

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

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.6. Actions et sollicitations :**I.6.1. les actions :****I.6.1.1. Définitions :**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitations.
- ❖ Des charges climatiques.

I.6.1.2. Valeurs caractéristiques des actions :**➤ Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).

❖ Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

I.6.1.3. Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a. Combinaison d'action à l'ELU :

✓ **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+1,5Q_1+\sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

✓ **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. Combinaison d'action à l'ELS :

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

a. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables : ELU: $1,35G+1,5Q$
ELS : $G+Q$
- Situations accidentelles : $G+Q+E$
 $0,8G+E$

I.6.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.7. Caractéristique des matériaux :

I.7.1. Le béton :

I.7.1.1. Définition:

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

I.7.1.2. Composition du béton:

Pour un mètre cube du béton courant est composé de :

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

800 l de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons } (5 < D_g < 15\text{mm}). \\ \text{Gravier } (15 < D_g < 25\text{mm}). \end{array} \right.$

175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 .

I.7.1.3. Résistance caractéristique du béton. (Art A.2.1, 11 CBA93)

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est

obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

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

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

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

✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

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

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

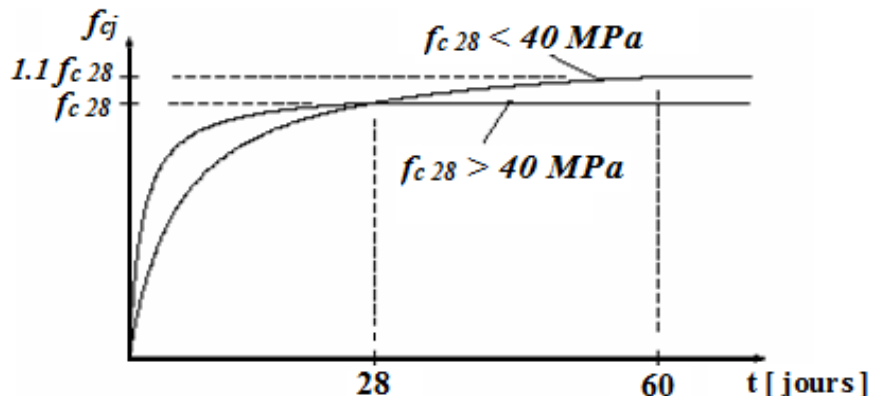


Figure.I.1. la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.

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

b. Résistance à la traction f_{ij} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par les relations :

$f_{tj} = 0.60 + 0.06f_{cj}$	$si f_{cj} \leq 60MPa$ (A. 2.1, 12 BAEL91)
$f_{tj} = 0.275f_{cj}^{2/3}$	$si f_{cj} > 60MPa$ (Annexe F BAEL91)

Pour $j = 28$ jours $\rightarrow f_{c28} = 25MPa \rightarrow f_{t28} = 2.1MPa$

c. Contrainte limite

c. 1. Etat limite ultime :

✓ **Contrainte ultime de compression :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par:

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [MPa]} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.3.4.1)}$$

avec θ : coefficient d'application

$\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24heures.

$\theta = 0,9$:Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$:Lorsque la durée probable d'application de la combinaison considérée est inférieure à 1 heure.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

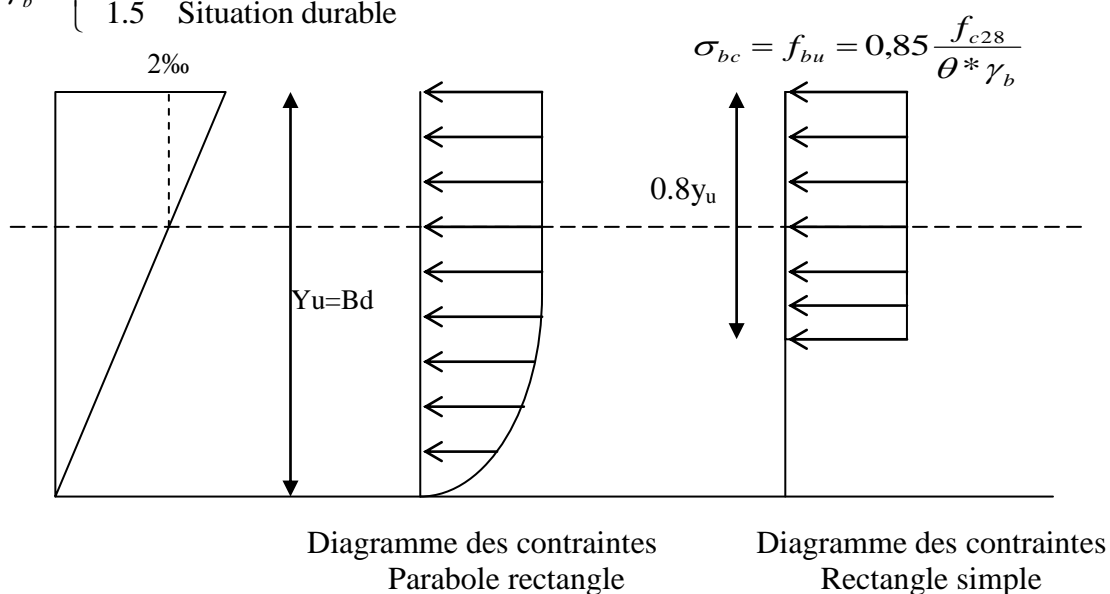


Figure I.2.Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression - flexion).

Dans notre cas : la durée d'application est supérieure à 24heures d'où :

$\sigma_{bc} = 14.2MPa$; situation durable.

$\sigma_{bc} = 18.48MPa$; situation accidentelle.

• **Diagramme contrainte – déformation :**

Ce diagramme est réalisé en soumettant une éprouvette de béton normalisée (h = 32cm, Ø = 16cm) à un essai de compression.

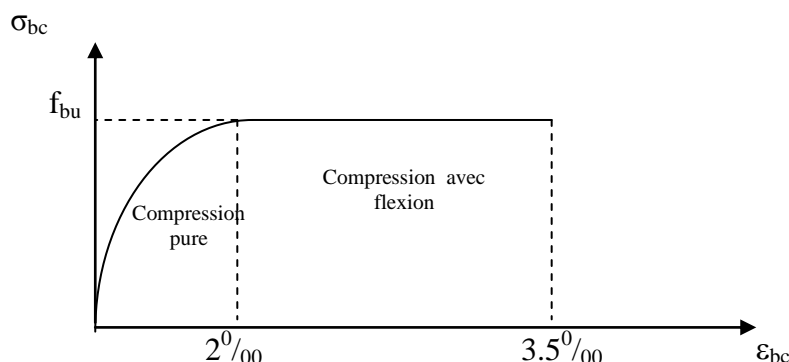


Figure. I.3. Diagramme des contraintes déformations du béton.

Le diagramme contraintes -déformations du béton pouvant être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul est nommé (parabole-rectangle).

Il comporte un arc de parabole du second degré suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations (ϵ_{bc}) et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2 ‰ et 3,5 ‰ de la déformation ϵ_{bc} . L'arc de la parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet, de coordonnées :

$$\epsilon_{bc} = 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

Pour : $0\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 \times f_{c28} \times 10^3 \times \epsilon_{bc} \times (4 - 10^3 \times \epsilon_{bc})$

Pour : $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

ϵ_{bc} = raccourcissement du béton

Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{Mpa}) \dots$ Fissuration non préjudiciable

$\tau_{Adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{Mpa}) \dots$ Fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{Adm} = 3,33\text{Mpa}$ —————> fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2,5\text{Mpa}$ —————> fissuration préjudiciable.

c .2. Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

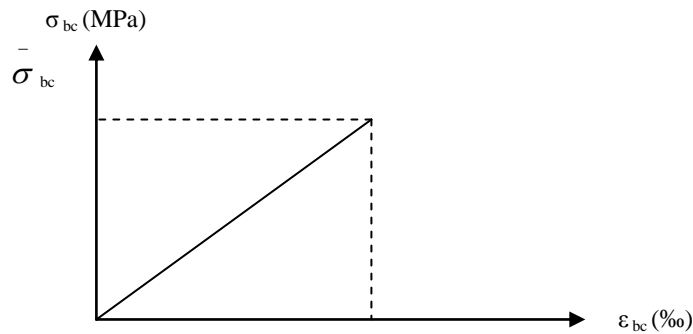


Figure I.4. Diagramme des contraintes limite du béton.

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

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

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

d. Déformation longitudinale du béton:

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

➤ Le module de déformation longitudinale instantané:

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

➤ Le module de déformation longitudinale différé:

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} \quad . \quad (\text{ArtA. 2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} \quad . \quad (\text{ArtA. 2.1.2.2 CBA93})$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

➤ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases} \quad (\text{Art A.2.1, 3 BAEL91}).$$

➤ **Module déformation transversale :**

Le module de déformation transversale est fonction du module de déformation instantané (E_{ij}), et du coefficient de poisson, donné comme suit :

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \quad (\text{Module de glissement}).$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

Pour le calcul des sollicitations, $\nu = 0 \Rightarrow G = 0,5 * E_{ij} \dots \dots \dots$ à l'ELU.

Pour le calcul des déformations, $\nu = 0,2 \Rightarrow G = 0,42 * E_{ij} \dots \dots \dots$ à l'ELS.

I.7.2. L'acier :

a. Définition:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

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

b. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisés : sont des aciers distingués par leurs nuances et leurs états de surfaces, il y a plusieurs types, parmi ceux qui existent, les suivants :

Aciers ronds lisses (RL) : sont des barres lisses de sections circulaires.

Aciers à haute adhérence (HA) : sont des barres non lisses, leurs rôles est d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

Les treillis soudés : constitués de fils soudés perpendiculairement à leurs point d'intersections

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

Désignations	Nuances	Limite élastique (f_e) en [MPa]
Aciers ronds Lisses (RL)	F _e E 215	215
	F _e E 235	235
Aciers de haute adhérence (HA)	F _e E 400	400
	F _e E 500	500
Aciers à treillis soudés	F _e E 500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_eE400 type 1.

c. Contrainte limite :

✓ **Etat limite ultime :**

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

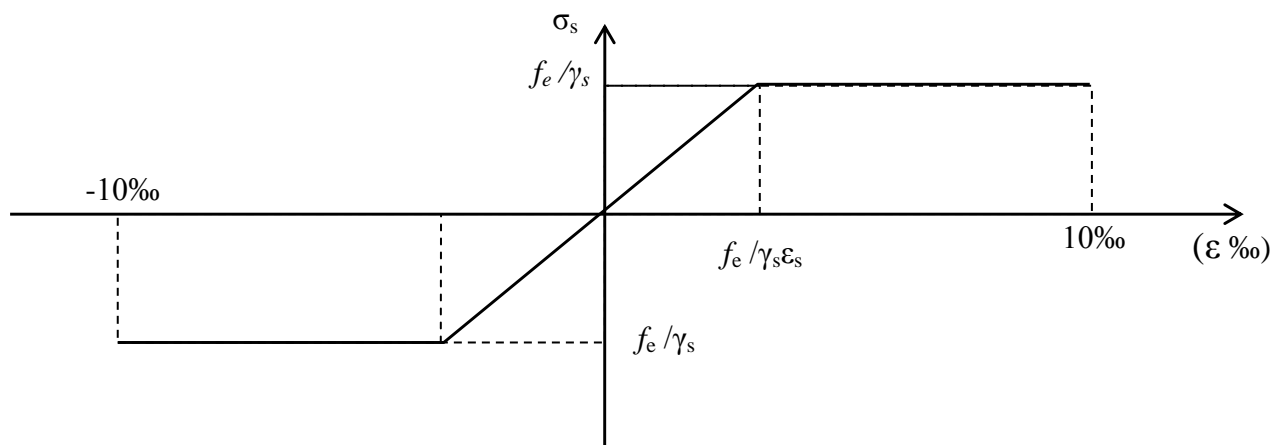


Figure.I.5. Diagramme contrainte déformation de l'acier.

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

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$E_s = 200\,000$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité. $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$

✓ **Etat limite de service :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

➤ **Fissuration peu nuisible.** (BAEL91/Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

➤ **Fissuration nuisible.** (BAEL91/Art 4-5-33)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$$

➤ **Fissuration très nuisible.** (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$$

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses (RL)}$$

$$\eta = 1.3 \quad \text{pour Aciers de haute adhérence (HA) avec } \phi < 6 \text{ mm}$$

$$\eta = 1,6 \quad \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA) avec } \phi \geq 6 \text{ mm.}$$

I.8. Hypothèses de calcul :

I.8.1. Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à

$$15 \left(\eta = \frac{E_s}{E_b} \right), \eta: \text{ est appelé coefficient d'équivalence}$$

I.8.2. Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression centrée}$$

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

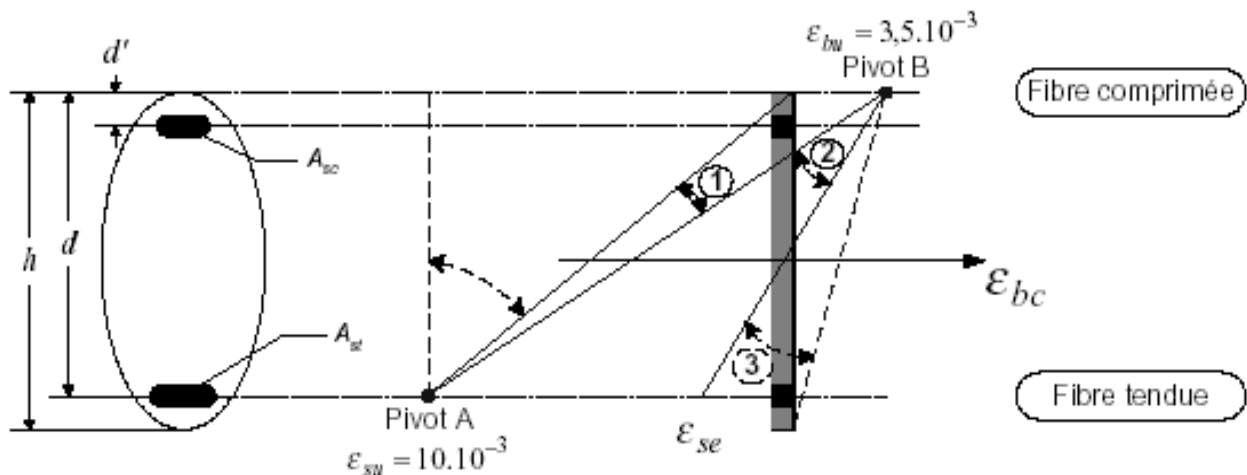


Fig.I.6. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de $3,5 \times 10^{-3}$ du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40$ Mpa.
- ✓ $E_{ij} = 32164.20$ Mpa.
- ✓ $f_c = 400$ MPa.

Chapitre II

II.1. Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement. Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

2.1. Les planchers :

Le plancher est un séparation entre les niveaux 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 le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux ;
- Dalle pleine pour les balcons.

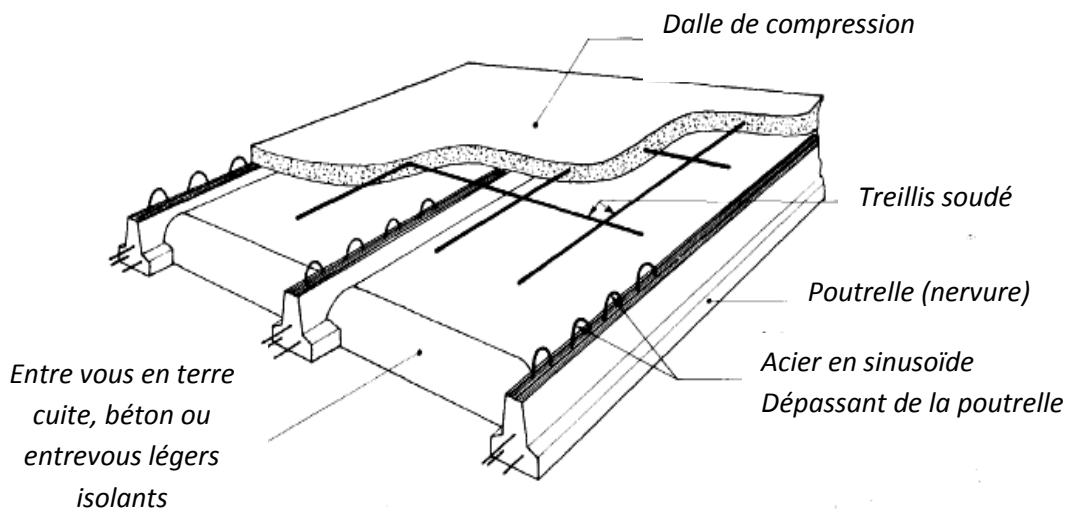


Figure.II.2. Coupe sur plancher

➤ **Plancher à corps creux :**

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

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

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (fig. II.3).

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 4.20m \Rightarrow h_t \geq \frac{420}{22.5} = 18.66cm.$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4$) = 20cm.

Avec :

$h_{cc} = 16cm$: Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4cm$: Hauteur de la dalle de compression.

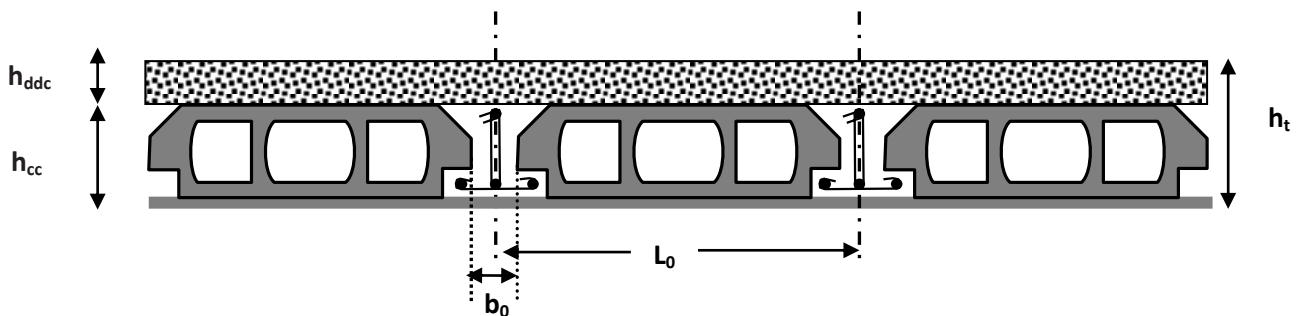


Figure II.3. Plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

➤ Les poutrelles :

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig. II.4).

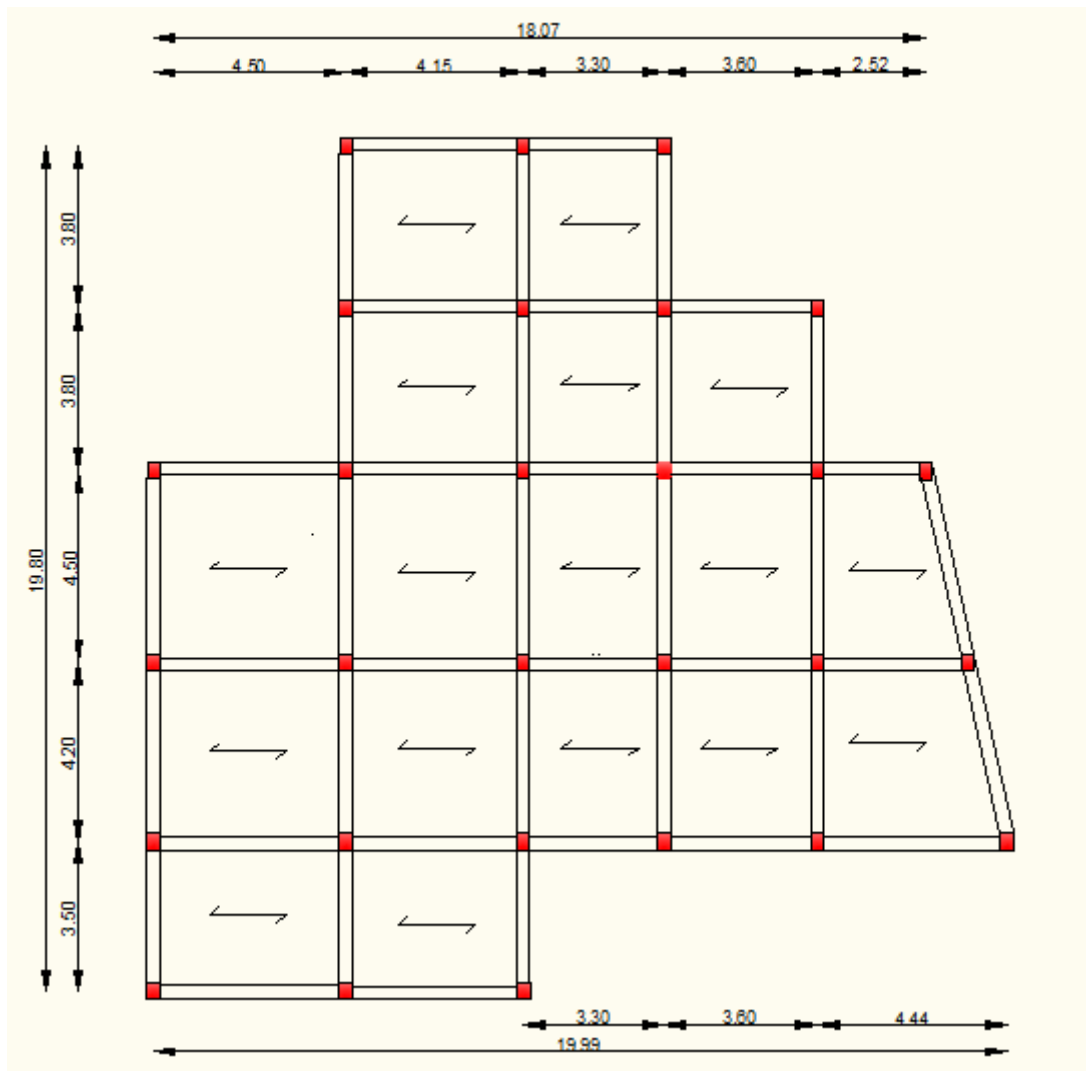


Figure II.4. Disposition des poutrelles.

➤ Dimensionnement des poutrelles :

Détermination de la largeur de la table de compression :

$h_t = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$

h_t : hauteur totale de la poutrelle

h_0 : hauteur de la dalle de compression

b_0 : largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : largeur efficace

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

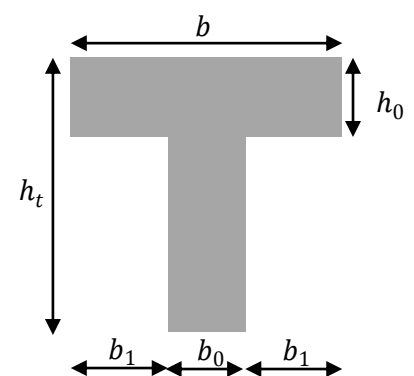


Figure II.5. Coupe transversale des poutrelles.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles

L_y : longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; \quad L_y = 222 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{b-10}{2} = \min(27.5, 22.2) = 22.2 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 22.2 + 10 = 54.4 \text{ cm}$$

Soit : **$b=55 \text{ cm}$**

➤ **Plancher en dalle pleine :**

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux):

• **Critère de résistance :**

$$e \geq \frac{l_x}{20} \quad \rightarrow \text{ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \rightarrow \text{ Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

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

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

• **Coupe-feu :**

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

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

$$e \geq 17.5 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{ Pour quatre heures de coupe-feu.}$$

➤ **isolation phonique :**

Selon les règles technique « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Tableau II.2. Pré dimensionnement des huit 8 panneaux de dalle pleine.

Panneaux	Appuis	Lx (m)	Ly (m)	$\rho = Lx/Ly$	e cal (cm)	e (cm)
D1 : balcon	3	1.20	3.85	0.31	$Lx/45 \leq e \leq Lx/40$ $2.67 \leq e \leq 3$	12
D2 : balcon	3	1.20	3	0.4	$Lx/45 \leq e \leq Lx/40$ $2.67 \leq e \leq 3$	12
D3 : balcon	3	1.28	3.30	0,39	$Lx/45 \leq e \leq Lx/40$ $2.84 \leq e \leq 3.2$	12
D4 : terrasse	3	1.50	2.22	0.67	$Lx/45 \leq e \leq Lx/40$ $3.33 \leq e \leq 3.75$	12
D5 : balcon	2	1.60	3	0.53	$Lx/35 \leq e \leq Lx/30$ $4.57 \leq e \leq 5.33$	12
D6 : balcon	1	1.35	/	/	$e \geq Lx/20$ $e \geq 6.75$	12

Finalement l'épaisseur à retenir pour les différents types de dalle pour 2 heures de coupe-feu $e \geq 11\text{cm}$ est : **$e=12\text{ cm}$**

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles en vigueries, les normes techniques.

3.1. Les poutres :

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis.

a- Les poutres principales :

$$L_{\max} = 410\text{cm.} \Rightarrow 27.33\text{cm} \leq h \leq 41.0\text{cm}$$

On adopte pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (30×40) cm²

Vérification des règles de RPA99/2003 (Art 7.5.1) :

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \Rightarrow$ condition vérifiée.

b- les poutres secondaires :

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 420$ cm)

$L_{\max} = 420$ cm $\Rightarrow 28$ cm $\leq h \leq 42$ cm.

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40)$ cm²

Vérification des règles de RPA99/2003 (Art 7.5.1) :

- $b \geq 20$ cm \Rightarrow condition vérifiée.
- $h \geq 30$ cm \Rightarrow condition vérifiée.

$h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \Rightarrow$ condition vérifiée

c - Les poutres brisées (les escaliers types 1 et 3) :

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 414$ cm)

$L_{\max} = 414$ cm $\Rightarrow 27.6$ cm $\leq h \leq 41.4$ cm.

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40)$ cm²

Vérification des règles de RPA99/2003 (Art 7.5.1) :

- $b \geq 20$ cm \Rightarrow condition vérifiée.
- $h \geq 30$ cm \Rightarrow condition vérifiée.

$h/b = 40/35 = 1.14 < 4 \Rightarrow$ condition vérifiée

d- Les poutres de chaînage.

$L_{\max} = 4,50 - 0,3 = 4,20$ m

28 cm $\leq h \leq 42$ cm

Soit : $h = 30$ cm et $b = 30$ cm

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 30)$ cm²

2.2. Poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b , h)} \geq 25\text{cm.} \\ \text{Min (b , h)} \geq h_e / 20 \text{ cm.} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

Tableau II.1. Les sections des poteaux préalablement adopté.

Niveaux	Dimensions (b×h) cm ²	Poids proper (KN) G=b×h×H _e ×γ _c
Entre sol 2 et 3	50×50	19.12
Entre sol 1 et RDC	50×45	17.21
Etage 1 et 2	45×45	15.49
Etage 3 et 4	45×40	13.77
Etage 5 et 6	40×40	12.24
Etage 7 et salle de machine	40×35	10.71

Avec : $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton .

2.3. Les voile :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots(1).$
- $e > h_e / 20 \dots\dots\dots(2).$ RPA99 (article 7.7.1)
- $L > 4 e \dots\dots\dots(3).$

h_e : Hauteur libre d'étage

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile.

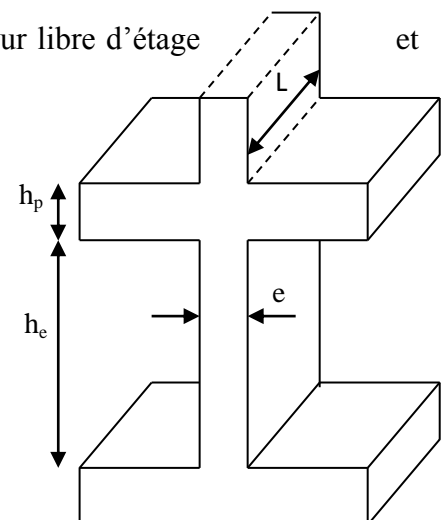


Figure II.1. Coupe de voile en élévation

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages donc :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \quad ; \quad e \geq 14.30 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : $e = 20 \text{ cm}$.

II.4. Les murs.

Les murs sont des éléments qui assurent l'isolation thermique, phonique et acoustique, offrent l'intimité aux occupants et ont des fins esthétiques.

4.1. Les murs extérieurs.

Ils seront réalisés en double cloisons de brique (extérieur en brique de 15 cm d'épaisseur et intérieur en celle de 10 cm d'épaisseur) avec un lame d'air de 5 cm d'épaisseur, des revêtements en enduit plâtre et ciment sont à prévoir.

4.2. Les murs intérieurs

Leur rôle principal dans un bâtiment est l'assurance du confort (intimité) aux locataires. Ils seront exécutés en une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur vêtues d'une couche d'enduit plâtre de 1,5 cm d'épaisseur.

II.5. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments constituer d'une succession de gradins et permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment c'est-à-dire servent à monter d'un étage à un autre.

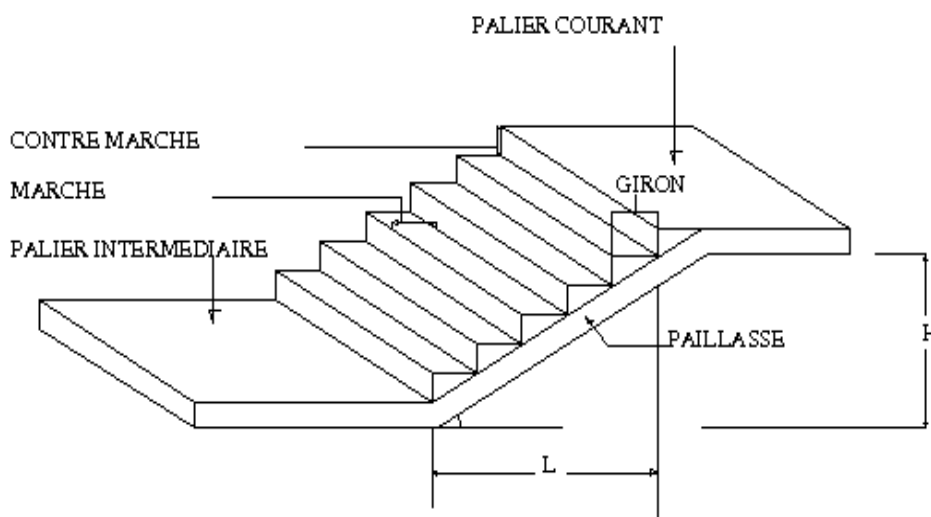


Figure II.6. Les différents éléments constituant un escalier.

Les éléments composants un escalier sont :

- **La Marche** : c'est la partie horizontale où l'on marche.
- **L'embranchement** : est la longueur utile de la marche.
- **Le Giron** : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulé.

- **Le Mur Des Chiffres** : est celui qui limite l'escalier est sert comme appuis à la paillasse.
- **La Contre Marche** : est la partie verticale d'une marche.
- **Le Limon** : est une poutre inclinée, droite ou courbe placée à la limite des escaliers et où les marches peuvent prendre appuis.
- **Le Jour** : est la largeur de la marche du côté jour.
- **La Ligne De Foulée**: est la courbe décrite par une personne gravissant l'escalier et qui est tracée à environ 0,5 m de la ligne jour (coté jour).
- **La Volée** : est un ensemble ininterrompu de marche d'un palier à un autre.
- **L'échappée** : est la hauteur de passage sous un obstacle, sa valeur minimale est de 2 m
- **Le Palier De Repos** : est la partie horizontale d'un escalier entre deux volées, la partie où l'escalier aboutit est le palier d'arrivée qui est en même temps palier de départ pour l'étage au-dessus, la largeur d'un palier doit être supérieure ou égale à 3 marches.
- **Le Garde-Corps Ou Rampes** : est une protection des volées et des paliers du côté du vide.
- **Le Carde corps** : est le volume imparti à l'escalier.

5.1. Les différents types d'escaliers :

Dans notre projet on distingue 4 types d'escaliers :

Type 1 : escaliers droits à trois volées avec deux paliers repos

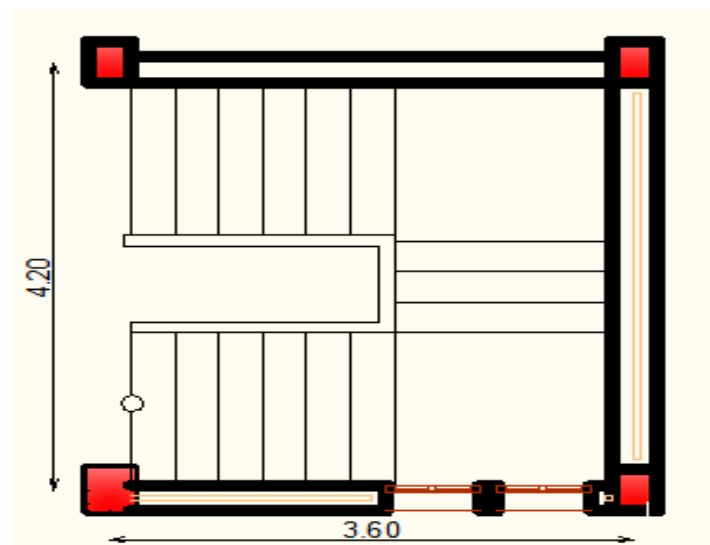


Figure II.7. Escalier à trois volées

Type 2 : escaliers droits à trois volées avec deux paliers repos et deux marches basculer

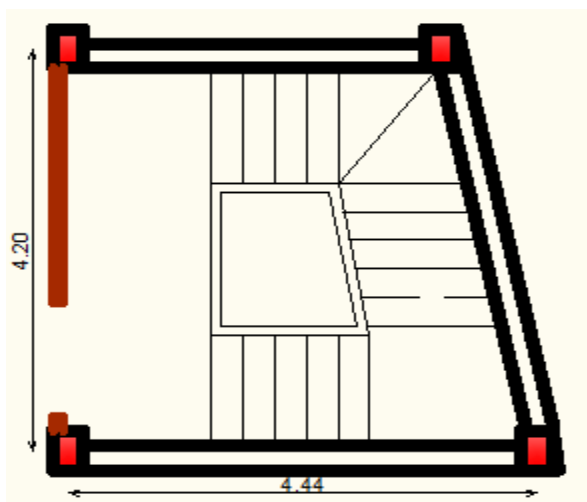


Figure II.8. Escalier à trois volées

Type 3 : escaliers droits à deux volées avec un palier repos.

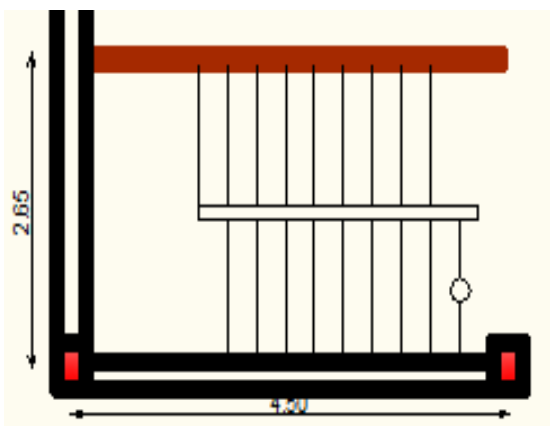


Figure II.9. Escalier à deux volées.

Type 4 : escaliers droits à une volée.

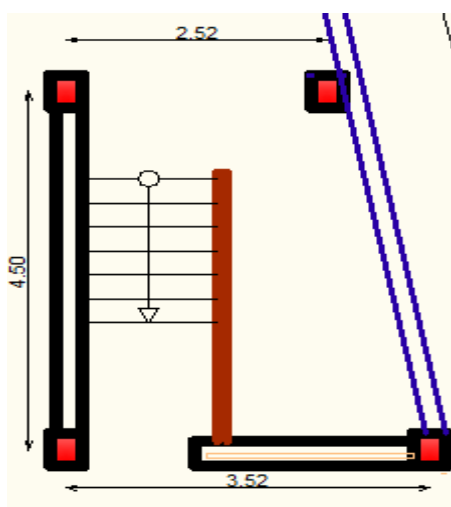


Figure II.10. Escalier à deux volées.

5.2. Pré dimensionnement des escaliers :

Le dimensionnement se fait en respectant les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$.

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

Avec : H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

$n - 1$: Nombre de marche.

L : longueur de la volée.

n : nombre de contre marche.

1. Pour tous étages :

Type 1 : escaliers droits à trois volées avec deux paliers repos

1^{er} et 3^{eme} volée :

H=1.19 m; $L_0=1.95\text{m}$; $L_p=1.65\text{ m}$

Epaisseur de la pailleasse :

Elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20 \quad \text{avec} \quad L=L_v+L_p$$

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (195^2 + 119^2)^{1/2} = 228.44\text{cm}$$

$$L = 220.6 + 165 = 393.44\text{cm}$$

$$13.11\text{cm} \leq e \leq 19.67\text{cm}$$

On prend: **e=15 cm** pour 2 heure de Coup feu $e > 11\text{cm}$

$$\text{Calcul de } \alpha: \quad \alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(119 / 195) \Rightarrow \alpha = 31.40^\circ$$

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2 H = 0 \text{ (cm)}.$$

$$\text{AN: } 64 n^2 - 487n + 238 = 0$$

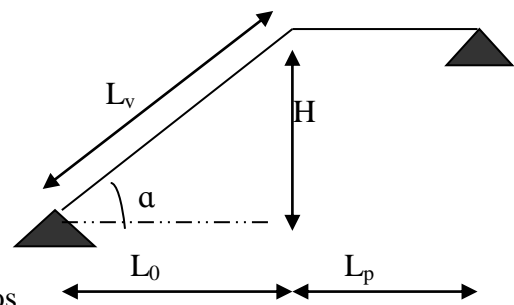


Figure II.11. Schéma statique de l'escalier

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 7.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 6.**

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{195}{6} = 32.5 \Rightarrow g = 30cm.$$

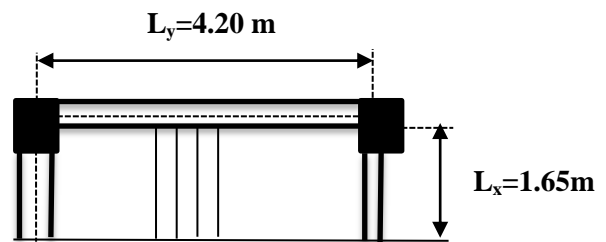
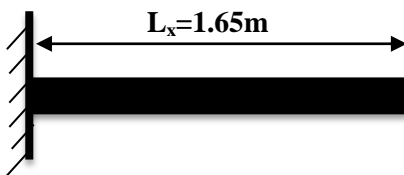
$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = 17$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm.$

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm.$

- 2^{eme} volée.

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).



Epaisseur de la pailasse :

$$e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{165}{20} \Rightarrow e \geq 7.5cm$$

Pour 2 heures de coupe-feu $e \geq 11cm$

On prend : **e = 15 cm.**

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 165 cm$; $H = 68cm.$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 68 + 165)n + 2 \times 68 = 0$$

$$64n^2 - 325n + 136 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : **n = 4**

Le nombre de marches est : **n - 1 = 3**

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{165}{3} = 55 \Rightarrow g = 30\text{cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{68}{4} = 17.25 \Rightarrow h = 17\text{cm.}$$

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

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

2. Pour RDC et les entresols :

Type 2: escaliers droits à trois volées avec deux paliers repos et deux marches basculer

- 3^{er} volée :

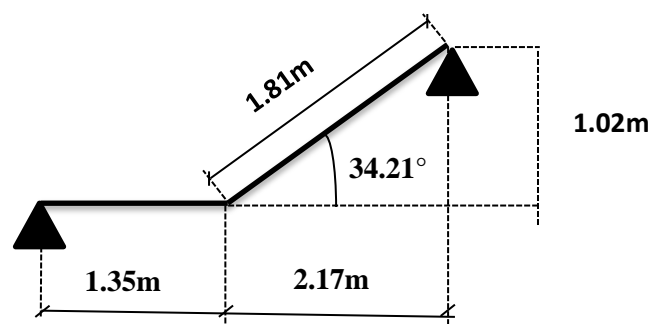


Figure II.12. Schéma statique de l'escalier

$H=1.19\text{ m}$; $L_0=2.17\text{m}$; $L_p=1.35\text{ m}$

Epaisseur de la paille :

Elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20 \quad \text{avec } L=L_v+L_p$$

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (135^2 + 119^2)^{1/2} = 179.96\text{cm}$$

$$L = 179.96 + 217 = 396.96\text{cm}$$

$$13.87\text{cm} \leq e \leq 19.85\text{cm}$$

On prend: $e=15\text{cm}$ pour 2 heure de Coup feu $e > 11\text{cm}$

$$\text{Calcul de } \alpha: \alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(119/135) \Rightarrow \alpha = 41.39^\circ$$

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0 \text{ (cm).}$$

$$\text{AN: } 64 n^2 - 437n + 238 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 7$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 6$.

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{135}{6} = 22.5 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = 17$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

- 3^{eme} volée :

Epaisseur de la pailleasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

l_v : longueur de la

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p \Rightarrow$$

$$L = 1.35 + \sqrt{1.50^2 + 1.19^2} + 1.60 = 4.86m.$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.19}{0.17} = 7 \text{ contre marche} \quad ; \quad n - 1 = 6 \text{ marche}$$

$$g = \frac{150}{6} = 30cm \quad ; \quad \alpha = \tan\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan\left(\frac{1.19}{1.50}\right) = 38.42^\circ$$

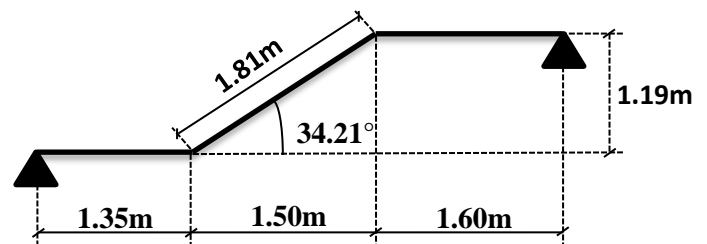


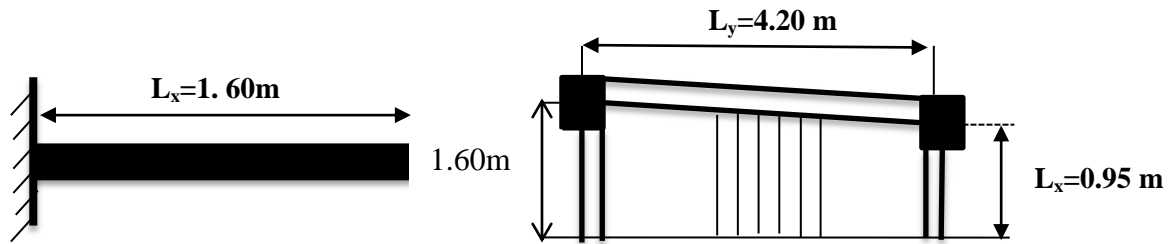
Figure II.13. Schéma statique de l'escalier

Tableau II. Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 3)

H(m)	h(cm)	n	g(cm)	L ₀ (m)	L _{P1} (m)	L _{P2} (m)	L(m)	L _V (m)	α(°)	e(cm)
1.19	17	7	30	1.50	1.35	1.60	4.86	1.91	38,42	15

- 2^{eme} volée :

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).



Epaisseur de la paillasse :

$$\begin{cases} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{160}{20} \Rightarrow e \geq 8cm \\ e \geq 11cm \end{cases} \text{ pour deux heures de coupe-feu.}$$

On prend : $e = 15cm$.

3. Pour 3^{eme} et 2^{eme} entrsois :

Type 3 : l'escalier a deux volées :

Epaisseur de la paillasse :

Elle est calculée par la relation suivante: $L = L_v + L_p + L'_p$.

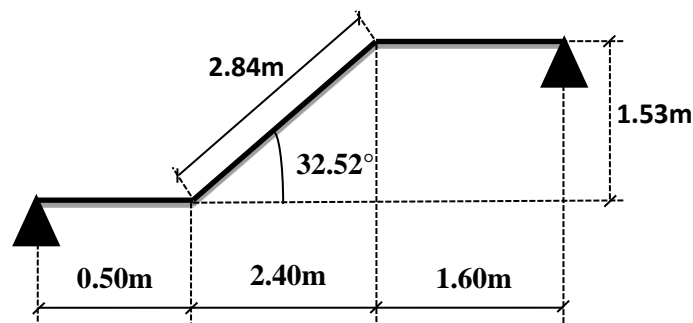


Figure II.14. Schéma statique de l'escalier

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p \Rightarrow$$

$$L = 50 + \sqrt{240^2 + 153^2} + 160 = 494cm.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 16.46cm \leq e \leq 24.7cm$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.53}{0.17} = 9 \text{ contre marche} ; n - 1 = 8 \text{ marche}$$

$$g = \frac{240}{8} = 30cm ; \alpha = \tan\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan\left(\frac{1.53}{2.40}\right) = 32.52^\circ$$

Tableau II. Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 1)

H(m)	h(cm)	n	g(cm)	L ₀ (m)	L _{P1} (m)	L _{P2} (m)	L(m)	L _V (m)	α(°)	e(cm)
1.53	17	9	30	2.40	0.50	1.60	4.94	2.85	32,52	15

4. Pour 3^{ème} entransols :

Type 3 : l'escalier a deux volées :

Epaisseur de la paillasse :

Elle est calculée par la relation suivante: $L = L_v + L_p + L'_p$.

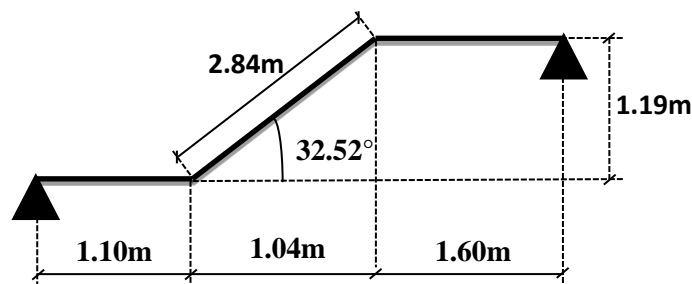


Figure II.15. Schéma statique de l'escalier

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p \Rightarrow$$

$$L = 110 + \sqrt{104^2 + 102^2} + 160 = 428.04 \text{ cm.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 14.26 \text{ cm} \leq e \leq 21.40 \text{ cm}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.02}{0,17} = 6 \text{ contre marche} ; n - 1 = 5 \text{ marche}$$

$$g = \frac{104}{6} = 30 \text{ cm} ; \alpha = \tan\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan\left(\frac{1.02}{1.04}\right) = 40.50^\circ$$

Tableau II. Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 3)

H(m)	h(cm)	n	g(cm)	L ₀ (m)	L _{P1} (m)	L _{P2} (m)	L(m)	L _V (m)	α(°)	e(cm)
1.19	17	6	30	1.04	1.10	1.60	4.28	1.45	40.50	15

$$\text{tg}(\alpha) = 119 / 104 \Rightarrow \alpha = 48.85^\circ$$

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

On prend : $e = 15\text{ cm}$.

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 104\text{ cm}$; $H = 119\text{cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 119 + 104)n + 2 \times 119 = 0$$

$$64n^2 - 406 + 238 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 6$

Le nombre de marche est : $n - 1 = 5$

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{104}{5} = 20.8 \Rightarrow g = 30\text{cm}.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{119}{6} = 19.83 \Rightarrow h = 17\text{cm}.$$

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

La hauteur d'une contremarche est $h = 17\text{cm}$.

II.6. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé ayant un rôle de protection dans une terrasse accessible et la continuité de l'étanchéité dans une terrasse inaccessible, et aussi pour empêcher l'écoulement de l'eau.

Il sera calculé comme étant une console encastrée à sa base en plancher terrasse, sollicité en flexion composé sous l'action verticale de son poids propre « G » et l'action horizontale (surcharge) due à la main courante « Q ».

- $Q = 1,5\text{ KN/ml}$ → terrasse accessible
- $Q = 1\text{ KN/ml}$ → terrasse inaccessible

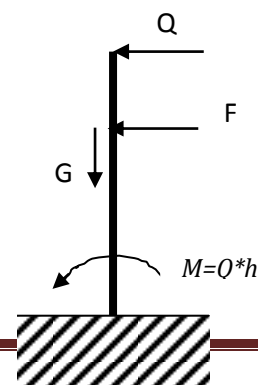
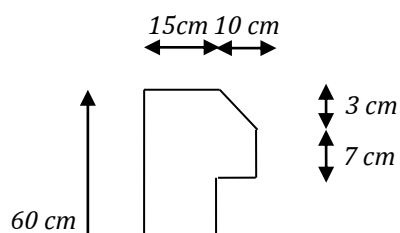


Figure II.15. Dimension de l'acrotère

Figure II.16. Schéma statique de l'acrotère.

Pour notre projet l'acrotère se situe au niveau d'une terrasse inaccessible.

On prend $H=60\text{cm}$

$$S = (60 \times 15) + (3 \times 10/2) + (7 \times 10) = 985 \text{cm}^2$$

$$G = 25 \times 0.0985 \times 1$$

$$G = 2.462 \text{ KN/ml}$$

N°	Description	Poids "G" (KN/m ²)
1	Corps de l'acrotère	2.462
2	Enduit de ciment extérieur	0.18
3	Enduit de ciment intérieur	0.24
		$\Sigma = 3.88$

La charge permanente totale est estimée à : $G = 3.88 \text{ KN/m}^2$.

D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation pour l'acrotère est: $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.7. Ascenseur.

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

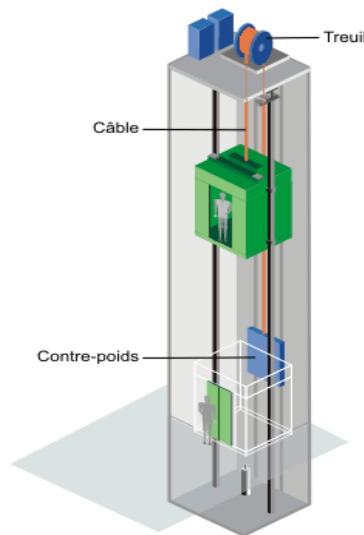


Figure II.17. Schéma d'un ascenseur mécanique

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes à la fois dans la cabine, la vitesse de circulation est de 1,6m/s.

Caractéristiques : [Annexe 05]

Course maximale : 50m.

Dimensions de la gaine : $B_s \times T_s = 1,45 \times 1,6 (m^2)$.

Charge due à la salle machine : $PM = 15 KN$.

Charge due à l'ascenseur : $DM = 43 KN$.

Charge accidentelle due à la rupture des câbles d'ascenseur : F

La charge nominale est de 6,3KN.

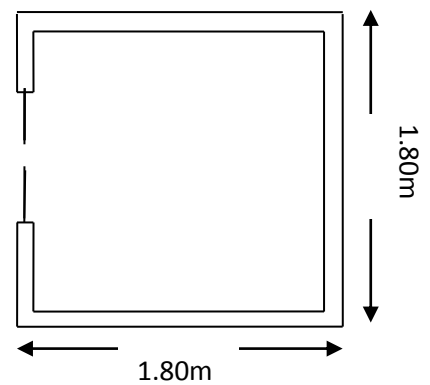


Figure II.18. Cage de l'ascenseur

II.8. Evaluation des charges et surcharges :

8.1. Plancher terrasse inaccessible à corps creux :

Tableau II.3.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

N°	Désignation des éléments	épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravions roulé de protection	0,04	20	0,8
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique	0,04	0,25	0,01
5	Enduit en ciment	0,015	18	0,27
Plancher à corps creux		(0,16+0,04)	/	2,85
Charge permanente totale				G = 6,25
Surcharge d'exploitation				Q = 1,00

8.2. Plancher terrasse accessible à corps creux :

Tableau II.4.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

N°	Désignation des éléments	épaisseur (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	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Enduit en ciment	0,015	18	0,27
Plancher à corps creux		(0,16+0,04)	/	2,85
Charge permanente totale				G = 6,48
Surcharge d'exploitation				Q = 1,5

8.3. Plancher courant à corps creux :

Tableau II.5.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

N°	Désignation des éléments	épaisseur (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	Cloisons	/	/	1
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Enduit en ciment	0,015	18	0,27
Plancher à corps creux		(0,16+0,04)	/	2,85
Charge permanente totale				G = 5,28
Surcharge d'exploitation				Q = 1,5

8.1. Plancher terrasse accessible en dalle pleine:

Tableau II.6.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

N°	Désignation des éléments	épaisseur (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	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Enduit en ciment	0,015	18	0,27
Dalle pleine		0.15	25	3.75
Charge permanente totale				G = 7.38
Surcharge d'exploitation				Q = 1

8.4. Balcons en dalle pleine :

Tableau II.8.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

N°	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	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	Enduit en ciment	0,015	18	0,27
Dalle pleine		0,15	25	3,75
Charge permanente totale				G = 5,18
Surcharge d'exploitation				Q = 3,5

8.5. Murs extérieurs :

Tableau II.9.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

N°	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Brique creuse	0,15	/	1,3
2	Brique creuse	0,10	/	0,9
3	Enduit en ciment	0,015	18	0,27
4	Enduit en ciment	0,015	18	0,27
Charge permanente totale				G = 2,74

8.6. Les escaliers :

Pour étage , RDC et les entrées :

➤ Palier :

Tableau II.10.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Dalle en pleine	0,15	25	3.75
Enduit ciment	0,015	18	0.27
Charge permanente totale			G = 5.18
Surcharge d'exploitation			Q = 2.50

➤ 1^{er}, 3^{eme} volées et 2^{eme} volée :

Tableau II.11.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

N°	Couche		Poids (KN/m ²)	Epaisseur (m)	Type1		
					Volée 1	Volée3	Volée2
1	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4
		Vertical	20	0,02h/g	0,23	0,23	0,23
2	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4
		Vertical	20	0,02h/g	0,23	0,23	0,23
3	Garde de corps		/	/	0,6	0,6	0,6
4	Enduit en ciment		18	0,015/cos(α)	0,3	0,30	0,30
5	Dalle pleine		25	0,15/cos(α)	4.40	4.40	4.40
6	Poids marche		22	h/2	1,87	1,87	1,87
Charge permanente totale G (KN/m²)					8.50	8.50	8.50
Surcharge d'exploitation Q (KN/m²)					2,50		

➤ L'escalier type 3 pour les entrées :

Tableau II.12.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Paillasse	0,15/ cos(α)	25	4,45
Marches	17/2	22	1,87
Enduit ciment	0,015	18	0,27

Gardes corps	/	/	0,6
Charge permanente totale			G = 8,35
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

➤ L'escalier type pour les entresols et RDC :

Tableau II.13. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers.

N°	Désignation des éléments		Poids (KN/m ²)	Epaisseur (m)	Type 3		
					Volée 1	Volée3	Volée2
1	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4
		Vertical	20	0,02h/g	0,23	0,23	0,23
2	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4
		Vertical	20	0,02h/g	0,23	0,23	0,23
3	Garde de corps		/	/	0,6	0,6	0,6
4	Enduit en ciment		18	0,015/cos(α)	0,36	0,34	0,33
5	Dalle pleine		25	0,15/cos(α)	5,00	4,80	4,98
6	Poids marche		22	h/2	1,87	1,87	1,87
Charge permanente totale G (KN/m²)					9.00	8.90	8.50
Surcharge d'exploitation Q (KN/m²)					2,50		

II.9. Pré dimensionnement des poteaux.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance ;
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement);
- 3- Conditions de RPA ;

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

On suppose les dimensions suivantes des poteaux (Tableau II.14).

Tableau II.15. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.

Niveau	Dimensions (b × h) cm ²	poids propre g (KN) g = h b H _e γ _c
Entresol 3 et 2	50 × 50	19.12
Entre sol 1 et RDC	50 × 45	17.21
Etages 1 et 2	45 × 45	15.49
Etages 3 et 4	45 × 40	13.77
Etages 5 et 6	40 × 40	12.24
Etages 7 et SM	40 × 35	10.71

• **Descente de charge :**

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

La loi de dégression des charges d'exploitation :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

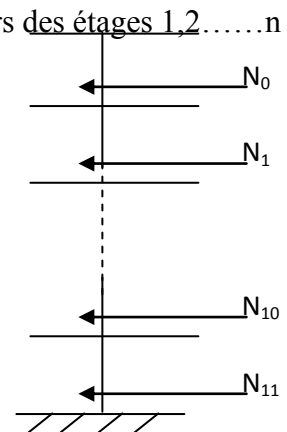


Figure II.20. Schéma statique de la descente de charge

-Pour $n \geq 5$: $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Soit les trois types des poteaux les plus sollicités suivant comme cas d'exemple de calcul.

9.1. Poteau central:

➤ **Pour 1^{er} entresol et les étages courants :**

La surface afférente pour la charge permanente :

- $S_1 = 4.305m^2$
- $S_2 = 3.946m^2$
- $S_3 = 3.990m^2$
- $S_4 = 3.657m^2$
- $S_{aff} = 15.90m^2$

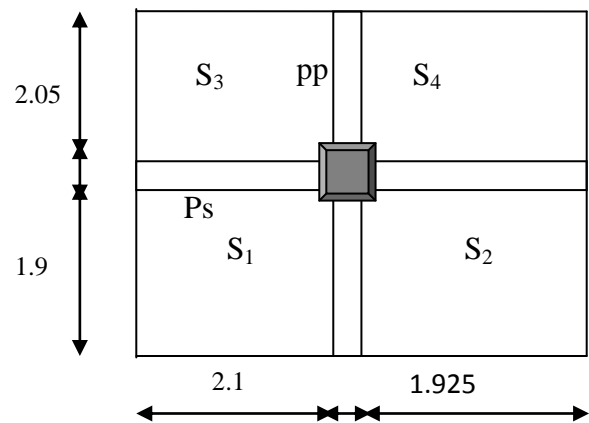


Figure II.21. Surface afférente du poteau p1

Planche Terrasse:

$G_T = 6.25 * 15.90 = 99.37KN.$

$Q_T = 1 * 15.90 = 15.90KN.$

Plancher les entresols ; RDC et les étages courants :

$$G=5.28*15.90=83.952\text{KN}$$

$$Q=1.5*15.90 =23.85\text{KN}$$

Poutres :

$$G_p=G_{pp}+G_{ps}.$$

$$G_p=25*0.30*0.40* (2.05+1.9) +25*0.30*0.40* (2.1+1.925)=23.92\text{KN}.$$

Pour 3^{eme} et 2^{eme} entresols:

- $S_1=4.305\text{m}^2$
- $S_2=3.946\text{m}^2$
- $S_3=2.835\text{m}^2$
- $S_4= 0.525\text{m}^2$
- $S_5= 3.657\text{m}^2$
- $G_{\text{plancher}}=62.88\text{KN}$
- $Q_{\text{plancher}}=17.85\text{KN}$
- $G_{\text{p.chainage}}= 4.72\text{KN}$
- $G_{\text{poutre}}= 28.64\text{KN}$
- $G_{\text{volée}}=4.85\text{KN}$

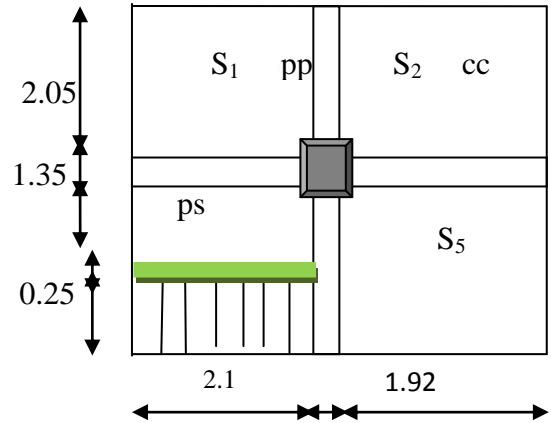


Figure II.22. Surface afférente du poteau

• **Récapitulation des résultantes de la descente charge**

Pour déduire l'effort normal sollicitant à la compression simple pour chaque niveau, on procède à la combinaison des deux charges (permanente et exploitation) qui revient au poteau central. Le tableau suivant récapitule les résultantes de la descente charge :

Tableau II.16. Résultats de la descente de charge du poteau central.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)	Nu
N0	Plancher terrasse	99,37	15,90	204.75
	Poutres	23.92		
	Poteaux	10,71		
	Σ	134.00		
N1	N0	134.00	23.85	402.71
	Plancher Corps creux	83.952		
	Poutres	23,925		
	Poteaux	12.24		
	Σ	254,14		
N2	N1	254,14	23.85	597.05
	Plancher Corps creux	83.95		
	Poutres	23,92		
	Poteaux	12,24		
	Σ	374,25		

N3	N2	374,25	23.85	789.90
	Plancher Corps creux	83.95		
	Poutres	23,92		
	Poteaux	13,77		
	Σ	495,90		
N4	N3	495.90	23.85	979.18
	Plancher Corps creux	83.95		
	Poutres	23,92		
	Poteaux	13,77		
	Σ	617,55		
N5	N4	617,55	23.85	1167.23
	Plancher Corps creux	83.95		
	Poutres	23,92		
	Poteaux	15,49		
	Σ	740,95		
N6	N5	740,95	23.85	1518.21
	Plancher Corps creux	83.95		
	Poutres	23,92		
	Poteaux	15,49		
	Σ	987,69		
N7	N6	987,69	23.85	1703.96
	Plancher Corps creux	83.95		
	Poutres	23,92		
	Poteaux	17,21		
	Σ	1112,76		
N8	N7	1112,76	23.85	1891.54
	Plancher Corps creux	83.95		
	Poutres	23,92		
	Poteaux	17,21		
	Σ	1237,83		
N9	N8	1237,83	17.85	2059.27
	Plancher Corps creux	62.88		
	Poutres	28.64		
	Poteaux	19,12		
	escalier	4.85		
Σ	1353.32	154.86		
N10	N9	1353.32	35.70	2245
	Plancher Corps creux	62.88		
	Poutres	28.64		
	Poteaux	19,12		
	escalier	4.85		
Σ	1468.81	174.73		
Σ Total			174.73	

	1468.81	
	$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 2245\text{KN}$	
	$N_s = G_t + Q_t = 1643.54\text{KN}$	

9.2. Poteau de la cage d'escalier :

Pour tous étages :

$$\begin{cases} S_1 = 2.77\text{m}^2 \\ S_2 = 3.38\text{m}^2 \\ S_3 = 2.56\text{m}^2 \\ S_4 = 3.13\text{m}^2 \end{cases}$$

Planche Terrasse inaccessible:

$$G = 6.25 * 8.71 = 54.43 \text{ KN}$$

$$Q = 1 * 8.71 = 8.71 \text{ KN}$$

Plancher corps creux :

$$G = 5.28 * 8.71 = 46 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 * 8.71 = 13.06 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre}} = 20.85 \text{ KN.}$$

Escalier :

$$G_{\text{volée}} = 3.135 * 8.46 = 26.52 \text{ KN}$$

➤ **Pour la selle de machine :**

$$\begin{cases} S_1 = 2.77\text{m}^2 \\ S_2 = 2.56\text{m}^2 \\ S_3 = 3.13\text{m}^2 \end{cases}$$

Planche Terrasse inaccessible:

$$G = 6.25 * 8.46 = 52.87 \text{ KN}$$

$$Q = 1 * 8.46 = 8.46 \text{ KN}$$

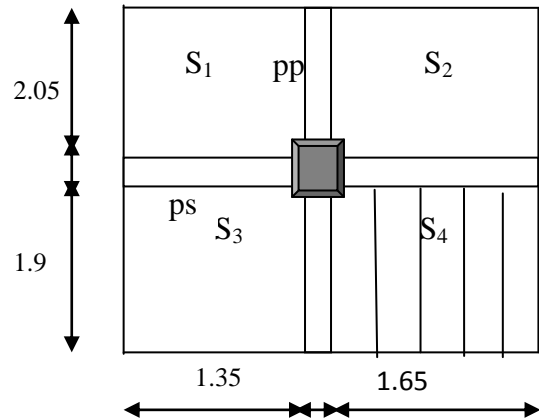


Figure II.23. Surface afférente du poteau *p1*

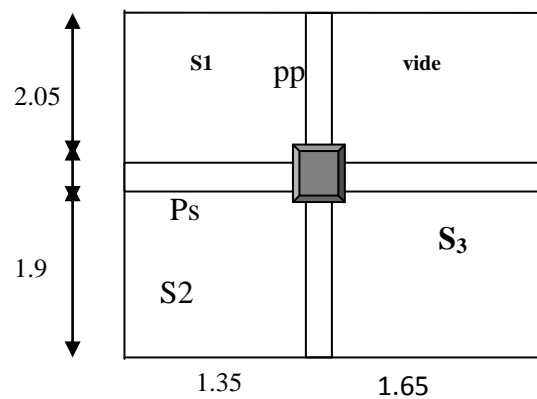


Figure II.24. Surface afférente du poteau

Tableau II.17. Résultats de la descente de charge du poteau de la cage d'escalier.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)	Nu
N0	terrasse salle de machine	52.87	8.46	126.67
	Poutres	20.85		
	Poteaux	10.71		
	Σ	84.43		
N1	N0	88.32	8.71	294.77
	Plancher terrasse	52.87		
	Poutres	20.85		
	Poteaux	10,71		
	Escalier	26.52		
	Σ	199.27		
N2	N1	203.16	13.06	460.23
	Plancher	46		
	Poutres	20.85		
	Poteaux	12,24		
	Escalier	26.52		
	Σ	308.53		
N3	N2	308.53	13.06	618.80
	Plancher	46		
	Poutres	20.85		
	Poteaux	12,24		
	Escalier	26.52		
	Σ	414.14		
N4	N3	414.14	13.06	777.48
	Plancher	46		
	Poutres	20.85		
	Poteaux	13.77		
	Escalier	26.52		
	Σ	521.28		
N5	N4	521.28	13.06	934.20
	Plancher	46		
	Poutres	20.85		
	Poteaux	13,77		
	Escalier	26.52		
	Σ	628.42		
N6	N5	628.42	13.06	1091.28
	Plancher	46		
	Poutres	20.85		
	Poteaux	15,49		
	Escalier	26.52		
	Σ	737.28		
	N6	737.28	13.06	
	Plancher	46		

N7	Poutres	20.85	1248.37
	Poteaux	15,49	
	Escalier	26.52	
	Σ	846.61	
N8	N7	846.61	1407.44
	Plancher	46	
	Poutres	20.85	
	Poteaux	17,21	
	Escalier	26.52	
	Σ	956.72	
N9	N8	956.72	1565.60
	Plancher	46	
	Poutres	20.85	
	Poteaux	17.21	
	Escalier	26.52	
	Σ	1067.30	
N10	N9	1067.30	1728.50
	Plancher	46	
	Poutres	20.85	
	Poteaux	19,12	
	Escalier	26.52	
	Σ	1179.79	
N11	N10	1179.79	1867.00
	Plancher	46	
	Poutres	20.85	
	Poteaux	19,12	
	Escalier	26.52	
	Σ	1274.5	
Σ Total			97.62
1274.50			
$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1867.00\text{KN}$			
$N_s = G_t + Q_t = 1372.12\text{KN}$			

9.3 Poteaux de rive:

On procède de la même méthode que le poteau central. On trouve :

$$G_{tot} = 1402.76 \text{ KN} \quad ; \quad Q_{tot} = 194.29 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 * 1402.76 + 194.29 * 1.5 = 2185.161 \text{ KN}$$

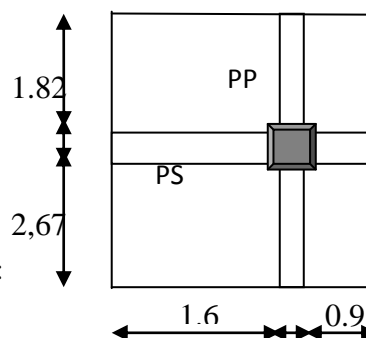


Fig. II.25. La surface afférente

$$N_s = 1402.76 + 194.29 = 1597.050 \text{ KN}$$

Le poteau le plus sollicité est le poteau centrale voisin de rive qui implique que les autres poteaux seront dimensionnés avec l'effort ultime appliqué à dernier.

9.4. Vérification :

- **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

Selon le CBA93, l'effort N_u doit être majoré de 10%

$$N_u = 1.1N_u = 1.1 \times 2245 = 2469.5 \text{ KN}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0,6 \times f_{c28} \text{ Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0,6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2469.50 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,164 \text{ m}^2$$

On a $B = 0,50 \times 0,50 = 0.250 \text{ m}^2$.

$$B = 0,250 > 0,164 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Tableau II.18. Vérification de la contrainte de compression du béton

Niveaux	Nu	Sections	Condition B > B calculé		observation
			B (m ²)	B calculé (m ²)	
Entre sol 3	2469.50	50*50	0.25	0.164	vérifiée
Entre sol 2	2265.20	50*50	0.25	0.151	vérifiée
Entre sol 1	2080.69	50*45	0.225	0.139	vérifiée
RDC	1874.36	50*45	0.225	0.125	vérifiée
Etage 1	1670.03	45*45	0.2025	0.111	vérifiée
Etage 2	1283.95	45*45	0.2025	0.085	vérifiée
Etage 3	1077.10	45*40	0.180	0.072	vérifiée
Etage 4	868.89	45*40	0.180	0.057	vérifiée
Etage 5	656.75	40*40	0.160	0.044	vérifiée
Etage 6	442.98	40*40	0.160	0.029	vérifiée
Etage 7	225.22	40*35	0.140	0.015	vérifiée

➤ Vérification au flambement :

$$N_{ui} \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : section réduite de poteau $\Rightarrow B_r = (b - 2) \cdot (h - 2)$

A_s : section des armatures calculées

α : coefficient en fonction de l'élanement λ tel que :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} & \dots\dots\dots 0 < \lambda \leq 50. \\ 0,6(50/\lambda) & \dots\dots\dots 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

l_f : longueur de flambement : $l_f = (0,7 \cdot l_0)$.

i : rayon de giration définit par : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$.

λ est définie comme suite : $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

I : moment d'inertie : $I = h \times b^3 / 12$.

L_0 : longueur du poteau.

$L_0 = 3.06 - 0.4 = 2.66$; $L_f = 0.7 \times 2.66 = 1.862$ m.

$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25 m^2$; $I = \frac{0.50 \times 0.50^3}{12} = 5.21 \times 10^{-3} m^4$.

$\lambda = \frac{1.862}{0.144} = 12.93 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{12.93}{35}\right)^2} = 0.827$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2469.50 \times 10^{-3}}{0.827 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.136m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (0.50 - 0.02) \times (0.5 - 0.02) = 0.2304m^2 > 0.1119m^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Donc, le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.19. Vérification du flambement

Niveaux	Nu	Sections	Condition Br > Br calcule		observation
			Br	Br calculé	
Entre sol 3	2469.50	50*50	0.2304	0.136	vérifiée
Entre sol 2	2265.20	50*50	0.2304	0.124	vérifiée
Entre sol 1	2080.69	50*45	0.2064	0.114	vérifiée
RDC	1874.36	50*45	0.2064	0.103	vérifiée
Etage 1	1670.03	45*45	0.1849	0.092	vérifiée
Etage 2	1283.95	45*45	0.1849	0.070	vérifiée
Etage3	1077.10	45*40	0.1634	0.059	vérifiée
Etage 4	868.89	45*40	0.1634	0.048	vérifiée
Etage 5	656.75	40*40	0.1444	0.036	vérifiée
Etage6	442.98	40*40	0.1444	0.024	vérifiée
Etage7	225.22	40*35	0.1254	0.012	vérifiée

Condition de RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b , h) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.} \\ \min (b , h) \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, on adoptera alors les sections de pré dimensionnement

II.10. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- Plancher à corps creux (16+4) *cm*
- Poutres : Poutres principales : $30 \times 40 \text{cm}^2$.
Poutres secondaires : $30 \times 40 \text{cm}^2$.
- Poteaux : Entresol 3.entresol 2 : poteaux (50,50) cm^2 .
Entresol 1,R.D.C: poteaux (50, 45) cm^2 .
1^{er} , 2^{ème} étage : poteaux (45,45) cm^2 .
3^{ème} , 4^{ème} étage: poteaux (45,40) cm^2
5^{ème} , 6^{ème} étage : poteaux (40,40) cm^2
7^{ème} étage ; salle de machine: poteaux (40,35) cm^2

Chapitre III

III.1. Introduction:

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

III.2. Etude des planchers :

2.1. Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot.

2.1.1. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91/99) :

➤ **Domaine d'application (BAEL91art B.6.2, 210) :**

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- a) plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min (2G, 5KN/m^2)$).
- b) le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- c) le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- d) fissuration peu nuisible (F.P.N).

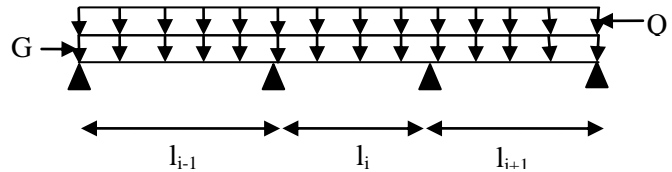


Figure III.1. Schéma d'une Poutre continue

➤ **Evaluation des moments**

• **Moment en appuis de rive**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de

fissuration équilibrant un moment fictif égale à $-0.15M_0$. tel que $M_0 = \max (M^1_0, M^n_0)$,

M_0 : moment isostatique ($M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$).

• **Moment en appuis intermédiaires**

La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

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

➤ **Moment en travée**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots & \text{Si c'est une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots\dots & \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

Avec : M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré, et $\alpha = (Q_i / (G+Q))$ le rapporte des charges d'exploitations à la somme des charges non pondérées.

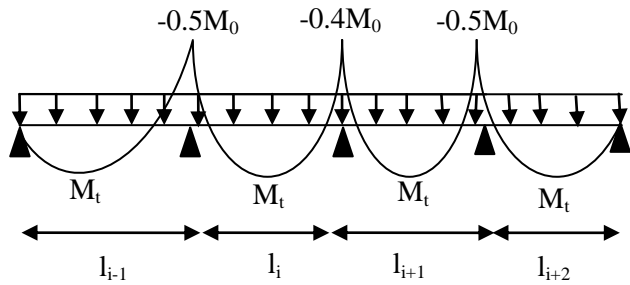


Figure III.2. Moments sur une poutre à plus de deux travées

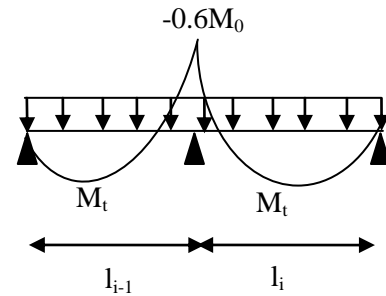


Figure III.3. Moments sur une poutre à deux travées

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql/2$ sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives ou :

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

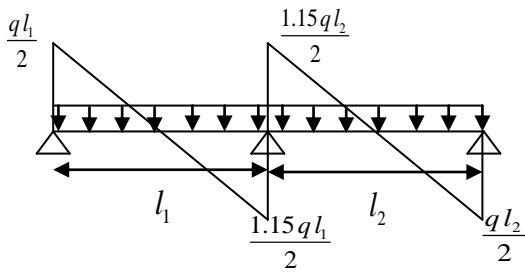


Figure III.4. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

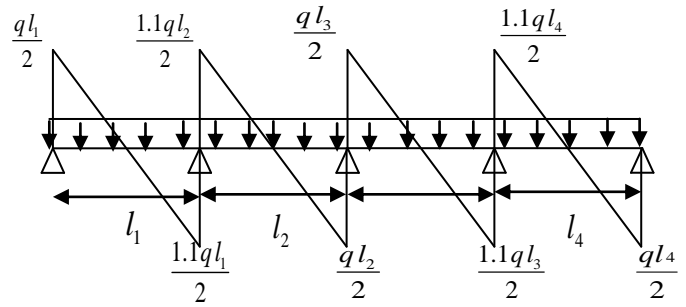


Figure III.5. Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

2.1.2. Méthode de CAQUOT (Annexe E.2 du BAEL 91/99) :

➤ **Domaine d'application :**

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est a-dire pour des charges d'exploitation élevées : $q > 2g$ ou $q > 5\text{Kn/m}^2$. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions b, c ou d de la méthode Forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; diérèse de longueur entre les portées supérieure a 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $g' = 2/3g$ pour le calcul des moments sur appui.

➤ **Application de la méthode :**

- **Moment en appui :**
$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

Tel que : $\begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

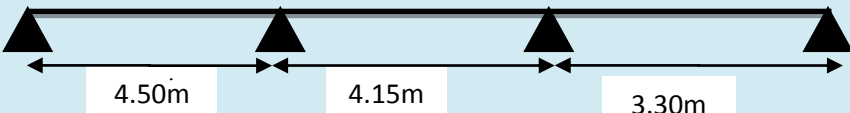
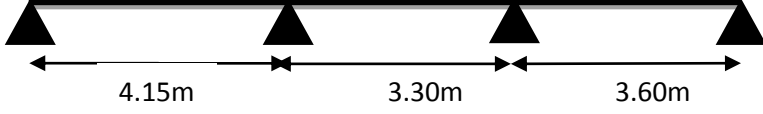
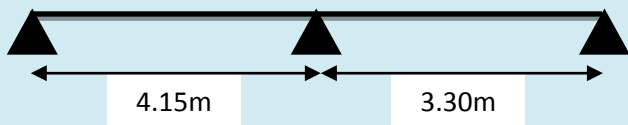
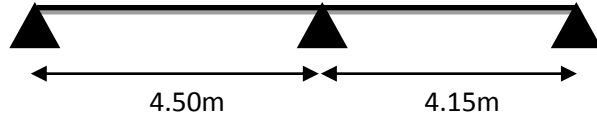
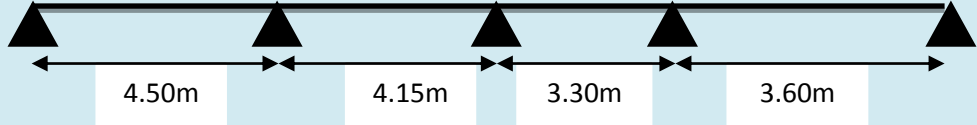
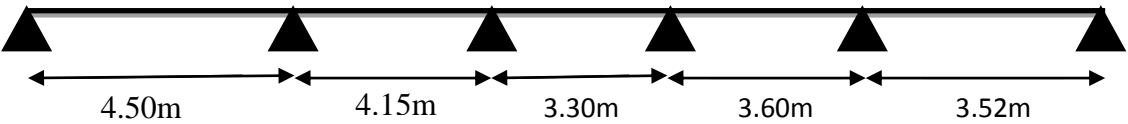
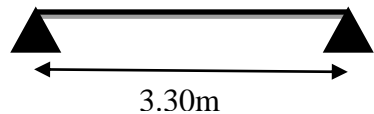
- **Moment en travée :**
$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right); \quad M_0(X) = \frac{q_x}{2} \times (L - X)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow X = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times L}$$

- **L'effort tranchant :**
$$V = \frac{dM}{dX} = P_u \times \frac{L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

➤ Les types des poutrelles : on distingue 8 types

Tableau .III.1. Différents types des poutrelles

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	
5 ^{ème} type	
6 ^{ème} type	
7 ^{ème} type isostatique	

➤ Calcul des charges revenant aux poutrelles :

À l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$;

$p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$; $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau.III.2. Charges et surcharges d’exploitation.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.25	1.0	9.937	6.459	7.250	4.712
Étages courants	5.28	1.5	9.378	6.095	6.780	4.407

➤ choix de la méthode de calcul des sollicitations :

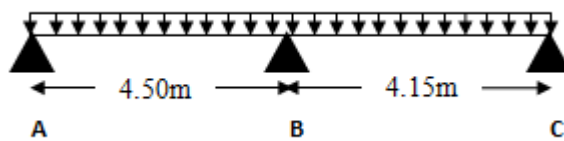
Tableau .III.3. Choix des méthodes de calcul pour les différents types de poutrelles.

Types de poutrelles	Conditions d’application de la méthode forfaitaire	Les conditions	Méthode adoptée
Type 4	Vérifiées	a, b, c, d	Méthode forfaitaire
Types 1, 2, 3, 5, 6	Non Vérifiées	b	Méthode Caquot minorée
Type 7	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

Pour le calcul on exposera 2 exemples pour illustrer la méthode forfaitaire, soit le type 4 du plancher étage courant, le type 1 sur la méthode Caquot minorée.

2.2. Calcul des sollicitations :

➤ Schéma statique de la poutrelle type 4 :



➤ Calcul des sollicitations de la poutrelle type 4 :

Toutes les conditions sont vérifiées dans un type donc on appliqué la méthode forfaitaire

• Calcul des moments isostatique :

À l’ELU :

M₀ : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

Travée A-B : $M_0 = \frac{6.095 \times (4.50)^2}{8} = 15.427 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0 = \frac{6.095 \times (4.15)^2}{8} = 13.121 \text{ KN.m}$

À l'ELS :

Travée A-B : $M_0 = \frac{4.407 \times (4.50)^2}{8} = 11.155 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0 = \frac{4.407 \times (4.15)^2}{8} = 9.487 \text{ KN.m}$

• Moments aux appuis :

$M_A = M_C = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$

À l'LEU : $M_A = M_C = - 2.314 \text{ KN.m}$

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(15.427; 11.155) = -6.693 \text{ KNm}.$$

À l'LES : $M_A = M_C = - 1.423 \text{ KN.m}$

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(13.121; 9.487) = -5.692 \text{ KNm}$$

• Les moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.28} = 0.221$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.221 = 1.066$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.221}{2} = 0.633$$

À l'ELU :

Travée AB :

$$M_t + \frac{0 + 6.693}{2} \geq 1.066 \times 15.427 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.221}{2} \times 15.427 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 13.144 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 9.765 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(13.144, 9.765) \text{ KN.m} ; \quad M_t = 12.851 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t + \frac{6.693 + 0}{2} \geq 1.066 \times 11.155 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.221}{2} \times 11.155 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 8.366 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 7.061 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(8.544, 7.061) \text{ KN.m} ; \quad M_t = 8.366 \text{ KN.m}$$

À l'ELU :

Travée AB :

$$\begin{cases} M_t \geq 11.155 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 8.305 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = 10.931 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} M_t \geq 9.487 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 6.005 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = 7.115 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique à l'ELU :

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

On calcule V_0 pour chaque travée :

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_u \times 1}{2} = \frac{6.095 \times 4.50}{2} = 13.713 \text{ KN}$$

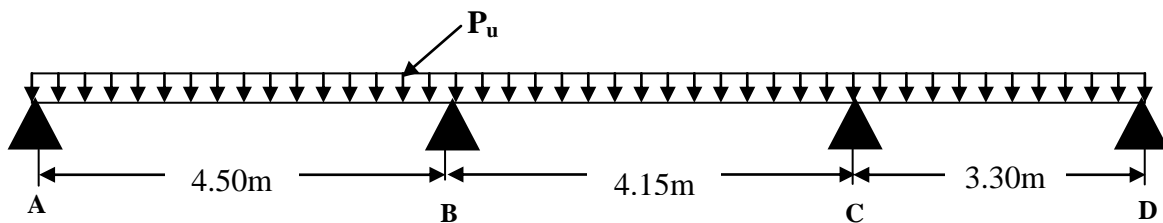
$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times 1}{2} = -15.770 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times 1}{2} = 1.15 \frac{6.095 \times 4.15}{2} = 14.544 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times 1}{2} = -12.647 \text{ KN}$$

➤ **Application de la méthode de Caquot pour le 1^{er} type**



Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis : $G' = 2/3G$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.28 = 3.52 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 4.551 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = 3.263 \text{ KN/m}$$

➤ **Moments aux appuis :**

A l'ELU :

$$M_A = M_D = -0.15 M_{0,3} \quad ; \quad M_{0,3} = 11.519 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_D = -1.727 \text{ KN.m}$$

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

$$P_g = P_d = 4.551 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 4.50 \text{ m} \quad L_d' = L_d = 0.8 \times 4.15 = 3.32 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{4.551 \times (4.50^3 + 3.32^3)}{8.5 \times (4.50 + 3.32)} = -8.744 \text{ KN.m}$$

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

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 4.15 = 3.32 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 3.30 \text{ m.}$$

$$M_C = -\frac{4.551 \times (3.32^3 + 3.30^3)}{8.5 \times (3.32 + 3.30)} = -5.866 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_A = M_D = -0.15 M_{0,3} \quad M_{0,3} = -8.259 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_D = -1.238 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -6.269 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -4.205 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

A l'ELU :

Travée AB :

$$x = \frac{4.50}{2} - \frac{0 - (-8.744)}{6.095 \times 4.50} = 1.931 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.095 \times 1.931}{2} \times (4.50 - 1.931) = 15.117 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 15.117 + \left(-8.744 \times \frac{1.931}{4.50}\right) = 11.364 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{4.15}{2} - \frac{-8.744 - (-5.866)}{6.095 \times 4.15} = 2.188m$$

$$M_0(x) = \frac{6.095 \times 2.188}{2} \times (4.15 - 2.188) = 13.082KN.m$$

$$M(x) = 13.082 - 8.744 \times \left(1 - \frac{2.188}{4.15}\right) - 5.866 \times \frac{2.188}{4.15} = 5.862KN.m$$

Travée CD :

$$x = \frac{3.30}{2} - \frac{-5.866 - 0}{6.095 \times 3.30} = 1.941m$$

$$M_0(x) = \frac{6.095 \times 1.941}{2} \times (3.30 - 1.941) = 8.038KN.m$$

$$M(x) = 8.038 - 5.866 \times \left(1 - \frac{1.941}{3.30}\right) = 5.627KN.m$$

A l'ELS:

Travée AB :

$$M_0(x) = 10.933KNm$$

$$M(x) = 8.240KNm$$

Travée BC:

$$M_0(x) = 9.459KNm$$

$$M(x) = 4.283KNm$$

Travée CD :

$$M_0(x) = 5.812KNm$$

$$M(x) = 4.080KNm$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_g - Md}{l_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.095 \times 4.50}{2} + \frac{-8.744}{4.50} = 11.770 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.095 \times 4.50}{2} + \frac{-8.744}{4.50} = -15.656 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.095 \times 4.15}{2} + \frac{-8.744 + 5.866}{4.15} = 11.954 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{-6.095 \times 4.15}{2} + \frac{-8.744 + 5.866}{4.15} = -11.333 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{6.095 \times 3.30}{2} + \frac{0 + 5.866}{3.30} = 11.834 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.095 \times 3.30}{2} + \frac{0 + 5.866}{3.30} = -8.279 \text{ KN}$$

Les résultats des autres types sont représentés dans les tableaux ci-dessous.

Type 1 : Plancher les trois entresols, RDC et les étages courants :

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u ' (KN/m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type1	AB	4.50	4.551	6.095	15.117	0	-8.744	11.364	11.770	15.656
	BC	4.15	4.551	6.095	13.082	-8.744	-5.866	5.862	11.954	11.333
	CD	3.30	4.551	6.095	8.038	-5.866	0	5.627	11.834	8.279

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	P _s ' (KN/m)	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.263	4.50	4.407	10.933	0	-6.269	8.240
	BC	3.263	4.15	4.407	9.459	-6.269	-4.205	4.283
	CD	3.263	3.30	4.407	5.812	-4.205	0	4.080

Type 2 : Plancher les trois entresols, RDC et les étages courants :

Tableau III.6.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u' (KN/m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type2	AB	4.15	4.551	6.095	12.880	0	-7.086	9.816	11.422	13.871
	BC	3.30	4.551	6.095	7.091	-7.086	-5.581	1.047	9.730	10.382
	CD	3.60	4.551	6.095	9.677	-5.581	0	7.280	12.082	9.859

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	P_s' (KN/m)	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 1	AB	3.263	4.15	4.407	9.313	0	-5.081	10.703
	BC	3.263	3.30	4.407	5.152	-5.081	-4.002	0.815
	CD	3.263	3.60	4.407	7.973	-4.002	0	7.973

Type 3 : Plancher les trois entresols, RDC et les 1^{er} jusqu' 5^{eme} :

Tableau III.8.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u' (KN/m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type3	AB	4.15	4.551	6.095	12.836	0	-7.719	9.545	10.787	14.507
	BC	3.30	4.551	6.095	8.011	-7.719	0	3.435	12.395	7.717

Tableau III.9.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	P_s' (KN/m)	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 1	AB	3.263	4.15	4.407	9.285	0	-5.534	6.922
	BC	3.263	3.30	4.407	5.680	-5.534	0	3.550

Type 4 : Plancher RDC et 1^{er} à 6^{eme} étages :

Tableau III.10.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 4	AB	4.50	6.095	15.427	0	-6.693	13.144	13.713	15.770
	BC	4.15	6.095	13.121	-6.693	0	8.544	14.544	12.647

Tableau III.11.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	4.50	4.407	11.155	0	-5.692	9.045
	BC	4.15	4.407	9.487	-5.692	0	7.267

Type 5 : Plancher les 1, 2 entresols :

Tableau III.12.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher (type 5) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u ' (KN/m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type5	AB	4.50	4.551	6.095	15.117	0	-8.744	11.364	11.770	15.656
	BC	4.15	4.551	6.095	12.245	-8.744	-4.940	5.891	11.730	13.563
	CD	3.30	4.551	6.095	11.333	-4.940	-5.581	5.973	10.250	9.862
	DE	3.60	4.551	6.095	9.675	-5.581	0	7.278	12.520	9.420

Tableau III.13.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher (type 5) :

Type de poutrelle	Travée	P _s ' (KN/m)	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	3.263	4.50	4.407	10.933	0	-6.269	8.240
	BC	3.263	4.15	4.407	8.854	-6.269	-3.542	4.359
	CD	3.263	3.30	4.407	5.368	-3.542	-4.252	1.349
	DE	3.263	3.60	4.407	6.981	-4.252	0	5.055

Type 6 : Plancher de l'entresol 1, RDC et 1^{er} à 6^{eme} étages :

Tableau III.14.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 6) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u ' (KN/m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 6	AB	4.50	4.551	6.095	15.117	0	-8.744	11.364	11.770	15.656
	BC	4.15	4.551	6.095	12.245	-8.744	-4.940	5.891	11.730	13.563
	CD	3.30	4.551	6.095	11.333	-4.940	-4.108	3.259	9.874	10.239
	DE	3.60	4.551	6.095	14.514	-4.108	-5.647	8.980	11.421	10.520
	EF	3.52	4.551	6.095	10.888	-5.647	0	8.160	12.835	10.442

Tableau III.15.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 6) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s ' (KN/m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 6	AB	4.50	3.263	4.407	10.933	0	-6.269	8.240
	BC	4.15	3.263	4.407	8.854	-6.269	-3.542	4.359
	CD	3.30	3.263	4.407	5.559	-3.542	-2.940	2.400
	DE	3.60	3.263	4.407	6.644	-2.940	-4.048	2.681
	EF	3.52	3.263	4.407	7.873	-4.048	0	5.914

Type 7 : Plancher de salle de machine (terrasse) :

Tableau III.16.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher (type 8) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 8	AB	3.30	6.459	8.792	-1.318	-1.318	8.792	10.414	10.414

Tableau III.17.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher (type 8) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 8	AB	3.30	4.712	6.414	-0.962	-0.962	6.414

Plancher les 7^{ème} étage (terrasse inaccessible) :

Tableau III.18.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u ' (KN/m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type1	AB	4.50	4.630	6.459	16.044	0	-8.896	12.202	12.555	16.509
	BC	4.15	4.630	6.459	12.913	-8.896	-5.968	5.162	12.696	14.107
	CD	3.30	4.630	6.459	8.540	-5.968	0	6.060	12.465	8.848

Tableau III.19.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	P _s ' (KN/m)	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.357	4.50	4.712	11.708	0	-6.450	8.920
	BC	3.357	4.15	4.712	9.420	-6.450	-4.327	4.283
	CD	3.357	3.30	4.712	5.812	-4.327	0	4.080

Tableau III.20.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u ' (KN/m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type2	AB	4.15	4.630	6.459	13.670	0	-7.209	10.532	11.665	15.139
	BC	3.30	4.630	6.459	7.596	-7.209	-5.678	1.432	10.193	11.121
	CD	3.60	4.630	6.459	10.270	-5.678	0	7.815	13.203	10.048

Tableau III.21.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	P_s' (KN/m)	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 2	AB	3.357	4.15	4.712	9.974	0	-5.227	7.698
	BC	3.357	3.30	4.712	5.561	-5.227	-4.117	1.098
	CD	3.357	3.60	4.712	7.492	-4.117	0	5.708

Tableau III.22.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 4	AB	4.50	6.459	16.349	0	-9.809	12.261	14.532	16.712
	BC	4.15	6.495	13.905	-9.809	0	9.000	15.412	13.402

Tableau III.23.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 4	AB	4.50	4.712	11.927	0	7.156	8.945
	BC	4.15	4.712	10.144	-7.156	0	7.073

Tableau III.24.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 6) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u' (KN/m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 6	AB	4.50	4.630	6.459	16.044	0	-8.896	12.202	12.555	16.509
	BC	4.15	4.630	6.459	13.011	-8.896	-5.026	5.589	12.696	14.107
	CD	3.30	4.630	6.459	8.188	-5.026	-4.172	3.922	9.874	10.239
	DE	3.60	4.630	6.459	9.877	-4.172	-5.745	4.733	11.421	10.520
	EF	3.52	4.630	6.459	9.794	-5.745	0	7.332	12.835	10.442

Tableau III.25.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 6) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_s' (KN/m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 6	AB	4.50	3.357	4.712	11.708	0	-6.450	8.920
	BC	4.15	3.357	4.712	9.420	-6.450	-3.644	4.283
	CD	3.30	3.357	4.712	5.978	-3.644	-3.025	2.725
	DE	3.60	3.357	4.712	7.209	-3.025	-4.165	3.780
	EF	3.52	3.357	4.712	7.145	-4.165	0	5.542

Les sollicitations maximales pour chaque type de poutrelles (voir tableaux ci-dessous)

Tableau III .26.Sollicitations maximales pour chaque type de poutrelles :

Poutrelles	Effort	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
Plancher étage 7 (terrasse Inaccessible)	M_t^{max}	12.261	8.945
	M_a^{inter}	-9.809	-7.156
	V_u^{max}	16.712	/
	M_a^{rive}	-2.452	-1.789
Plancher étage 1 à 6, RDC et entresol 1	M_t^{max}	13.144	11.155
	M_a^{inter}	-6.693	-5.692
	V_u^{max}	15.770	/
	M_a^{rive}	-2.314	-1.423
Les entresols 3et 2	M_t^{max}	11.364	8.240
	M_a^{inter}	-8.744	-6.269
	V_u^{max}	15.656	/
	M_a^{rive}	-1.727	-1.238

➤ **Ferraillage des poutrelles:**

On prend comme exemple pour le ferraillage la poutrelle type 1 du plancher des étages courants et RDC qui est sollicité par les efforts suivants :

À l'ELU :

$M_t = 13.144 \text{ KN.m}$

$M_a^{int} = -6.693 \text{ KN.m}$

$M_a^r = -2.314 \text{ KN.m}$

$V_u = 15.770 \text{ KN}$

à l'ELS :

$M_t = 11.155 \text{ KN.m}$

$M_a^{int} = -5.692 \text{ KN.m}$

$M_a^r = -1.423 \text{ KN.m}$

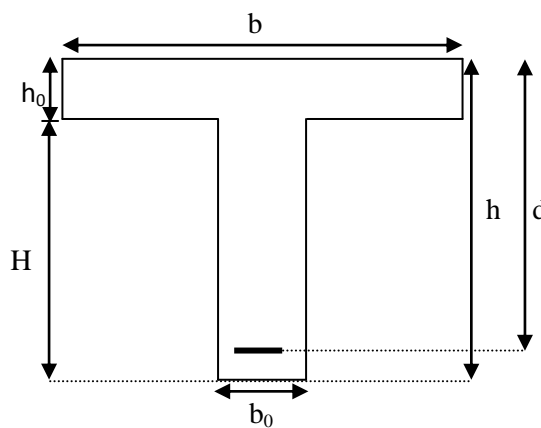


Figure III.6. Caractéristiques géométriques de la poutrelle

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 55\text{cm}$$

$$h_0 = 4\text{cm}$$

$$h = 20\text{cm}$$

$$H = 16\text{cm}$$

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

$$d = 18\text{cm}$$

Calcul à l'ELU

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

si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{Tu} : Le moment équilibré par la table de compression.

• Calcul de la section d'armatures longitudinales

- Ferrailage en travée

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_{tu} = 0.55 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

$$M_{tu} = 49.984\text{KN.m}$$

$M_{tu} = 49.984\text{KN.m} > M_u = 12.851\text{KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13.144 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.052 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.064$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.064) = 0.175\text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{13.144 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 2.158\text{cm}^2.$$

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

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer} \text{ (ArtA.4.2.1 [1]).}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.55 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.195 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ donc la condition vérifiée.

On opte pour 3HA10 avec $A = 2.36 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.693 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.145$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.145}) = 0.196$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.196) = 0.165 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{6.693 \times 10^{-3}}{0.165 \times 348} = 1.165 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a \text{ donc la condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA12+1HA10 avec $A = 1.92 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.314 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.050$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.050}) = 0.064$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.064) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_{riv} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.314 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.379 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a$ donc la condition vérifiée.

On opte pour 1HA10 avec $A=0.79 \text{ cm}^2$.

Vérifications àELU :

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.1.2.1.1 [1]).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ (FPN)}$$

$$V^{\max} = 15.770 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{15.770 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.876 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ donc la condition vérifiée.

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

➤ **Ferraillage transversal**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 10 \text{ mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{ 200 / 35, 100 / 10, 10 \} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement S_t :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

1). $S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$

2). $S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad \text{(III-9) (Art A.5.1.2.2) [4]}$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites).

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.876 - 0.3 \times 2.1)} = 130.081m$$

$$St \leq 130.081cm$$

$$3). St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.10 \times 0.4} = 0.57m = 57cm$$

$$St = \min(1; 2; 3)$$

On prend : $St = 15cm$.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure:**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ (ArtA.5.3.2 [1])

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.225 \times 15.770 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.55 \times 0.04} = 0.995 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \text{ donc la condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

➤ **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

Appuis de rive :

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u = 0$. On doit vérifier que : $A_l \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$1.15 \times 15.770 \times 10^{-3} / 400 = 0.453 cm^2$$

$A_l > 0.453 cm^2$ donc la condition est vérifiée

$$\text{Or } A_l = 2HA8 + 1HA10 + 1HA10 = 2.59 cm^2 > 0.453 cm^2$$

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A_l = -0.734 cm^2 < 0$$

$$\text{Or } A_l = 2HA8 + 1HA10 + 1HA10 = 2.59 cm^2 > -0.734 cm^2$$

Remarque : Au niveau de l'appui intermédiaire V_U est négligeable devant M_u (y'a pas d'influence sur les A_l)

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

Vérification de la bielle

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

Avec : $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$V_u = 15.770 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 108.135 \text{ kN} > 15.770 \text{ kN}$ donc la condition est vérifiée.

Vérifications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- ✓ Vérification des contraintes.
- ✓ Vérification de la flèche. $qzs < qz$

➤ **Vérification des contraintes:**

En travée :

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.55 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$\Rightarrow H = -5.56 \text{ m}^3$ $H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure) \Rightarrow calcule comme une section en T

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ (Art A.4.5.2 [1]).

Calcul de y $\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0$

$$0,05 \times y^2 + [(0,55 - 0,10) \times 0,04 + 15 \times 2,36 \times 10^{-4}] \times y - [(0,55 - 0,10) \times \frac{0,04^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 10^{-4} \times 0,18] = 0$$

$$0.05y^2 + 0.021y - 9.97 \times 10^{-4} = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 4.3 \text{ cm}$

Calcul de I:

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

$$I = \frac{55 \times 4.3^3}{3} - \frac{(55 - 10)}{3} \times (4.3 - 4)^3 + 15 \times 2.36 \times (18 - 4.3)^2 \Rightarrow I = 8101.449 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{11.155}{8101.449} \times 4.3 \times 10^3 \Rightarrow \sigma_{bc} = 5,920 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée.

En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = -5.692 \text{ KN.m} ; A = 1,92 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0,55 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 1,92 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04)$$

$H = 0.368 \text{ cm}^3 > 0$ L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera en section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 7,62 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4577.874 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 9,474 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc la Condition vérifiée.

Appuis de rive

$$M_{ser} = -1,423 \text{ KN.m}; A = 0,79 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0,55 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 0,79 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04)$$

$\Rightarrow H = 2,741 \text{ cm}^3$ L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera en section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 5,445 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2406,003 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1,423 \times 5,445 \times 10^3}{2406,003} = 3,220 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche.**

BAEL 91(Article B.6.5) et le **CBA 93**.

Si l'une de ses trois conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow$ non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{450}{500} = 0.90cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

➤ **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 4.3 \text{ m} ; I = 8101.449cm^4$$

Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d\right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s = 55 \times 20 + 15 \times 2.36 = 1135.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1135.4} \times \left(\frac{55 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 \right) = 10.249 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.249 \Rightarrow V_2 = 9.751 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{55}{3} \times (10.249^3 + 9.751^3) + 15 \times 2.36 \times (9.751 + 2)^2 = 41623.111 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 41623.111 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots \text{ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm}^4\text{))}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = 3.173 \dots\dots\dots \text{déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.269 \dots\dots\dots \text{déformation différée.}$$

➤ **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_i = 32164.19 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 1/3 \times E_i \dots\dots\dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$E_v = 10721.40 \text{ MPa.}$$

Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 1.88 = 1.222 \text{ KN / m.}$$

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.28 = 3.432 \text{ KN / m.}$$

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.28 + 1.5) = 4.407 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.222 \times 4.50^2}{8} = 2.319 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.432 \times 4.50^2}{8} = 6.515 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.407 \times 4.50^2}{8} = 8.366 \text{ KN.m}$$

➤ **Contraintes :**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{2,319 \times (0.18 - 0,043) \times 10^5}{8101.449} \Rightarrow \sigma_{js} = 58.823 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{6.515 \times (0.18 - 0.043) \times 10^5}{8101.449} \Rightarrow \sigma_{gs} = 165,258 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{8,366 \times (0.18 - 0.043) \times 10^5}{8101,449} \Rightarrow \sigma_{gs} = 212.210 \text{MPa}$$

➤ **Inerties fictives (I_f) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,013 \times 58,823 + 2.1} = 0.287$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,013 \times 165,258 + 2.1} = 0.554$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,013 \times 212,210 + 2.1} = 0.720$$

$$I_{ij}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{ig}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{ip}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{vg}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$I_{ij}^f = \frac{1.1 \times 41623,111}{1 + 3,173 \times 0,287} = 23963,257 \text{cm}^4$$

$$I_{ig}^f = \frac{1.1 \times 41623,111}{1 + 3,173 \times 0,554} = 16601,901 \text{cm}^4$$

$$I_{ip}^f = \frac{1.1 \times 41623,111}{1 + 3,173 \times 0,720} = 13838,590 \text{cm}^4$$

$$I_{vg}^f = \frac{1,1 \times 41623,111}{1 + 1,269 \times 0,554} = 26884,746 \text{cm}^4$$

➤ Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ijser} = \frac{2,319 \times 4,50^2}{10 \times 32164,19 \times 23963,257} \times 10^7 = 0,060 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{6,515 \times 4,50^2}{10 \times 32164,19 \times 16601,901} \times 10^7 = 0,247 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{8,366 \times 4,50^2}{10 \times 32164,19 \times 13838,590} \times 10^7 = 0,380 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{6,515 \times 4,50^2}{10 \times 10721,40 \times 26884,746} \times 10^7 = 0,457 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,457 - 0,060 + 0,247 - 0,380 = 0,264 \text{ cm} < 0,900 \text{ cm}$$

La condition de la flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Le ferrailage des autres types des poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.27. Ferrailage des différents types de poutrelles a l'ELU :

	Position	M ^{max} (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
Terrasse inaccessible	Travée	12.261	0,048	0,062	17.6	2.013	1,195	3HA10=2.36
	Appuis riv	-2.452	0,053	0,068	17.5	0,402	0,217	1HA10=0,79
	Appuis int	-9.809	0,213	0,668	13.2	2.135	0,217	1HA12+1HA14=2.67
Les entresols 3 et 2	Travée	11,364	0,044	0,056	17,5	1,866	1,195	3HA10=2.36
	Appuis riv	-1,727	0,034	0,043	17,6	0,251	0,217	1HA10=0,79
	Appuis int	-8,744	0,190	0,668	13.2	1,915	0,217	1HA12+1HA14=2.67

Remarque : Le ferrailage transversal adopté pour les différents étages est : A_t=2HA6=0.57cm²

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales est : S_t=15cm

Tableau III.28.Vérification au cisaillement :

Type	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure
			Rive	Intermédiaire	
			$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	
	$V_u \leq 0,267 a.b_0.f_{c28}$	$\frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$			$\frac{V_u b_1}{0.9 \times db h_0} \leq \bar{\tau}_u$
Terrasse inaccessible	16.712<108.135	0.928<3.33	2.59>0.480	2.59>-1.258	1.055<3.33
Les entresols 3 et 2	15.656<108.135	0.869<3.33	2.59>0.450	2.59>-1.099	0.988<3.33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.29.Vérification des contraintes à l'ELS :

Niveau	Position	M _{ser} KN.m	As cm ²	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Vérification
Terrasse inaccessible	Travée	8.945	2.36	4.300	8101.449	4.747	15	vérifiée
	Appuis riv	1.789	0.79	5.445	2406.003	4.048	15	vérifiée
	Appuis int	7.156	2.26	8.110	8649.947	6.709	15	vérifiée
Les entresols 2et 3	Travée	8.240	2.36	4.300	8101.449	4.373	15	vérifiée
	Appuis riv	1.238	0.79	5.445	2406.003	2.801	15	vérifiée
	Appuis int	6.269	2.26	8.110	8649.947	5.877	15	vérifiée

Tableau III.30.Vérification de la flèche

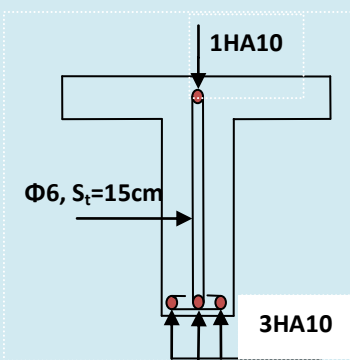
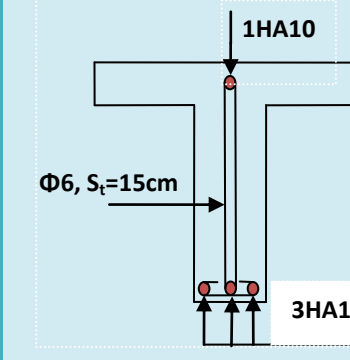
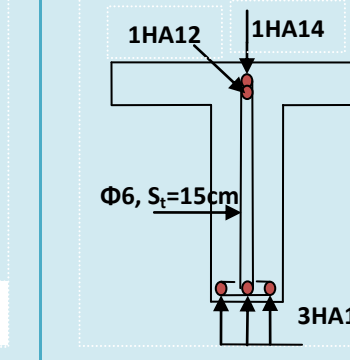
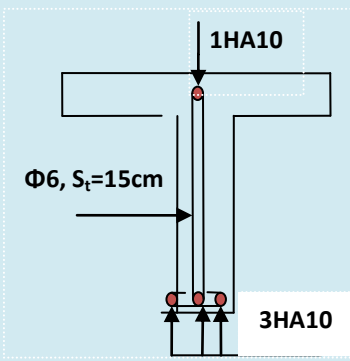
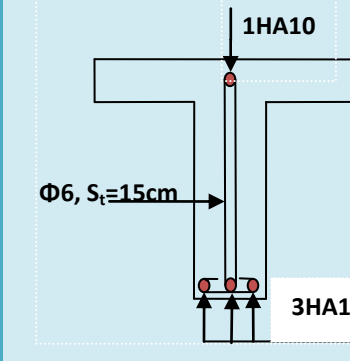
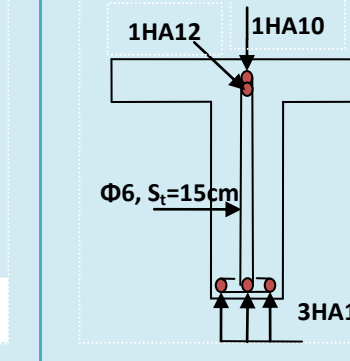
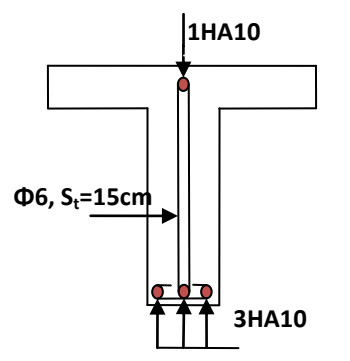
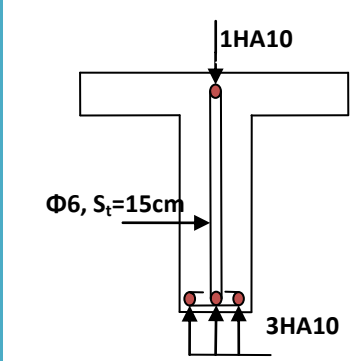
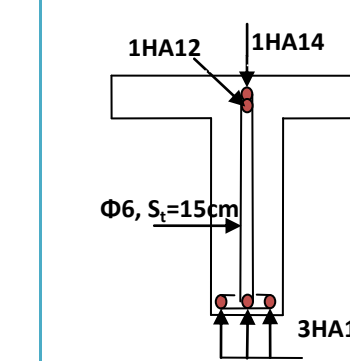
Plancher	Terrasse inaccessible	Les entresols
q _{jser} (KN/m)	1.850	1.222
q _{gser} (KN/m)	4,600	3.432
q _{pser} (KN/m)	4.710	4.407
M _{jser} (KN/m)	3.512	2.319

$M_{gser}(\text{KN/m})$	8.732	6.515
$M_{pser}(\text{KN/m})$	8.941	8.366
λ_v	1.269	1.269
λ_i	3.173	3.173
$\sigma_{sj}(\text{KN/m})$	89.084	58.823
$\sigma_{sg}(\text{KN/m})$	221.494	165.258
$\sigma_{sp}(\text{KN/m})$	226.795	212.210
μ_j	0.454	0,287
μ_g	0.730	0,554
μ_p	0.745	0,720
$I_{ij}(\text{cm}^2)$	18760.349	23963.257
$I_{ig}(\text{cm}^2)$	13806.217	16601.901
$I_{ip}(\text{cm}^2)$	13610.876	13838.590
$I_{vg}(\text{cm}^2)$	23767.719	26884.746
$f_{ij}(\text{mm})$	1.17	0.6
$f_{ig}(\text{mm})$	3.98	2.47
$f_{ip}(\text{mm})$	4.13	3.80
$f_{vg}(\text{mm})$	6.93	4.57
$\Delta f(\text{mm})$	5.91	2.64
$f_{adm}(\text{mm})$	9	9

Remarque : La flèche est vérifiée, le ferrailage est satisfait

➤ **Le ferrailage des poutrelles**

Tableau III.31. Les schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible			
Étage courant et RDC			
Les entresols			

➤ **Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.55}{235} \times 100 = 0.936 (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.468 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $5\text{TS6}/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 \perp \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

4TS 6/ml = 1.13 cm² // aux poutrelles ⇒ S_t = 25 cm < 30 cm.....vérifiée

Pour faciliter la mise en œuvre on adapte un TS Φ6 (150×150) mm²

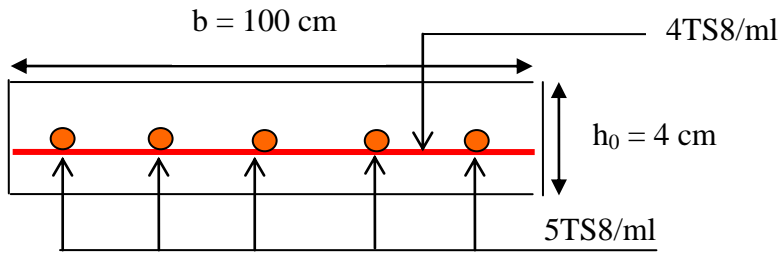


Figure.III.7. Schéma du ferrailage de la dalle de compression

III.3. Dalles pleines.

3.1. Données de différentes dalles.

Tableau III.32. Données des différents types de dalle pleine

Types	Nombre d'appuis	L _x (m)	L _y (m)	ρ	E L U		E L S	
					μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
D1	3	1.20	3.85	0.31	/	/	/	/
D2	3	1.20	3	0.4	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854
D3	3	1.30	3.3	0.39	/	/	/	/
D4	3	1.50	2.22	0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
D5	2	1.60	3	0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
D6	1	1.35	/	/	/	/	/	/
D7	4	1.50	3.80	0.39	/	/	/	/

3.2. Calcul des sollicitations.

3.2.1Dalle (D1) sur 03 appuis :

Il s'agit de panneaux de dalle qui repose sur 03 appuis :

G = 5.18KNm²

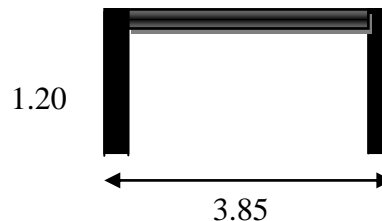
Q = 3.5KNm²

P_u = 1.35 × G + 1.5 × Q = 12.24KN.m

P_s = G + Q = 8.68KN.m

L_x = 1.20m

L_y = 3.85m



Il est de type dalle pleine appuyée sur trois appuis ; donc pour le calcul, on procède par la méthode des lignes de rupture.

$$\rho = \frac{1.20}{3.85} = 0,311 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{oy} = \frac{P * l_x^3}{6} \\ M_{ox} = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P * l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\text{On a : } l_x = 1.20m < \frac{l_y}{2} = 1.925m$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{oy} = \frac{P * l_x^3}{6} = 3.52KNm \\ M_{ox} = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P * l_x^3}{3} = 19.89KNm \end{cases}$$

Moments en travées :

$$M_x^t = 0.85M_x = 16.90KN.m$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 3KN.m$$

Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.4M_0^x = -7.95KN.m$$

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage est mené à la flexion simple de 1m (b = 1m).

En travée :

Sens X-X :

$$M_x^t = 16.90KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.082 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.082 \leq \mu_l = 0.3916$$

Les armatures comprimées sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.107$$

$$A_s = \frac{M_U}{d_x (1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 4.22cm^2$$

$$\text{Soit : } A = 4HA12 = 4.52cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$F_{e400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008, e \geq 12cm$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2cm^2 / ml$$

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$M_y^t = 3KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.015 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

Sens y-y : $\mu_{bu} = 0.015 \leq \mu_l = 0.3916$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.018$$

$$A_s = \frac{M_U}{d_x (1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 0.72cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2cm^2 / ml$$

$$A_s \leq A_{\min}$$

Donc on ferraille avec A_{\min} donc $A = 4HA8 = 2.01cm^2$.

Aux appuis :

$$M_a = 7.95KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.038 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.038 \leq \mu_l = 0.3916$$

Les armatures comprimées sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.049$$

$$A_s = \frac{M_U}{d_x (1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 1.95cm^2$$

$$\text{Soit : } A = 5HA8 = 2.51cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2cm^2 / ml$$

Tableau III.33. Les résultats de ferrailage de la dalle sur 03 appuis :

En travée				
Sens-x	A _{cal} (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A _{opt} (cm ² /m _l)	S _t (cm)
	8.77	1.12	6HA14=9.24	15
Sens-y	1.54	1.12	4HA8=2.01	25
En appuis				
Sens-x, Sens-y	3.89	1.12	5HA10=3.93	20

Vérification diverse :

Vérification l'effort tranchant :

✚ A l'ELU :

$$V_y = \frac{q_u * l_x * 1}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}}$$

$$V_x = \frac{q_u * l_x}{3}$$

$$V_y = 6.38 \text{ KN} \quad , \quad V_x = 4.90 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b * d}$$

$$\tau_{ux} = \frac{4.90 * 10^{-3}}{0.12 * 1} = 0,040 < 1,17 \text{ c'est vérifié.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{6.38 * 10^{-3}}{0,12 * 1} = 0,053 < 1,17 \text{ c'est vérifié.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

✚ A l'ELS :

La vérification de la contrainte dans le béton :

Selon x :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

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

$$y = 3.41\text{cm}$$

$$I = 6324.56\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.44\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

Sens x-x :

$$\frac{h_t}{l_x} > \max\left(\frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{11.95}{20 \times 14.06} = 0,042 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.003 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

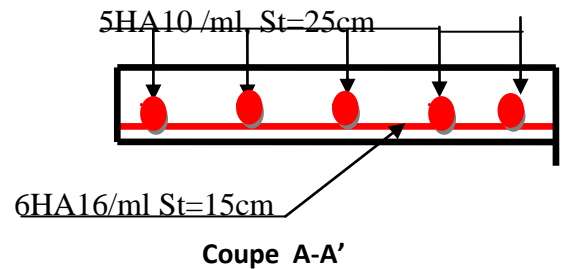
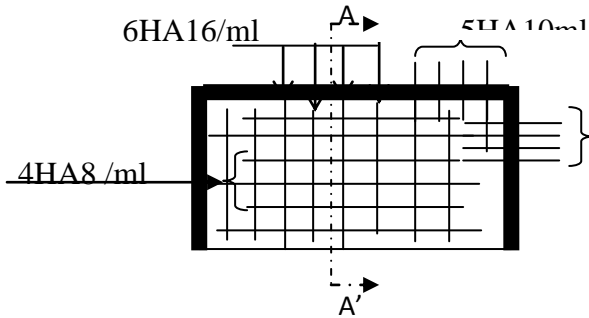
Sensy-y :

$$\frac{h_t}{l_x} > \max\left(\frac{M_t^y}{20 \times M_{0y}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{2.12}{20 \times 2.50} = 0,042 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 12} = 0.0017 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

➤ **Ferraillage :**



3.2.2. Dalle D5 sur 02appuis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \rho = 0.53 : \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$G = 5.18 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

🔧 **Calcul à l'ELU**

Calcul de chargement.

$$q_U = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 12.24 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 1.60 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x P_u L_x^2 = 2.90 \text{ KN/m} \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.725 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigés (réel)

$$\text{Moments en travées : } M_x^t = 0,85 M_x = 2.46 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_x = 0.615 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en appuis : } M_x^a = M_y^a = -0,4 \times M_x = -1.16 \text{ KN.m}$$

Calcul à l'ELS**Calcul de chargement**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 8,68 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 1,45 \text{ m} \Rightarrow M_{0x} = 2.13 \text{ KN/m}$$

Calcul des moments corrigés (réel)

$$\text{Moments en travées : } M_x^t = 1.81 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_y^t = 0.715 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en appuis : } M_x^a = M_y^a = -0,4 \times M_x = -0.852 \text{ KN.m}$$

Calcul de la section d'armatures

Le ferrailage de la dalle plein du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).

Calcul du ferrailage en travée

$$F.N \Rightarrow c \geq 3 \text{ cm} \text{ soit } c = 3 \text{ cm} \text{ ce qui donne } e - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,015 ; z = 0,119 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{2.46 \times 10^{-3}}{0,119 \times 348} = 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y = \frac{0.15 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

Condition non fragilité

Pour $\rho = 0.53 \geq 0,4$:

$$\text{Sens x : } A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \dots \text{ FeE400}$$

$$\text{Sens y : } A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_s < A_{x,y}^{min}$ donc on ferraille $A_{x,y}^{min}$

On choisit 5HA8=2,51cm²/ml.

L'espacement

$$S_t = 100/5 = 25 \text{ cm} \leq \min(2e, 25 \text{ cm})$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

Calcul du ferrailage en appuis

$$\mu_{bu} = \frac{1.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14,2} = 0,005 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,007 ; z = 0,1196 \text{ m}$$

$$A_a^x = A_a^y = \frac{1.16 \times 10^{-3}}{0,119 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_s < A_{x,y}^{min}$ donc on ferraille $A_{x,y}^{min}$

On choisit: 5HA8=2,51cm²/ml, St=20cm

➤ **Vérification**

🚦 **Vérification à l'effort tranchant**

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle :

La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.

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

Toutes les dalles sont coulées sans reprise de bétonnage..... Condition vérifiée.

$$V_u^x = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{12,24 \times 1.60}{2} \times \frac{3^4}{1.60^4 + 3^4} \Rightarrow V_u^x = 9.07 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} = \frac{9.07}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0,075 \text{ MPa} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots (2)$$

$$\tau_u \leq \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

🚦 **La vérification de la compression dans le béton et dans l'acier**

La contrainte dans le béton

Calcul de y

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times Y - 15 \times A \times d = 0 \quad y = 2,65cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 3911.80cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.18MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \rightarrow \sigma_{st} = 38.17MPa$$

$$\sigma_{st} = 38.17MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201,63MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation**

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

$$e \geq \max\left[\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 \times M_0}\right] \times l_x$$

$$A_s < \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

Sens X-X

$$e = 0.15m > 0,042m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s = 2,51 \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} = 6 \text{ cm/ml} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc : la condition vérifiées le calcul de la flèche est nécessaire

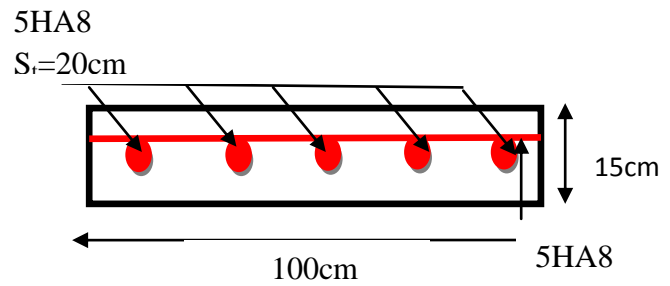
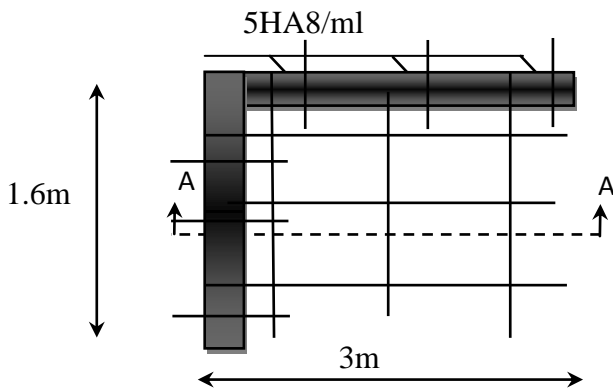
Sens Y-Y

$$e = 0.15 > 0,042 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s = 2,51 \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} = 6 \text{ cm/ml} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc : la condition vérifiées le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ Ferrailage :



3.2.3. Dalle D4 sur 03 appuis

L'épaisseur de la dalle est $e = 15 \text{ cm}$.

$$G = 5.18 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m.}$$

$$P_U = 1.35 * 5.18 + 1.5 * 3.5 = 12.24 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{2.22} = 0.67 > 0.4$$

⇒ La dalle travaille suivant les deux sens.

✚ Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments :

$$I_x = 1.5 > \frac{l_y}{2} = 1.11 \rightarrow M_x^0 = \frac{P * l_y^3}{24}$$

$$M_y^0 = \frac{P * l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P * l_x^3}{48}$$

$$M_x^0 = \frac{12.24 * 2.22^3}{24} = 5.57 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = 3.80 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments corrigés (réel)

$$M_x^t = 0.85 * M_x^0 = 4.73 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 * M_y^0 = 3.23 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = 0.4 * 5.57 = 2.23 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage est mené à la flexion simple de 1m (b = 1m).

En travée :**Sens X-X :**

$$M_x^t = 4.73 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.023 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.023 \leq \mu_l = 0.3916$$

Les armatures comprimées sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.029$$

$$A_s = \frac{M_U}{d_x (1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 1.15 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$F_{e400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008, e \geq 12 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e = 1.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_s < A_{\min}$$

Donc on ferraille $A_x^{\min} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, St=20cm

Sens y-y :

$$M_y^t = 3.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.016 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.015 \leq \mu_l = 0.3916$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.02$$

$$A_s = \frac{M_U}{d_x (1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 0.77 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_s \leq A_{\min}$ Donc on ferraille avec A_{\min} donc $A = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

Aux appuis :

$$M_a = 2.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.011 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.011 \leq \mu_l = 0.3916$$

Les armatures comprimées sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.014$$

$$A_s = \frac{M_U}{d_x(1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 0.54 \text{ cm}^2$$

$$A_s \leq A_{\min} \text{ Donc on ferraille avec } A_{\min} \text{ donc } A = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification de cisaillement :**

Charge répartie et $\rho > 0,4$

$$V_y = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}}$$

$$V_x = \frac{q_u * l_x}{3}$$

$$V_y = 9.93 \text{ KN} \quad , \quad V_x = 6.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b * d}$$

$$\tau_{ux} = 0,051 < 1,17 \text{ c'est vérifié.}$$

$$\tau_{uy} = 0,083 < 1,17 \text{ c'est vérifié.}$$

➤ **Les espacements :**

$$l_x : S_t \leq \min(3 * h_0, 33 \text{ cm}) \leq 33 \text{ cm.}$$

$$l_y : S_t \leq \min(4 * h_0, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$l_x : A = 5\text{HA}8 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$l_y : A = 5\text{HA}8 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

🌈 **Calcul à l'ELS :**

$$p_s = G + Q = 5.18 + 3,5 = 8.68 \text{ KN / m}$$

$$M_x^0 = 4.04 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = 2.70 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 3.43 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 2.30 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

On vérifie uniquement les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad , \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Tableau III. 34. Vérification des contraintes.

Sens	M_{ser}	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
X-X	3.43	2.51	2.65	3911.78	2.23	15	vérifié
Y-Y	2.30	2.51	2.65	3911.78	3.82	15	vérifié

Etat limite de déformation :

Sens x-x :

$$\frac{h_t}{l_x} > \max\left(\frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.125 > 0,042 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

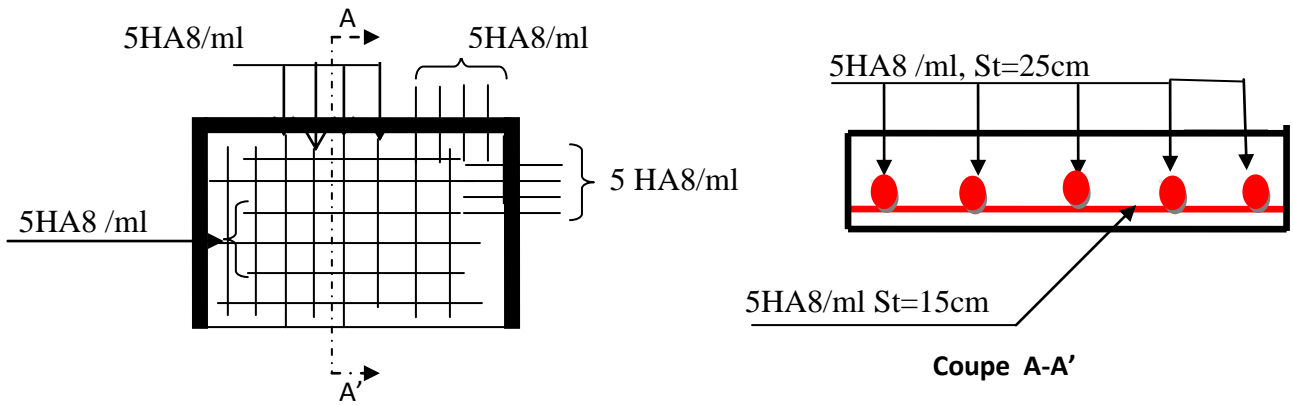
$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.51}{100 \times 12} = 0.002 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

Sensy-y :

$$\frac{h_t}{l_x} > \max\left(\frac{M_t^y}{20 \times M_{0y}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > 0,042 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.51}{100 \times 12} = 0.002 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.



3.2.4. Dalle D6 sur un seul appui

$L_x=135\text{cm}$; $L_y=385\text{cm}$

Pour une bande de 1m on a:

$q_u = 12.24\text{KN/ml}$

$P_u = 1.35 \times P = 1.35\text{KN}$

$P=1\text{KN}$ qui est le poids du garde-corps.(DTR B-C 2-2)

$q_s = (G+Q) \times 1 = 8.68\text{KN/ml}$.

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

Calcul des moments :

$$M_u = -\left(\frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l\right) = -\left(\frac{12.24 \times 1.35^2}{2} + (1.35 \times 1.35)\right) = -12.97\text{KN.m}$$

$$M_s = -\left(\frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \times l\right) = -\left(\frac{8.68 \times 1.35^2}{2} + (1 \times 1.35)\right) = -8.90\text{KN.m}$$

$V_u = q_u \times l + P_u = 12.24 \times 1.35 + 1.35 = 17.87\text{ KN}$

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Tableau.III.35. Calcul du ferraillage de la dalle du balcon type1

$M_u(\text{KN.m})$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{opté}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$	$A_r(\text{cm}^2/\text{ml})$
12.97	3.21	1.45	4H12=4.52	25	4HA8=2.01

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

$V_u = 17.87\text{KN}$

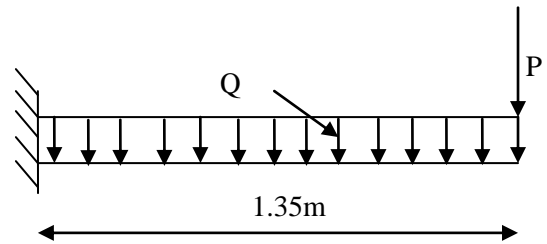


Figure.III.11.schéma statique de la dalle sur un seul

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.15 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st})

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \frac{d - y}{y} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times 1.6\right)$$

Tableau.III.36.vérification des contraintes

M _{ser} (KN)	y(m)	I(m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Obs
9.25	3.1	4254.64	6.9	15	vérifiée	233.4	240	vérifiée

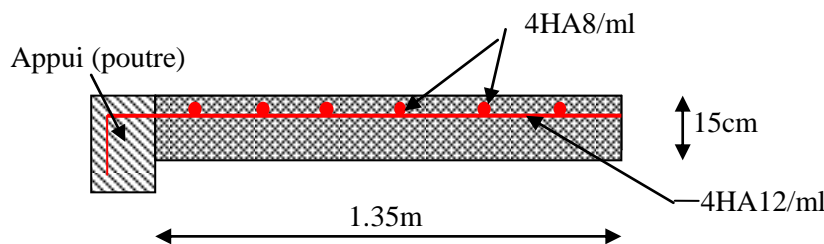
➤ **Etat limite de déformation :**

$$\frac{h_t}{l_x} > \max\left(\frac{M}{20 \times M_0}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.11 > 0,03 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.004 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

➤ **Schéma de ferrailage :**



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

Tableau III.37. Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types	Sollicitations						
	ELU				ELS		
	$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	V_x (KN)	$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)
D2	13.63	3.65	6.41	5.22	9.62	2.60	4.53
D3	10.50	3	4.93	4.90	7.60	2.17	3.57
D7	1.76	/	1.17	6.70	1.27	/	0.85

Tableau III.38. Vérification de l'effort tranchant.

Type	V_{ux} (KN)	τ_{ux} (MPA)	$\frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28}$	Observation
D2	5.22	0.043	1.17	Vérifiée
D3	4.90	0.040	1.17	Vérifiée
D7	6.70	0.056	1.17	Vérifiée

Tableau III.39. Calcul du ferrailage à l'ELU.

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D2	X-X	13.63	0.067	0.116	3.37	1.2	5HA10 = 3.93
	Y-Y	3.65	0.018	0.115	0.91	1.2	5HA8 = 2.51
	appui	6.41	0.031	0.116	1.60	1.2	5HA8 = 2.51
D3	Y-Y	10.50	0.006	0.12	2.51	1.2	5HA8 = 2,51
	appui	3	0.002	0.119	0.72	1.2	5HA8 = 2,51
	Appui	4.93	0.003	0.12	1.18	1.2	5HA8 = 2,51
	x-x	1.76	0.009	0.119	0.43	1.2	5HA8 = 2,51
	y-y	/	/	/	/	/	/
	Appui	1.17	0.006	0.120	0.28	1.2	5HA8 = 2,51

Tableau III.40. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de La Dalle	M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.	
D3	x-x	9.62	3.22	5657.23	5.50	Vérifiée	2.24 < 201,63	Vérifiée
	y-y	2.60	2.65	3911.8	1.78	Vérifiée	1.22 < 201,63	Vérifiée
	Appui	4.53	2.65	3911.8	7.53	Vérifiée	5.32 < 201,63	Vérifiée
D4	x-x	7.60	2.65	3911.8	5.15	Vérifiée	2.7 < 201,63	Vérification
	y-y	2.17	2.65	3911.8	1.50	Vérifiée	7.80 < 201,63	Vérification
	appui	3.57	2.65	3911.8	2.42	Vérifiée	0.13 < 201,63	Vérification
	x-x	1.27	2.65	3911.8	1.10	Vérifiée	2.3 < 201,63	Vérification
	y-y	/	/	/	/	/	/	/
	appui	0.85	2.65	3119.8	1.77	Vérifiée	0.18 < 201,63	Vérification

➤ Evaluation de la flèche

Tableau III.41. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Type	e (cm)	$\max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x$ (cm)	Obs.	A_t (cm ²)	$\frac{2bd_x}{f_e}$ (cm ²)	Obs.
D2	15	5.4	Vérifiée	3.93	6	Vérifiée
D3	15	5.1	Vérifiée	2.51	6	Vérifiée
D7	15		Vérifiée	2.51	6	Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Remarque

La longueur des chapeaux aux appuis est calculée comme suit :

$$L_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(l_a; \frac{l}{4} \right) \dots \text{travée de rive} \\ \left(l_a; \frac{l}{5} \right) \dots \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec, $l \parallel L_1$

$$l_a = \begin{cases} 0,4 l_s & \text{si barres HA} \\ 0,6 l_s & \text{si barres RL} \end{cases}$$

l_s : Longueur de scellement = 40Ø

$$\text{Donc, } \begin{cases} L_1 = 1\text{m pour les travées de rives} \\ L_1 = 0,70\text{cm pour les travées intérieures} \end{cases}$$

➤ Schéma de Ferrailage :

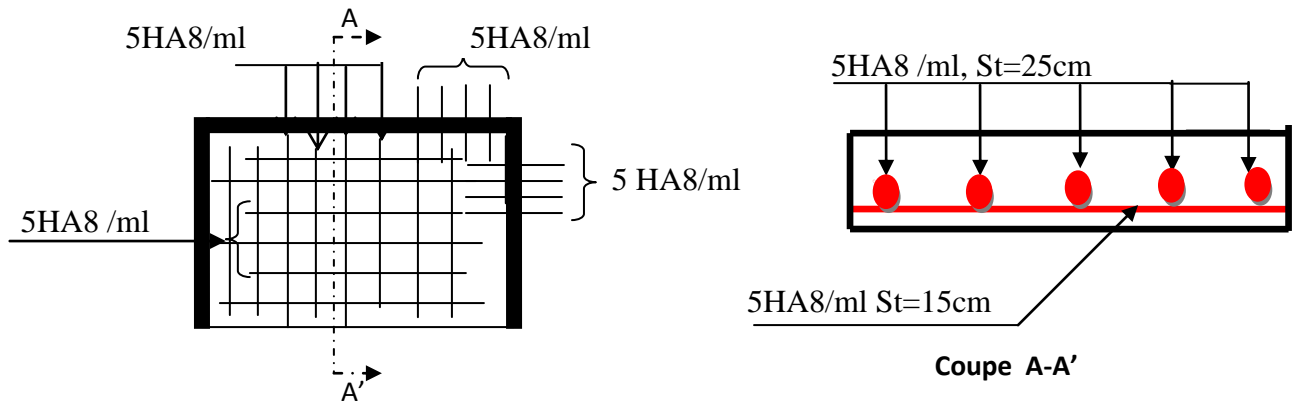
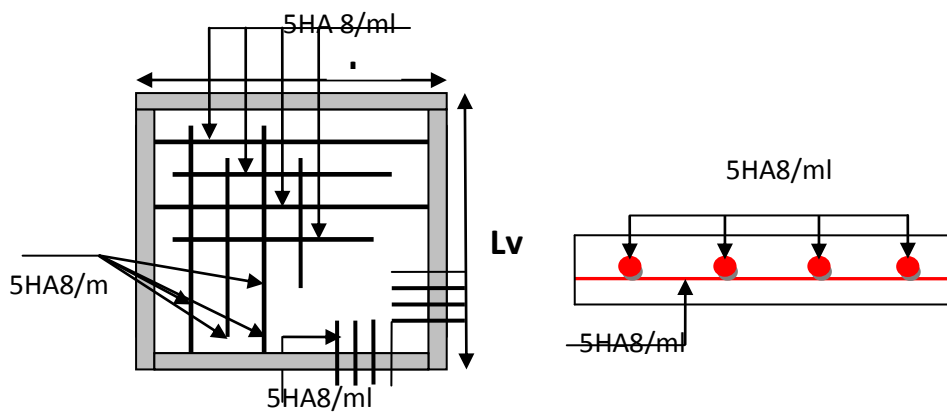


Figure. III.13. Schéma du ferrailage sur trois appuis.

➤ Schéma de ferrailage palier de dalle



III.4. Etude de la poutre de chaînage

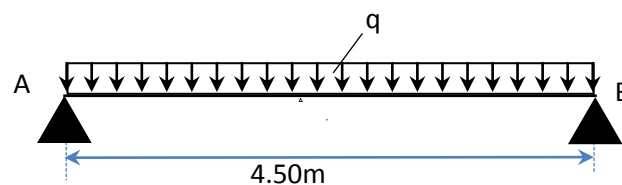


Figure III.15. Schéma statique de la poutre de chaînage

➤ Dimensionnement :

D'après le RPA99 (Art 9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, nous avons créé des poutres de chaînage pour reprendre les poids des doubles cloisons, et on choisit de chaînage de 30*30 et on vérifie ces dimensions à la flèche.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

- Poids propre : $G_p = 25 \times 0.30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/ml}$
- Poids murs double cloison : $G_{D.M} = 2,48 \times (2,9 - 0,3) = 6,45 \text{ KN/ml}$

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35(G_p + G_{D.M}) = 11,75 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_p + G_{D.M} = 8,7 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\alpha = 0$$

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

$$\text{D'où, } M_t = 0,7M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 14,60 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 10,80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Tableau III.42. Moments et ferraillages correspondant.

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	14.60	A	0.044	0.056	0.274	1.70	0.97	4HA8 = 2.01
Appui	10.93		0.032	0.041	0.275	1.13		4HA8 = 2.01

➤ **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A5.1.1)**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 32,85 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,391 \text{ MPa}$$

$$\text{F.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,15f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Armatures transversales**

On fixe St = 15 cm puis on calcule A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$$

Soit un cadre $\phi 6$ + un étrier $\phi 6 \rightarrow A_t = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

➤ Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau III.43. Vérification des contraintes

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
En travée	10.80	7.20	20021.40	$3.90 \leq 15$	$1.70 \leq 201,63$	Vérifiée
En appui	8.08	7.20	20021.40	$2.90 \leq 15$	$1.26 \leq 201,63$	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} > 22.07 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 2.51 \text{ cm}^2 < 8.82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

3) $L = 4.5 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Les trois conditions sont vérifiées implique qu'il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

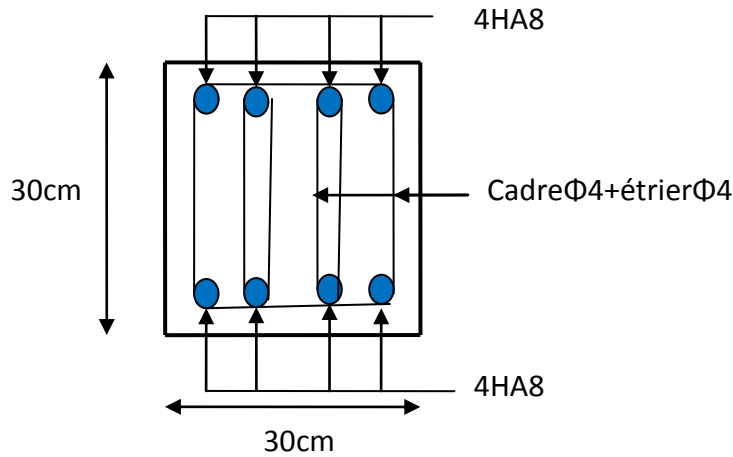


Figure III.16. Schéma de ferrailage de la Poutre brisée

III.5. Etude des escaliers :

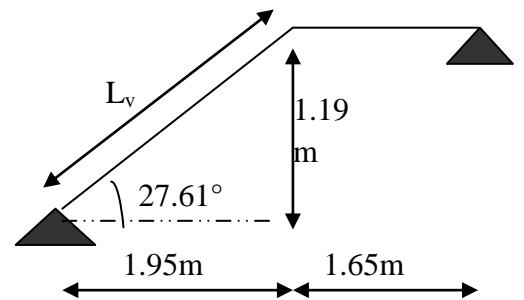
5.1. Type de les étage courants (volée 1 et 3) :

Ce type d'escalier est composé de :

Un palier d'épaisseur 15cm

Trois volées parallèles d'épaisseur 15cm.

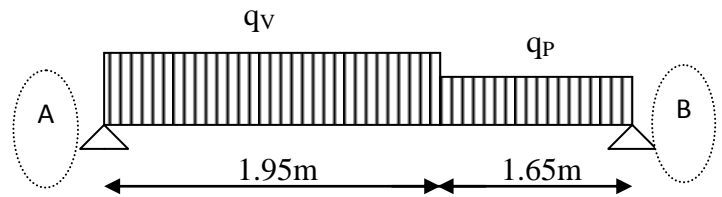
Giron de 30cm et la hauteur de la marche 17cm



➤ Calcul des charges :

Volée : $G_v = 8.23\text{KN/m}^2$; $Q = 2.5\text{KN/m}^2$

Palier : $G_p = 5.18\text{KN/m}^2$



L'ELU :

$$q_u = 1,35G_v + 1,5Q_v$$

$$q_{uv} = (1,35 \times 8,23 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 14,86\text{KN} / \text{ml}$$

$$q_{uv} = 14,86\text{KN} / \text{ml}$$

$$q_p = (1,35 \times 5,18 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,743\text{KN} / \text{ml}$$

$$q_p = 10,743\text{KN} / \text{ml}$$

L'ELUS :

$$q_{sv} = G_v + Q_v$$

$$q_{sv} = (8,23 + 2,5) \times 1 = 10,73\text{KN} / \text{ml}$$

$$q_{sv} = 11,010\text{KN} / \text{ml}$$

$$q_p = (5,18 + 2,5) \times 1 = 7,680\text{KN} / \text{ml}$$

$$q_p = 7,680\text{KN} / \text{ml}$$

Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

➤ Calcul des réactions d'appuis :

$$\text{L'ELU : } \sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 14,86 \times 1,95 + 10,74 \times 1,65 = 46,70\text{KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow (14,86 \times 1,95 \times 0,975) + (10,743 \times 1,65 \times 2,77) - (R_B \times 3,60) = 0$$

$$\begin{cases} R_B = 21,48\text{KN} \\ R_A = 25,22\text{KN} \end{cases}$$

L'ELUS :

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10,73 \times 1,95 + 7,680 \times 1,65 = 33,60\text{KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow (10,73 \times 1,95 \times 0,975) + (7,680 \times 1,65 \times 2,77) - (R_B \times 3,60) = 0$$

$$\begin{cases} R_B = 15,42\text{KN} \\ R_A = 18,18\text{KN} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

$0 \leq x \leq 1.95\text{m}$:

$$M_z = R_A \times x - q_v \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x = 0; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.95\text{m}; M_z = 20.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$0 \leq x \leq 1.65 \text{ m}$:

$$M_z = R_B \times x - q_p \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x = 0; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.65\text{m}; M_z = 20.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment max en travée :

$dM_z/dx = 0 \Rightarrow x = 1.70\text{m} \Rightarrow M_0^{\text{max}} = 21.40 \text{ KN.m.}$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_a = -0.5M_0^{\text{max}} = -10.70 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75M_0^{\text{max}} = 16.05 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Tableau.III.44. Sollicitations d’escalier des étages courants :

appui	Réaction (KN)		V(KN)	V _{max} (KN)	M ₀ max	
	ELU	ELS			ELU	ELS
A	25.22	18.04	25.22	25.22	21.40	15.16
B	21.48	15.04	21.48			

➤ Ferrailage :

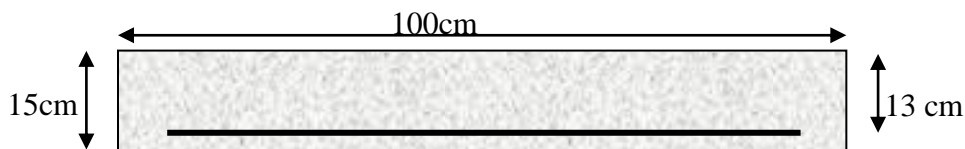


Figure III.17. Section d’escalier à ferrailer

Ferrailage longitudinale

- les fissurations sont considérées comme peu nuisibles.
- la section est soumise à la flexion simple.
- l’enrobage : $C \geq 1$ soit $C = 2\text{cm}$.

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.56 \text{ cm}^2$ vérifiée

En appui : $A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.56 \text{ cm}^2$ vérifiée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.45. Résultats de ferrailage des volées (1et 3) de l'étage courant

Zone	M_u (KNm)	μ_{bu}	α	z (cm)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_s (cm ² /ml)	S_t (cm)
Appui	-10.70	0.045	0.057	12.70	1.56	2.42	4HA10=3.14	25
Travée	16.05	0,067	0.088	12.54	1.56	3.70	4HA12=4.52	25

Armatures de répartition

En travée : $A_t \geq \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm² / ml

En appui : $A_t \geq \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_t = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm² / ml

➤ **Vérification de l'effort tranchant :** (T=24.01KN)

$$\tau_{bu} = \frac{T}{b \times d} = \frac{25.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0.17 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bu} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A_t \geq \left(T + \frac{M_u^a}{0,9 \times d} \right) \times \frac{y_s}{f_e} = \left(25.22 - \frac{10.70}{0,9 \times 0,13} \right) \times \frac{1,15 \times 10^{-3}}{400} = -1.90 \text{ cm}^2 < 0$$

➤ **Espacement des armatures :**

Armatures longitudinales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures transversales: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

En appliquant la méthode de la RDM de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M_0^{\max} = 15.16 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_a = -0.5 M_0^{\max} = -7.58 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75 M_0^{\max} = 11.37 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Tableau III.46. La vérification des contraintes :

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
travée	-11.37	3.48	7546.95	5.49	15	Vérifiée
appui	-7.58	2.97	5608.93	4.20	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

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

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

On a: h=15cm; L=360cm

$$\begin{cases} h / l \geq 1/16 \dots\dots\dots (1) \\ h / b \geq M_t / 10M_0 \dots\dots(2) \\ A / b.d. \leq 4,2 / f_c \dots\dots(3) \end{cases}$$

(1) : 0.0416 < 0.0625 condition non vérifiée.

La relation (1) n'est pas vérifiée ; donc on doit faire la vérification de la flèche.

La flèche admissible pour une poutre inférieure ou égale à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit : $f_{adm} = 3.60/500$

Le calcul des charges est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.47.Charges revenant l'escalier.

Désignation	q_g (KN/ml)	q_p (KN/ml)	q_j (KN/ml)
Palier	5.18	7.68	3.6
Volée	8.23	10.73	6.65

Le calcul de la flèche est résumé sur le tableau suivant :

Tableau III.48.Vérification de la flèche.

Moments (KN.m)	Contraintes (MPa)	μ	λ	Moment d'inerties fictives (cm ⁴)	f (mm)
$M_g=10.60$	406.13	0.861	$\lambda_i=2.84$	$I_{ji}=9591.81$	$f_{ji}=3.37$
$M_p=14.54$	556.45	0.896		$I_{gi}=9285.10$	$f_{gi}=4.56$
$M_j=8.09$	309.60	0.822	$\lambda_v=1.13$	$I_{gv}=16213.57$	$f_{gv}=7.83$
				$I_{pi}=9022.81$	$f_{pi}=6.43$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 6.33\text{mm} < f_{adm} = 3.60/500 = 7.2 \text{ mm} \dots \dots \text{ la flèche vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage de l'escalier

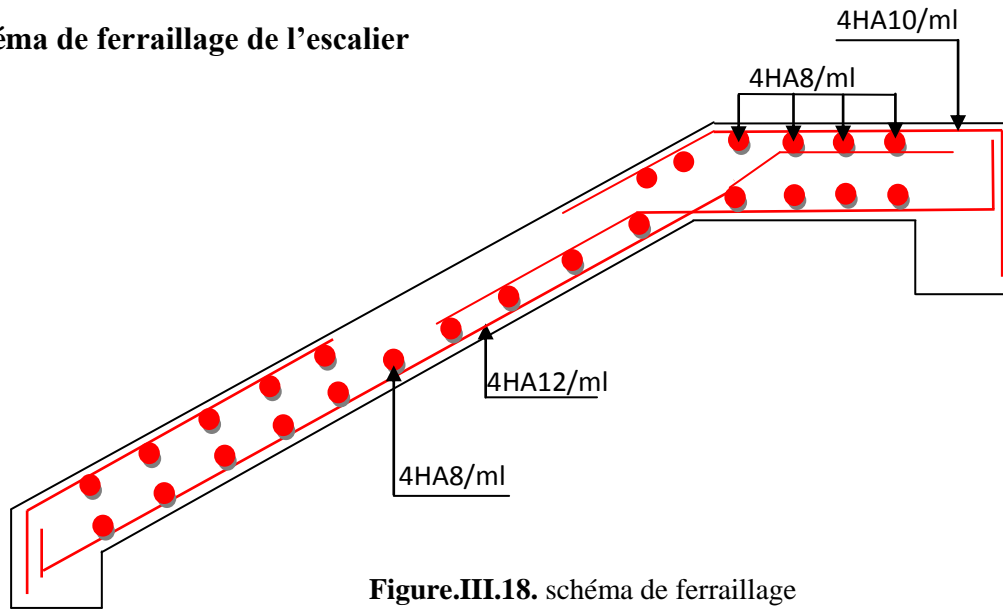


Figure.III.18. schéma de ferrailage

➤ **Volée 2**

La volée (2) est calculée comme une console

P : poids du garde de corps

$$P = H.e.\gamma = 20 \times 0.1 \times 1.50 = 3\text{KN}$$

$$P_v = 1.35 \times 3 = 4.05\text{KN}$$

$$q_v = 14.86\text{KN/m}^2$$

Le moment à l'encastrement :

$$M_{enca} = -[4.05 \times 1.50 + 14.86 \times 1.50 \times 0.75] = -22.80\text{KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_u = 4.05 + 14.86 \times 1.50 = 26.34\text{KN}$$

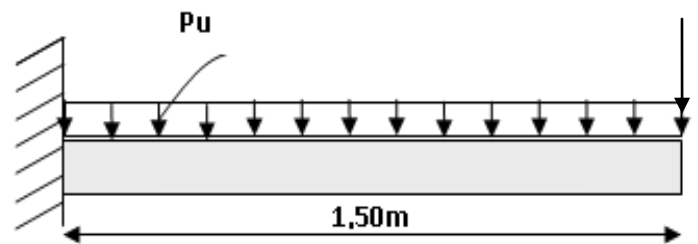


Tableau III.49. Résultats de ferrailage des volées (2) de l'étage courant

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (cm)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	A répartition (cm ² /ml)
22.80	0.111	0.150	12.22	5.36	1.6	5HA12/ml 5.65	4HA8/ml 2.01

➤ **Vérification de l'espacement :**

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

$$S_t \leq \min (2,5 \times 13, 25\text{cm})$$

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

On a choisi 5HT12, soit $S_t = 100/5 = 20\text{cm}$ donc c'est vérifiée.

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

$$\tau_{bu} = \frac{T}{b \times d} = \frac{26.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0.202\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bu} = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales

Calcul à l'ELS :

$$P_s = 3\text{KN}$$

$$q_v = 10.74\text{KN/m}$$

$$M_{enca} = -[3 \times 1.50 + 10.74 \times 1.50 \times 0.75] = -16.60\text{KN.m}$$

➤ **Vérification de σ_{bc} :**

Tableau III.50. La vérification des contraintes :

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Console	-16.60	5.62	10532.67	8.85	15	Vérifiée

Pas de risque de fissuration du béton.

➤ **La flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l \geq 1/16 \dots \dots \dots (1) \\ A \leq 4,2 bd / f_e \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

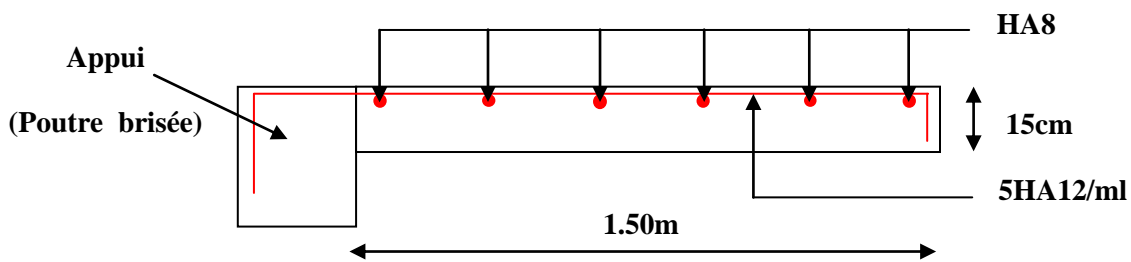
Commentaire : Les conditions sont vérifiées, Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

➤ **Ferraillage :**

$$A_{st}^x = 5\text{HA}12 = 5.65\text{cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{st}^y = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml.}$$

$$S_t = 20\text{ cm}$$



Calcul de la poutre brisée :

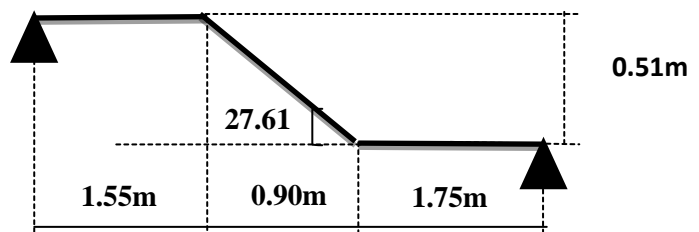
Dimensionnement :

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

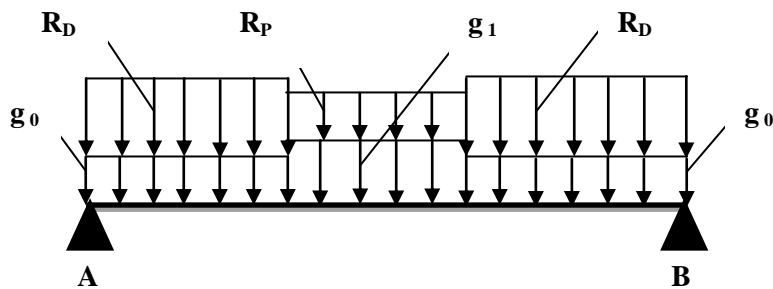
$$L=1.55+(0.90/\cos 27.61^\circ)+1.75=4.31\text{m}$$

$$431/15 \leq h \leq 431/10 \Rightarrow 28.73 \leq h \leq 43.1$$

Donc soit $h=40\text{ cm}$ et $b=30\text{ cm}$.



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



La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0=25 \times 0.4 \times 0.30=3\text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1=25 \times 0.4 \times 0.30/\cos 27.61^\circ=3.38\text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_D=24.52\text{KN/ml.}$$

$$R_P=24.30\text{KN/ml.}$$

➤ Calcul des sollicitations :

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau III.51. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

V_u (KN)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_i (KN.m)	M_T (KN)
69.57	73.05	36.52	54.80	115.08

➤ Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple :

Tableau III.52. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	54.80	0.089	0.117	0.362	4.35	1.08	Vérifiée
Appui	36.52	0.059	0.076	0.368	2.85		

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.1.2.1.1 [1]).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{69.57 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.610 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Donc la condition est vérifiée.

➤ Armatures transversales à la flexion simple :

Soit $St=20$ cm

$St=20$ cm < min (0.9 d ; 40 cm)=34.20 cm Condition vérifiée.

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{69.57 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.38} = 0,610 \text{ MPa}$$

On fixe $St = 20$ cm et on calcul A_{trans}

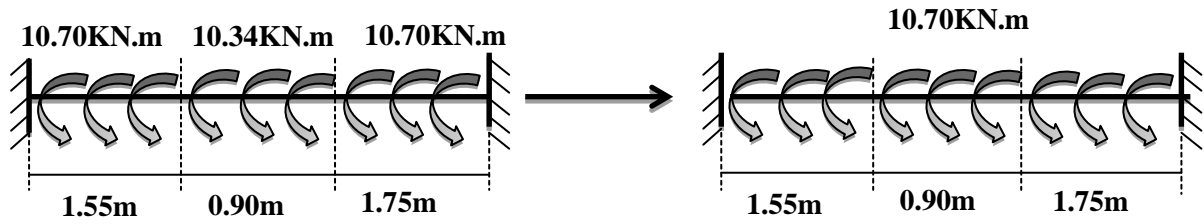
$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.60 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0.033 \text{ cm}^2$$

$A_{trans} = \max(0,60\text{cm}^2; -0,033\text{cm}^2)$, donc on prend $A_{trans}^{f.s} = 0,60 \text{ cm}^2$

➤ Calcul à la torsion :

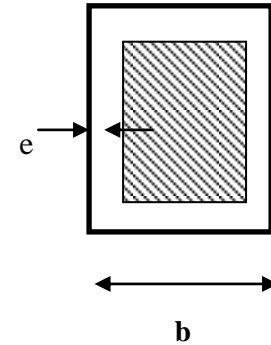
Le moment de torsion :



$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -10.70 \times \frac{4.2}{2} = -22.47 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{h}{6} = 6.67 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 777.60 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 140 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre prisé



Contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{22.47 \times 10^{-3}}{2 \times 0,07776 \times 0,05} = 2.90 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total} = \sqrt{\tau^{F.S}^2 + \tau^{tor}^2} = \sqrt{0,61^2 + 2.90^2} = 2.96 \text{ Mpa}$$

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

Ce qui donne : $\tau_{total} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

Armatures longitudinales en torsion :

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{22.47 \times 10^{-3} \times 1,4}{2 \times 0,07776 \times 348} = 5.81 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

$$\text{on fixe } St = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.83 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage de la poutre brisée :

$$\text{En travée: } A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 4.35 + \frac{5.81}{2} = 7.25 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA16 + 1HA14 = 7,57cm²

$$\text{En appui : } A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.85 + \frac{5.81}{2} = 5.75 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA12 + 2HA14 = 6.47cm²

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,60 + 0,83 = 1,43 \text{ cm}^2$

Soit $4\text{Ø}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier Ø8) chaque 20cm (St=20cm).

➤ Vérification à l'ELS

✓ Vérification des contraintes

Les contraintes sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.53. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	51.10	13.59	92757.66	7.50	15	Vérifiée
En appui	34.07	3.75	114373.05	1.12	15	Vérifiée

✓ La vérification des Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \iff h = 40\text{cm} > 31,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \iff 7,57 \text{ cm}^2 < 11,97 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3) $L = 4,2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

La vérification de la flèche est inutile.

➤ Schéma de ferrailage :

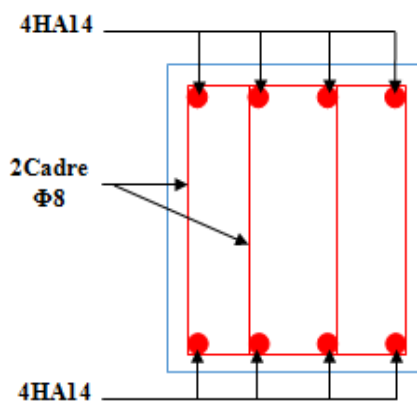


Figure III.33. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

5.2. Type 2 de trois entresoles (volée 1) :**Calcul des charges :**

$$\text{Volée : } G_v = 9.00 \text{KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Palier : } G_p = 5.18 \text{KN/m}^2$$

L'ELU :

$$q_u = 1,35G_v + 1,5Q_v$$

$$q_{uv} = (1.35 \times 9 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.90 \text{KN / ml}$$

$$q_{uv} = 15.90 \text{KN / ml}$$

$$q_p = (1.35 \times 5.18 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.743 \text{KN / ml}$$

$$q_p = 10.743 \text{KN / ml}$$

L'ELS :

$$q_{sv} = G_v + Q_v$$

$$q_{sv} = (9 + 2.5) \times 1 = 11.50 \text{KN / ml}$$

$$q_{sv} = 11.50 \text{KN / ml}$$

$$q_p = (5.18 + 2.5) \times 1 = 7.680 \text{KN / ml}$$

$$q_p = 7.680 \text{KN / ml}$$

Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

➤ Calcul des réactions d'appuis :**L'ELU :**

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 15.90 \times 2.17 + 10.74 \times 1.35 = 49.00 \text{KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow (15.90 \times 2.17 \times 1.08) + (10.743 \times 1.35 \times 2.84) - (R_B \times 3.52) = 0$$

$$\begin{cases} R_B = 22.28 \text{KN} \\ R_A = 26.71 \text{KN} \end{cases}$$

L'ELS :

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10.73 \times 2.17 + 7.680 \times 1.35 = 33.90 \text{KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow (10.73 \times 2.17 \times 1.08) + (7.680 \times 1.35 \times 2.84) - (R_B \times 3.52) = 0$$

$$\begin{cases} R_B = 15.51 \text{KN} \\ R_A = 18.40 \text{KN} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

$$0 \leq x \leq 2.17 \text{m} :$$

$$M_z = R_A \times x - q_v \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x = 0; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.17\text{m}; M_z = 20.52\text{KN.m} \end{cases}$$

0 ≤ x ≤ 1.35 m :

$$M_z = R_B \times x - q_p \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x = 0; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.65\text{m}; M_z = 20.30\text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment max en travée :

$$dM_z/dx = 0 \Rightarrow x = 1.70\text{m} \Rightarrow M_0^{\max} = 22.43\text{KN.m.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_a = -0.5M_0^{\max} = -11.21\text{KN.m} \\ M_t = 0.75M_0^{\max} = 16.82\text{KN.m} \end{cases}$$

Tableau .III.54.Sollicitations d’escalier des étages courants :

Appui	Réaction (KN)		V(KN)	V _{max} (KN)	M ₀ max	
	ELU	ELS			ELU	ELS
A	26.71	18.40	26.71	26.71	22.43	14.70
B	22.28	15.51	22.28			

➤ Ferrailage :

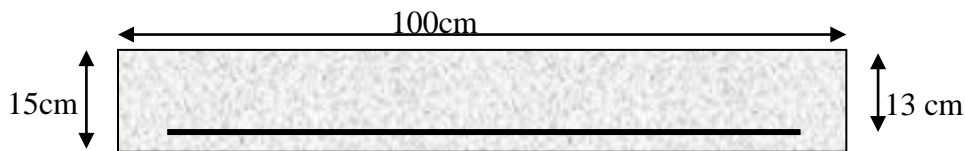


Figure.III.21. Section d’escalier à ferrailler

✚ Ferrailage longitudinale

- les fissurations sont considérées comme peu nuisibles.
- la section est soumise à la flexion simple.
- l’enrobage : C ≥ 1 soit C=2cm.

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

En travée : A_t = 3.14 cm² > A_{min} = 1.56 cm² vérifiée

En appui : A_a = 4.52 cm² > A_{min} = 1.56 cm² vérifiée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.55. Résultats de ferrailage des volées (1et 3) de l'étage courant

Zone	M_u (KNm)	μ_{bu}	α	z (cm)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_s (cm ² /ml)	S_t (cm)
Appui	-11.21	0.047	0.060	12.68	1.56	2.54	5HA12=5.65	20
Travée	16.82	0,070	0.090	12.52	1.56	3.64	4HA10=3.14	25

➤ **Armatures de répartition**

En travée : $A_t \geq \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm² / ml

En appui : $A_t \geq \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_t = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm² / ml

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (T=24.01KN)**

$$\tau_{bu} = \frac{T}{b \times d} = \frac{26.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0.20 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bu} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A_t \geq \left(T + \frac{M_u^a}{0,9 \times d} \right) \times \frac{y_s}{f_e} = \left(26.71 - \frac{11.21}{0,9 \times 0,13} \right) \times \frac{1,15 \times 10^{-3}}{400} = -1.98 \text{ cm}^2 < 0$$

➤ **Espacement des armatures :**

Armatures longitudinales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures transversales: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

En appliquant la méthode de la RDM de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M_0^{\max} = 14.70 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_a = -0.5 M_0^{\max} = -7.35 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75 M_0^{\max} = 11.02 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Tableau III.56. La vérification des contraintes :

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
travée	11.02	2.95	7104.70	4.57	15	Vérifiée
appui	-7.35	2.15	5644.11	2.80	15	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

On a: h=18cm; L=352cm

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=15 \text{ cm} < 16.68 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3.64 < 13.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

2) $L = 3.52 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

La relation (1) n'est pas vérifiée ; donc on doit faire la vérification de la flèche.

La flèche admissible pour une poutre inférieure ou égale à 5 mètres est définie par le BAEL91

comme suit : $f_{adm} = 352/500$

Le calcul des charges est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.57. Charges revenant l'escalier.

Désignation	q_g (KN/ml)	q_p (KN/ml)	q_j (KN/ml)
Palier	3.37	5.00	2.34
Volée	5.85	7.47	4.82

Le calcul de la flèche est résumé sur le tableau suivant :

Tableau III.58.Vérification de la flèche.

Moments (KN.m)	Contraintes (MPa)	μ	λ	Moment d'inerties fictives (cm ⁴)	f (mm)
$M_g=10.70$	182.10	0.650	$\lambda_i=2.84$	$I_{ji}=12634$	$f_{ji}=2.54$
$M_p=14.48$	246.43	0.726		$I_{gi}=11663.23$	$f_{gi}=3.53$
$M_j=8.32$	141.60	0.573	$\lambda_v=1.13$	$I_{gv}=19137.24$	$f_{gv}=7.65$
				$I_{pi}=10841.04$	$f_{pi}=5.14$

$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 6.72 \text{ mm} < f_{adm} = 352/500 = 7.04 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche vérifiée.}$

Schéma de ferrailage de l'escalier

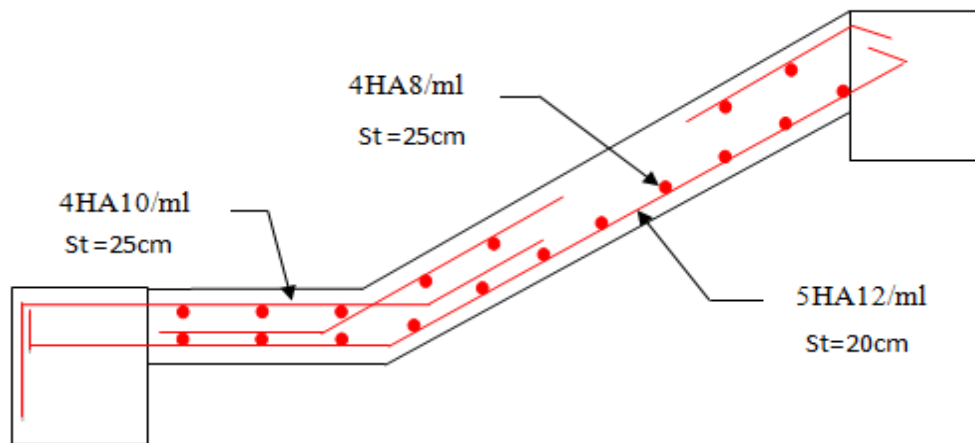
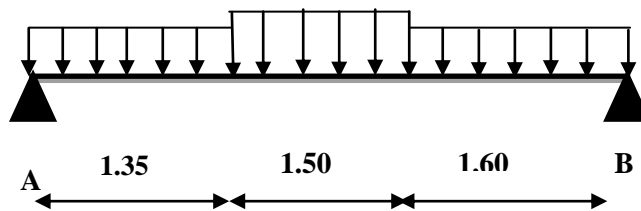


Figure III.22. Schéma de ferrailage de l'escalier type (1)

➤ Volée 3 :



$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 8,60 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{palier} \begin{cases} G_p = 5,18 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 15,36 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 10,74 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11,10 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 7,68 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 1,50 + q_p \cdot 2,95$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 27,16 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 19,51 \text{ KN} \end{cases}; \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 27,56 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 19,80 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.59. Sollicitations dans le deuxième type d'escalier (Type 2)

Appui	Réaction(KN)		V (KN)	V ^{max} (KN)	M _{0max}	
	ELU	ELS			ELU	ELS
A	27.56	19.80	27.56	27.56	35.36	25.52
B	27.19	19.51	27.19			

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,75M_{0u} = 26.52\text{KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -17.68\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (1\text{ml} \times e)$; la même chose pour le ferraillage aux appuis avec M_a^{max} .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.60.Ferraillage de l'escalier Type 2

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A ^{calculé} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	26.52	0.110	0.146	0.122	5.25	1.57	5HA12 = 5.65	20
appui	17.68	0.073	0.095	0.125	3.06	1.57	4HA12 = 3.14	25

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$; St = 25 cm

En appui : $A_{rep} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$; St = 25 cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 27.56 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,212\text{MPa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17\text{MPa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

On doit vérifier $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 25.52 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0.75 M_s^{max} = 19.14 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -12.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.61. Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	19.14	4.23	10338.62	7.83	15	Vérifiée
En appui	-12.76	3.57	7545.75	6.04	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

- 1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e = 17 \text{ cm} < 16.68 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- 2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 6.79 \text{ cm}^2 < 15.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- 2) $L = 4.45 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

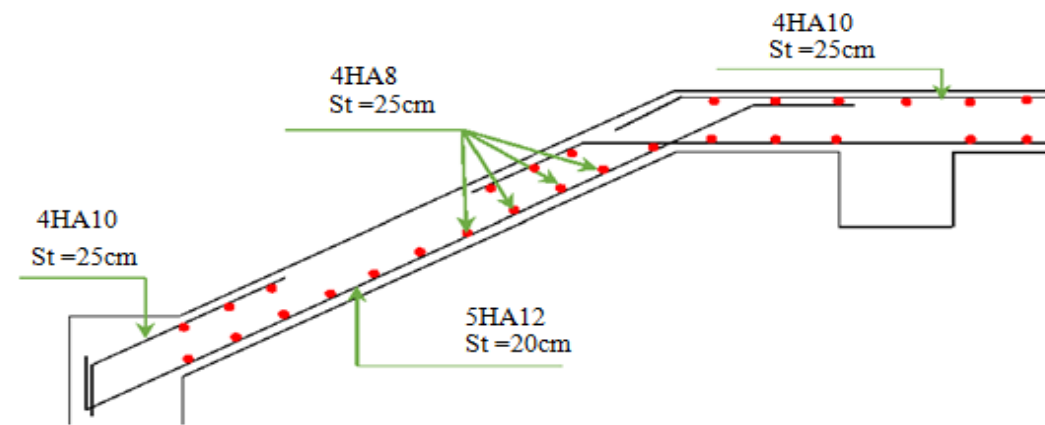


Figure III.31. Schéma de ferrailage de la 2^{ème} volée

➤ **Volée 2.**

La volée (2) est calculée comme une console

P : poids du garde de corps

$$P = H.e.\gamma = 20 \times 0.1 \times 1.50 = 3 \text{ KN}$$

$$P_v = 1.35 \times 3 = 4.05 \text{ KN}$$

$$q_v = 15.36 \text{ KN/m}^2$$

Le moment à l'encastrement :

$$M_{\text{enca}} = -[4.05 \times 1.50 + 15.36 \times 1.50 \times 0.75] = -23.35 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_u = 4.05 + 15.36 \times 1.50 = 27.09 \text{ KN}$$

Tableau III.62. Ferrailage de l'escalier volée 2

M_u (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (cm)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	A répartition (cm ² /ml)
23.35	0.097	0.128	12.33	5.44	1.6	5HA12/ml 5.65	4HA8/ml 2.01

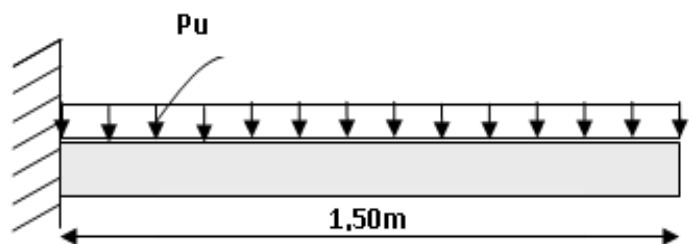
➤ **Vérification de l'espacement :**

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

$$S_t \leq \min (2.5 \times 13, 25 \text{ cm})$$

$S_t \leq 25 \text{ cm}$, On a choisi 5HT12, soit $S_t =$

$100/5 = 20 \text{ cm}$ donc c'est vérifiée.



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

$$\tau_{bu} = \frac{T}{b \times d} = \frac{27.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.208 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bu} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales

Calcul à l'ELS :

$$P_s = 3 \text{ KN}$$

$$q_v = 10.74 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{enca}} = -[3 \times 1.50 + 10.74 \times 1.50 \times 0.75] = -16.60 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification de σ_{bc} :

Tableau III.63. La vérification des contraintes :

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Console	-16.60	5.62	10532.67	8.85	15	Vérifiée

Pas de risque de fissuration du béton.

Vérification la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \dots\dots\dots (1) \\ A \leq 4,2 bd / f_e \dots\dots (2) \end{array} \right.$$

Commentaire : Les conditions sont vérifiées, Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

➤ Schéma de ferrailage :

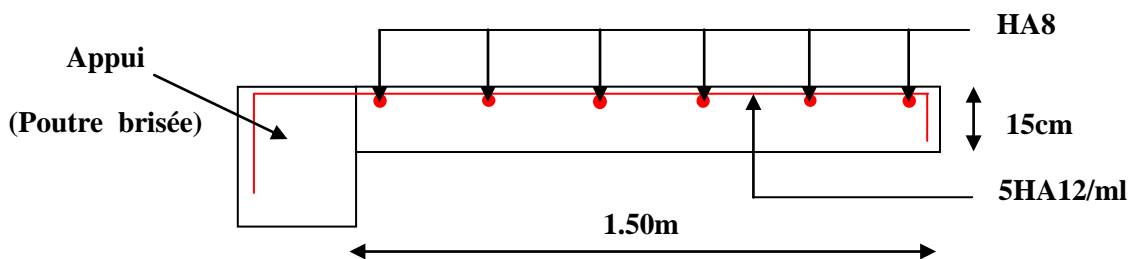


Figure III.24. Schéma de ferrailage de la volée 2 de l'escalier.

➤ Etude de la poutre palière

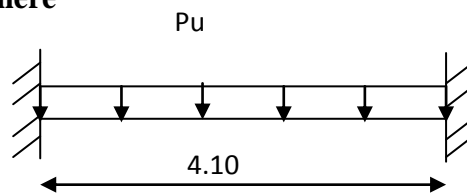


Figure III.25. Schéma statique de la poutre palière

➤ Dimensionnement

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 27.33cm \leq h \leq 41cm$$

➤ Exigences du RPA99/2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{array} \right. \quad \text{Donc, on prend : } (b * h) = (30 * 40) \text{ cm}$$

➤ Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3\text{KN/m}$
- Charge transmise de la paillasse: $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 27.16 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 19.51 \text{ KN/m} \end{cases}$
- Moment de torsion $M_{tor} = M_B \times l/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.
- **Calcul à la flexion simple**

Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} ELU: q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 31.21 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = g_0 + R_{Bs} = 22.51 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments : $M_t = \frac{q_u l^2}{24} = 21.86\text{KN.m}$

$$M_a = \frac{q_u l^2}{12} = 43.72\text{KN.m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_t = 21.86 \text{ KN.m} \\ M_a = -43.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant: $V_u = q_u \frac{l}{2} = 64 \text{ KN}$

➤ Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.64. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{FS}^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	21.86	0.011	0.014	0.377	1.67	1.37	Vérifiée
Appui	43.72	0.021	0.027	0.375	3.35		

➤ Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{64 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.38} = 0.561 \text{ MPa}$$

➤ Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0.086 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0.45 \text{ cm}^2; 0.086 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans}^{f.s} = 0.45 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion**

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -11.21 \times \frac{4.1}{2} = -23 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (étage courants).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \phi/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 6.67 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 777.60 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 140 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{23 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,07776 \times 348} = 5.10 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

$$\text{on fixe } St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.64 \text{ cm}^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{23 \times 10^{-3}}{2 \times 0,07776 \times 0,05} = 2.96 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,561^2 + 4.70^2} = 3.01 \text{ Mpa}$$

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

Ce qui donne : $\tau_{total} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale**

$$\text{En travée: } A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.67 + \frac{5.10}{2} = 4.22 \text{ cm}^2$$

Soit $3HA14 + 1HA14 = 6.16cm^2$

En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3.35 + \frac{5.10}{2} = 6 cm^2$

Soit $3HA14 + 2HA12 = 6.88cm^2$

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,64 = 1,10 cm^2$

Soit $4\emptyset8 = 2,01 cm^2$ (un cadre + un étrier $\emptyset8$) chaque 15cm (St=15cm).

➤ Vérification à l'ELS

✓ Vérification des contraintes

Les contraintes sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.65. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	15.76	12.52	79614.04	2.50	15	Vérifiée
En appui	31.53	13.10	86466	4.80	15	Vérifiée

✓ La vérification des Vérification de la flèche

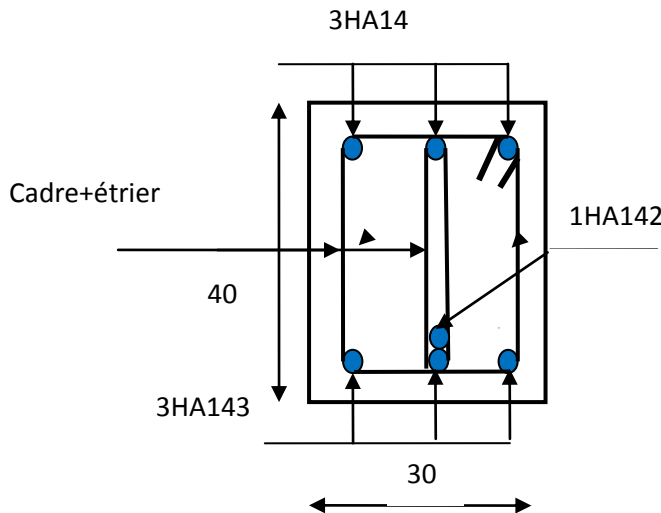
La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 40 cm > 21 cm \dots\dots\dots Vérifiée$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 6.88 cm^2 < 12 cm^2 \dots\dots\dots Vérifiée$

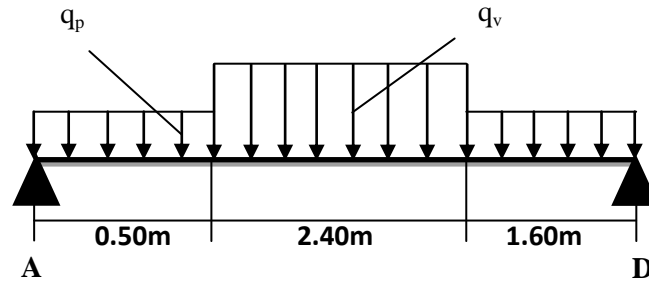
3) $L = 4.10m < 8 m \dots\dots\dots Vérifiée$

Les deux conditions sont vérifiées implique qu'il n'y a pas lieu de calculer la flèche.



5.3. Type 3 de deux entresoles :

- Schema statique:



- Calcul des sollicitations:

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 9.24 \text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 5.93 \text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 16.22 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 11.75 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11.74 \text{KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8.43 \text{KN/m} \end{cases}$$

- Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 2.40 + q_p \cdot 2.1$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 23.42 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 16.88 \text{ KN} \end{cases} ; \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 40.18 \text{KN} \\ \text{ELS: } 29 \text{KN} \end{cases}$$

- Calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.66. Sollicitations dans le deuxième type d'escalier (Type 3)

Appui	Réaction(KN)		V (KN)	V ^{max} (KN)	M _{0max}	
	ELU	ELS			ELU	ELS
A	40.18	29	40.18	40.18	68.70	49.87
B	23.42	16.88	23.42			

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,75 M_{0u} = 51.52 \text{KN.m} \\ M_{au} = - 0,5 M_{0u} = - 34.35 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (1ml \times e)$; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a^{max} .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.67. Ferrailage de l'escalier Type 3

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{calculé}$ (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	$A^{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	51.52	0.142	0.192	0.148	10.00	2.17	5HA16= 10.05	25
appui	34.35	0.094	0.124	0.152	6.50	1.57	6HA12 = 6.79	25

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 2.51 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/ml$; St = 25 cm

En appui : $A_{rep} = 1.70 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA10 = 3.14/ml$; St = 25 cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 40.18 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,251 \text{ MPa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Calcul à l'ELS.**

➤ **Vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\text{On doit vérifier } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 49.87 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0.75 M_s^{max} = 37.40 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -24.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.68. Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	37.40	5.60	22159	9.45	15	Vérifiée
En appui	-24.93	4.78	16461.24	7.24	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

- 1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=18 \text{ cm} < 16.87 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- 2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 10.05 \text{ cm}^2 < 16.80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- 2) $L = 4.50 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ **Schéma de ferrailage :**

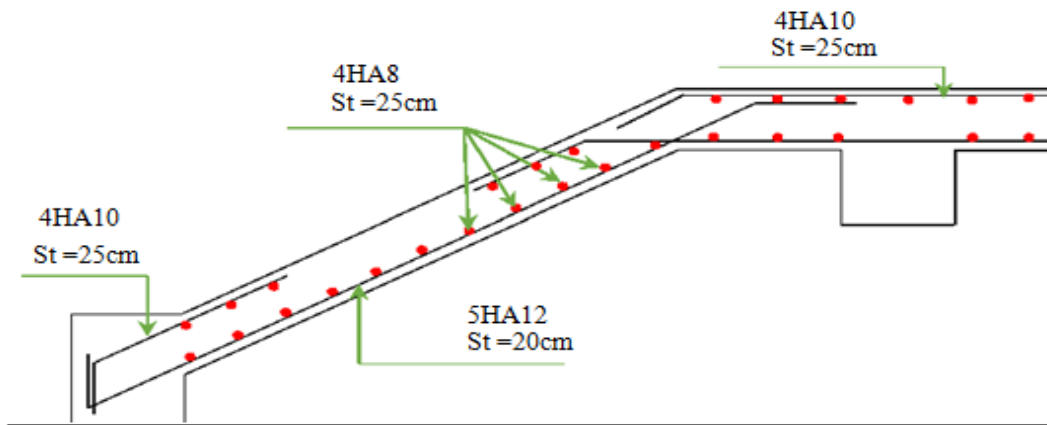


Figure III.27. Schéma de ferrailage de la 1 ;2^{ème} volée

III.6. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse).

6.1. Hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

6.2. Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

➤ **Charge verticale :**

Tableau III.69. Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

➤ **Charge horizontale (Charge sismique) :**

D'après le **RPA99/2003**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le.....**RPA99/2003 (Tableau 4 .1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8.....**RPA99/2003 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

Donc :

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213 \text{ m} \\ Y_G = 0.284 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.70. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Sollicitations	RPA 99/2003	E L U	E L S
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	0.9575	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = M_u / N_u$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max (2 \text{ cm} \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément = 60 cm

$$e_a = \max(2\text{cm}, 60/250) = 2\text{ cm} \quad [2]$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad (\text{RPA99/2003 Article A.4.3.5})$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576\text{m}$$

D'où : $e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390\text{m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 3.54\text{ KN.}$

$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380\text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage de l'acrotère :**

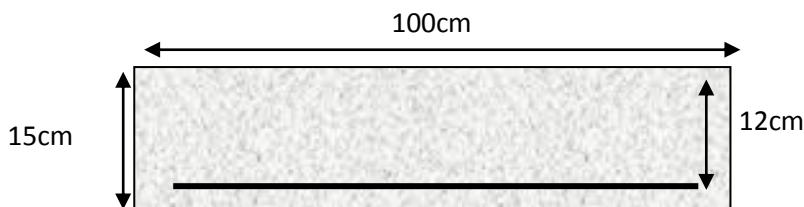


Fig. III.28.Section de l'acrotère à ferrailer.

Calcul à l'ELU :

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393\text{KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.116m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27cm^2$$

Vérification à l'ELU :

➤ **La condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.44cm^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 cm^2 / ml$.

➤ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ MPa .}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025cm^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13cm^2 / ml$$

➤ **Espacement :**

Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm.}$ On adopte $S_t = 30 \text{ cm.}$

Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm.}$ On adopte $S_t = 20 \text{ cm.}$

➤ **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$d = 0.12 \text{ m} ; N_{ser} = 2.6225 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m.}$$

$$c = -0.153 \text{ m} ; y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

➤ Schéma de ferrailage de l'acrotère.

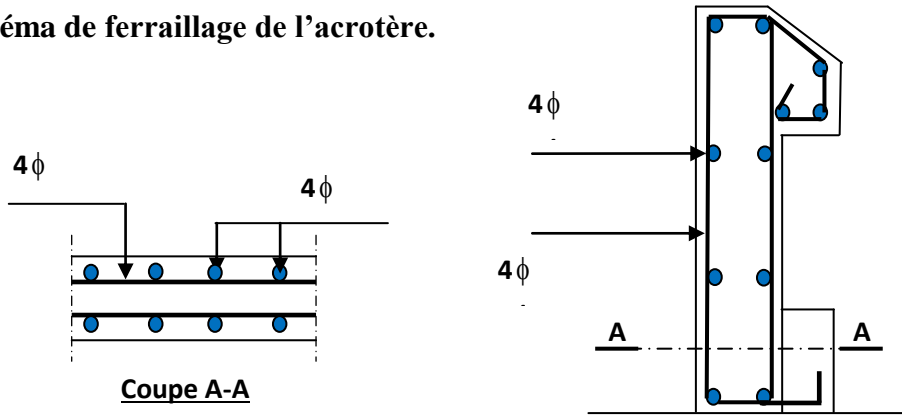


Figure III.29. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

III.7. Etude de l'ascenseur

7.1. Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle, donc on fixe une épaisseur **e=20cm**.

$l_x = 1,80 \text{ m}$ et $l_y = 1,80 \text{ m}$ donc une surface $S = 1,80 \times 1,80 = 3,24 \text{ m}^2$.

➤ Evaluation des charges et surcharges

▪ La charge permanente

Poids du revêtement en béton (e=5cm)..... $0,05 \times 22 = 1,1 \text{ KN/m}^2$.

Poids de la dalle en béton armé..... $0,2 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$.

Poids de la machine..... $G = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3,24} = 44,47 \text{ KN/m}^2$.

Le charge total c'est : $G_t = 50,85 \text{ KN/m}$.

▪ La charge d'exploitation..... $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

✚ Cas d'une charge répartie

Combinaisons des charges

L'ELU : $q_u = 1.35 \times G_t + 1.5 \times Q = 70,1516 \text{ KN/m}^2$.

L'ELS : $q_s = G_t + Q = 51,85 \text{ KN/m}^2$.

Calcul des sollicitations

✚ Cas d'une charge répartie

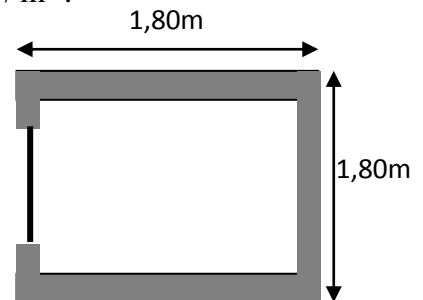


Figure III.30. Cage d'ascenseur.

Moments

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad (\text{Annexe5}) \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8,364 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8,364 \text{KNm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments réels**

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7,109 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 7,109 \text{KNm}$

En appui : $M_a^x = M_a^y$

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -2,509 \text{KNm}$$

➤ **Effort tranchants**

$$\rho = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{Flexion simple dans les deux sens :}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow V_x = V_y = q_u \times \frac{l_x}{3} = 42,09 \text{KN}$$

➤ **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 18\text{cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z_b = d(1 - 0,4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s}$$

Tableau III.71.Résultats de calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)
Appuis		2,509	0,0054	0,0068	0,179	0,40	1,6
Travées	x-x	7,109	0,015	0,019	0,178	1,15	1,6
	y-y	7,109	0,015	0,019	0,178	1,15	1,6

On calcule A_{min} :

$$e = 20\text{cm}; ; b = 100\text{cm} ; \rho = 1 ; \rho_0 = 0,0008$$

$$\left. \begin{matrix} e > 12\text{cm} \\ \rho > 0,4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1,6\text{cm}^2 / \text{ml.} \\ A_{min}^y = 1,6\text{cm}^2 / \text{ml.} \end{cases}$$

➤ **Calcul des espacements**

Sens x-x': $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ On adapte $S_t = 25cm$.

Sens y-y': $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ On adapte $S_t = 25cm$.

Tableau III.72. Résultats de calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	M_t (KN.m)	M_a (KN .m)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_t^{adp} (cm ² /m l)	A_a^{adp} (cm ² / ml)
Sens x-x'	7,109	2,509	1,15	1,6	0,40	1,6	4HA10=3,14	4HA10=3,14
Sens y-y'	7,109	2,509	1,15	1,6	0,40	1,6	4HA10=3,14	4HA10=3,14

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{42,09 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,233MPa < 1,25MPa \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\nu = 0.2$$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 51,85KN / m^2$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow M_0^x = M_0^y = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7,408KNm$$

Correction des moments

$$M_{tser}^x = M_{tser}^y = 0,85 \times M_0^x = 7,297KNm$$

➤ **Vérification des contraintes**

Etat limite de compression de béton $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

Sens x-x' = Sens y-y' :

$$A_x = A_y = 3,14cm^2, b = 100cm, d = 18cm, y = 10,18cm, I = 69611,745 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0,920MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

 **Cas d'une charge concentrée**

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

Calcul du rectangle d'impact ($u \times v$)

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

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

On a une vitesse $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm$

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- 0,75 si le revêtement moins de résistance
- 1 si le revêtement béton, ce qui le cas pour cette dalle.

Donc : $\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \end{cases}$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 43 + 15 + 6,3 = 64,3KN$

$P_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 64,3 = 86,805KN$

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins Annexe II

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ e $\rho = 1,00$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{110}{180} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0,61 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{110}{180} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,61 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 0,07; \begin{cases} \frac{u}{l_y} = \frac{110}{180} \Rightarrow \frac{u}{l_y} = 0,61 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{110}{180} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,61 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 0,07$$

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

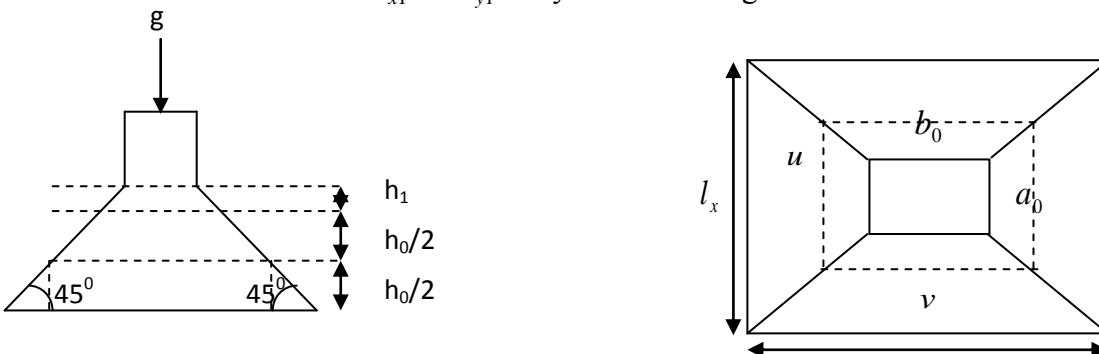


Figure III.31. Schéma représentant la surface d'impact. l_y

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 86,805 \times 0,07 = 6,076 \text{KNm} \\ M_{y1} = 86,805 \times 0,07 = 6,076 \text{KNm} \end{cases}$$

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

$$q_u = 1.35 \times 6,1 + 1,5 \times 1 = 9,73 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,1607 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1,1607 \text{KNm}$$

➤ **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont : $\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,24 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,24 \text{KNm} \end{cases}$

Pour tenir compte de l'encastrement

En travée : $M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_{0x} = 6,15 \text{KNm}$

En appui : $M_{ax} = M_{ay} = -0,3 M_{0x} = -2,17 \text{KNm}$

➤ **Ferrailage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 18 \text{cm}$ et $d_y = 18 \text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.73. Résultats des calculs

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN. m)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_t^{adp} (cm ² /m l)	A_a^{adp} (cm ² / ml)
Sens x-x'	6,15	2,17	0,98	1,6	0,34	1,6	4HA10=3,14	4HA10=3,14
Sens y-y'	6,15	2,17	0,98	1,6	0,34	1,6	4HA10=3,14	4HA10=3,14

➤ **Vérification à l'ELU :**

✚ **Vérification au poinçonnement**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (110 + 110) \Rightarrow U_c = 440 \text{ cm}; \quad Q_u = 86,805 \text{ KN}; \quad \gamma_b = 1,5.$$

$$Q_u = 86,805 \text{ KN} \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 660 \text{ KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

✚ **Vérification de l'effort tranchant** : $b=100 \text{ cm}$; $d_x=18 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} = 1,166 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = \frac{86,805}{3 \times 1,10} = 26,304 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0,146 \text{ MPa} < 1,166 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Calcul à l'ELS**

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 64,3 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 5,401 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 5,401 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6,1 + 1 = 7,1 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,846 \text{ KNm.} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,846 \text{ KNm} \end{cases}$$

✚ **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont

$$M_x = M_y = M_{x1} + M_{x2} = 5,401 + 0,846 = 6,247 \text{ KNm}$$

✚ **Correction des moments**

$$\text{En travée : } M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_{0x} = 5,31 \text{ KNm}$$

$$\text{En appui : } M_{ax} = M_{ay} = -0,3 M_{0x} = -1,874 \text{ KNm}$$

➤ **Vérification des contraintes**

- **Etat limite de compression de béton** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Sens x-x' = Sens y-y' :

$$A_x = A_y = 3,14 \text{ cm}^2, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad d = 18 \text{ cm}, \quad y = 10,18 \text{ cm}, \quad I = 69611,745 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0,776 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

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

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Vérification de la flèche : (BAEL91 (Art.L.IV.10))

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0,x}}\right) \Leftrightarrow \frac{20}{180} = 0,11 > 0,042 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b_0 \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 18} = 0,0017 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche

➤ Schéma de ferrailage

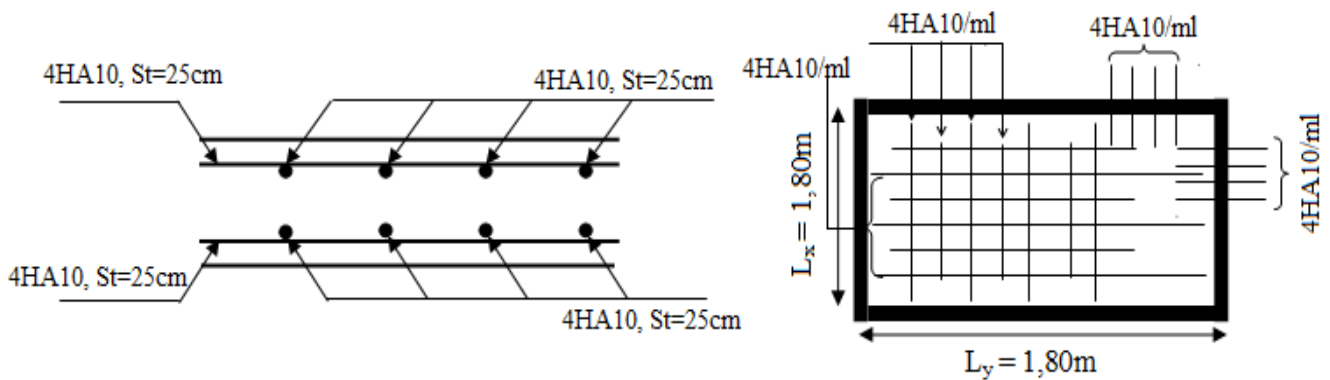


Figure III.31. Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

III.8. Conclusion

Dans ce chapitre, il a été question en premier lieu de choisir une disposition des poutrelles des planchers en corps creux .Ce choix s’est fait en respectant le critères de la petite portée et celui de la continuité. Cette disposition à donner naissance à plusieurs types de poutrelles. Ces derniers ont été étudiés et donc ferrailé.

Dans notre structure, nous avons quatre type d’escalier, ces types a été étudié et ferrailé.

Nous nous sommes ensuite intéressés à l’acrotère. Ce dernier à été étudié à la flexion composée.

Un ferrailage adéquat a été adopté.

Le plancher du l’ascenseur est réalisée en dalle pleine ainsi que les différents portes à faux et balcons.

Ces dalles pleines ont fait l’objet d’étude dans ce chapitre

Chapitre IV

IV.1. Introduction

Un tremblement de terre est causé par la libération brutale d'énergie de déformation au niveau de la croûte terrestre. Cet ébranlement s'effectue le long des endroits bien spécifiques connus sous le nom de failles.

Ce phénomène est lié à la concentration des contraintes dues au mouvement des plaques tectoniques. La dislocation au niveau des failles libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre et provoquant un Tremblement de terre.

L'allure générale du mouvement provoqué par séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer et de la distance épacentrale.

La conception parasismique a comme but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques. Elle est basée sur le choix raisonné des formes et de la structuration du bâtiment, à partir des enseignements de l'expérience.

Accompagner d'un contrôle rigoureux de l'exécution sur le chantier.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.
- Le règlement parasismique Algérien (RPA 99) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon

Leurs groupes d'usages. A ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposés par un séisme modéré.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximum lors d'un séisme.

- L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible, c'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.
- L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, d'obtenir une

sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.3. Modélisation mathématique.

La modélisation revient à présenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de (DDL) fini, est qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (La masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation et la recherche d'un modèle simplifiée qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.4. Modélisation de la structure étudiée.

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux.etc.), dans les éléments structuraux, le logiciel de calcul par élément finis **SAP 2000** est utilisé.

IV.5. Critères de classification

5.1. Classification des zones sismique (RPA99 A 3.1)

Le territoire national est divisé en quatre (04) zone de sismicité, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Tableau IV.1. Classification des zones sismique

Zone O	sismicité négligeable.
Zone I	sismicité faible.
Zone IIa	sismicité moyenne.
Zone IIb	sismicité moyenne.
Zone III	sismicité élevée.

Notre projet se trouve dans la wilaya de *BEJAIA*

⇒ **Zone IIa** : sismicité moyenne.

5.2. Classification des ouvrages selon leur importance (RPA 99 A 3.2) :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité, cette classification préconise des seuils minimaux de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature de la destination de l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés.

Notre projet est un bâtiment à usage d'habitation ⇒ **Groupe 2**

Groupe 2 : Ouvrage courants ou d'importance moyenne :

Ouvrage non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tel que : Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m.

5.3. Classification des sites (RPA99 A.3.3) :

- **Catégories et critères de classification :**

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sites qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage.

On est en présence d'un site meuble (**S3**). Il est constitué de dépôts de sable et gravier très dense et/ou d'argile consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur.

5.4. Classification des systèmes de contreventement (RPA99 A 3.4) :

L'objet de la classification des systèmes structuraux est traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement **R**.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Notre projet consiste de choisir un *Systeme de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voiles*: Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

IV.6. Choix la méthode de calcul (RPA A 4.1)

6.1. Méthodes utilisables (RPA99 A 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies, Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV.7. Présentation de la méthode modale spectrale.

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

Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

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

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

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

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

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

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:

$$\checkmark \begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{cases} \Rightarrow A=0,15$$

- ✓ Dans le cas de notre projet, on opte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc on prendra $R = 5$ dans les calculs.

$$\checkmark Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

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

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Valeurs des pénalités sens x-x

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	observé	0
02	Redondance en plan	Non observé	0.05
03	Régularité en plan	observé	0
04	Régularité en élévation	Non observé	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	observé	0
06	Contrôles d'exécution	Non observé	0.1

Tableau IV.3. Valeurs des pénalités sens y-y

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	observé	0
02	Redondance en plan	Non observé	0.05
03	Régularité en plan	observé	0
04	Régularité en élévation	Non observé	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	observé	0
06	Contrôles d'exécution	Non observé	0.1

$$Q=1+(0,05+0,05+0+0+0+0.10)=1.2$$

Donc : **Qx = Qy= 1.20**

Remarque :

On a considéré que les deux derniers critères sont vérifiés.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

- 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 : $W = 29450.614\text{KN}$

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s RPA99/2003 (Formule 4.2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

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

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

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

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

D'où, $\eta = 0,82$

On a un site meuble S3 $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles / portique)

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases} \quad T_{exp} = 1.3 * T$$

$H = 36.66 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 20.00 \text{ m} \\ L_y = 22.70 \text{ m} \end{cases} \text{ Avec :}$$

Donc $\begin{cases} T_x = \min(0,737 \text{ s} , 0,959 \text{ s}) = 0.73 \text{ s} \\ T_y = \min(0,692 \text{ s} , 0,900 \text{ s}) = 0.69 \text{ s} \end{cases}$

$$T = 1.3 \min (T_1; T_2) \quad \text{Donc } \begin{cases} T_x = 0.951 \\ T_y = 0.89 \end{cases}$$

On opte : $\begin{cases} T_x = 0.73 \text{ s} \\ T_y = 0.69 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,58 \\ D_y = 1,65 \end{cases}$$

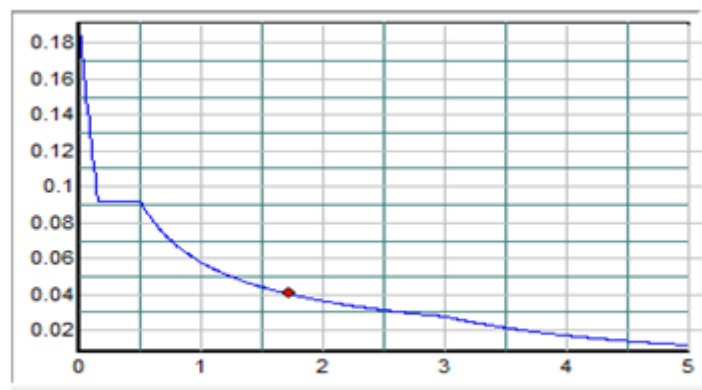
La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 1676.939 \text{ KN} \\ V_{yst} = 1749.23 \text{ KN} \end{cases}$$

7.1. Spectre de réponse de calcul.

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

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



Période T(sec)

Figure IV.1. Spectre de réponse

7.2. Résultats obtenus.

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V19, nous avons obtenus le model suivants :

7.3. Mode de vibration et taux de participation des masses.

Le coefficient de participation massique correspond au 1^{ier} 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.

➤ **Disposition des voiles de contreventement :**

La structure en 3D du bâtiment est donnée par la figure IV.2.

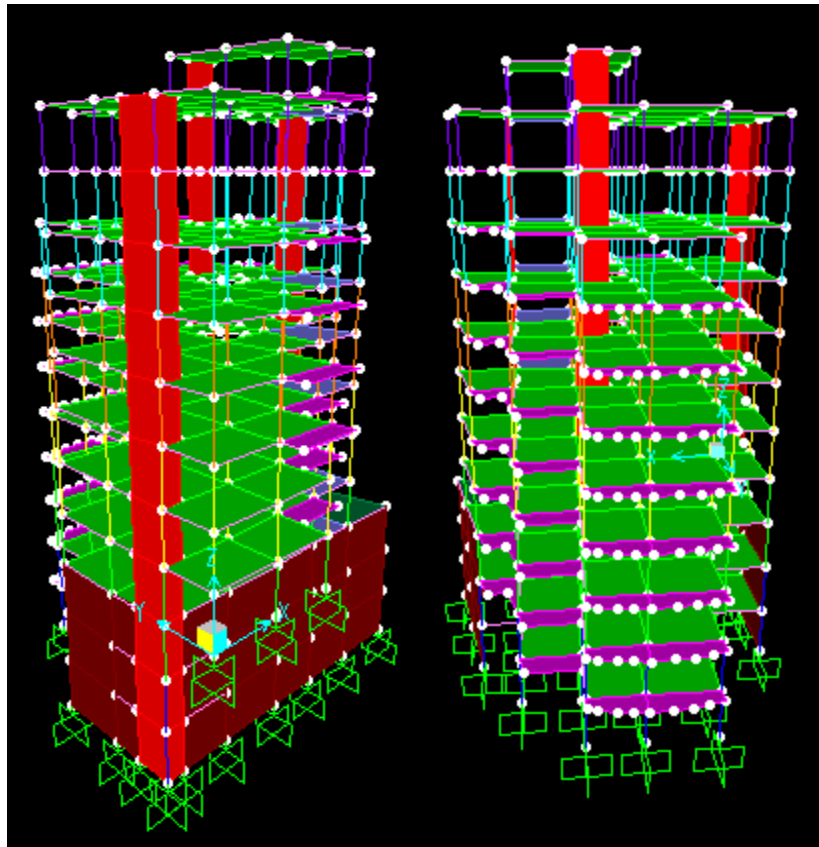


Figure IV.2. Vue en 3D du modèle obtenu par le logiciel SAP2000V14

La disposition des voiles en plan est montrée sur la figure IV.3

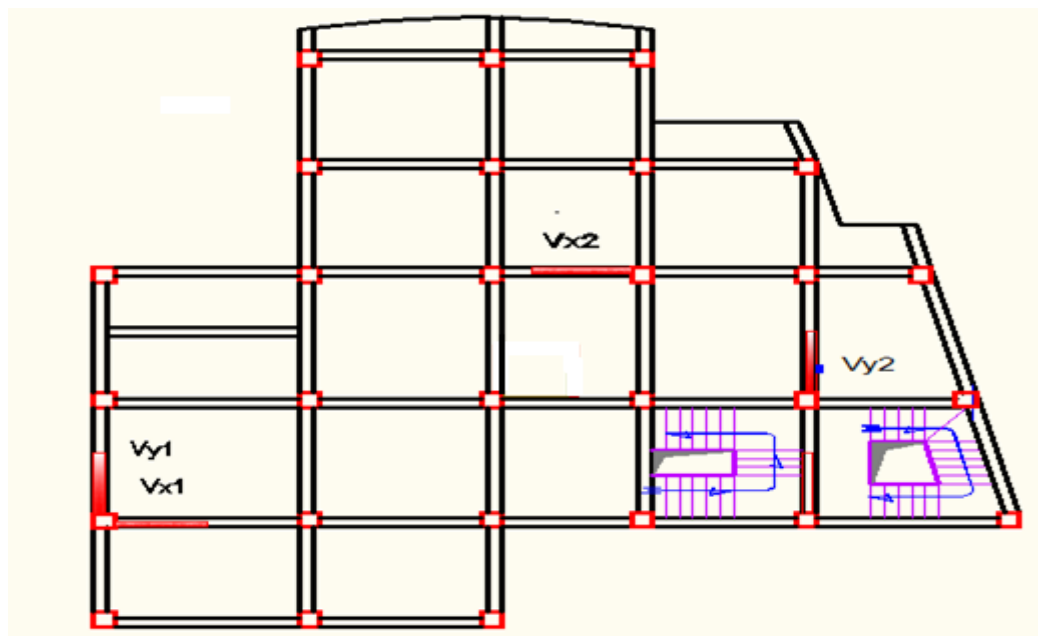


Figure IV.3. Sens de la disposition des voiles

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. Périodes et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0.900308	0.53478	0.02842	0.53478	0.319
2	0.796032	0.02919	0.5517	0.56397	0.321
3	0.650871	0.02608	0.0041	0.59005	0.58422
4	0.279235	0.01059	0.00431	0.69595	0.58853
5	0.24628	0.00599	0.10475	0.70194	0.69327
6	0.200803	0.00269	0.01825	0.70462	0.71152
7	0.148435	0.04606	0.00023	0.75069	0.71175
8	0.139008	0.00173	0.03172	0.75242	0.74348
9	0.125975	0.02151	0.00128	0.77392	0.74476
10	0.10885	0.00033	0.05311	0.77425	0.79787
11	0.105302	0.00003529	0.00026	0.77429	0.79813
12	0.097984	0.01928	0.00909	0.79357	0.80722
13	0.097038	0.00014	0.00005467	0.79372	0.80728
14	0.087576	0.00202	0.00134	0.79574	0.80862
15	0.086103	0.03818	0.00221	0.83393	0.81083
16	0.81814	0.0003	0.00038	0.83423	0.81121
17	0.081196	0.00054	0.00015	0.83477	0.81136
18	0.075715	0.000002854	0.00037	0.83477	0.81173
19	0.07359	0.0006	0.05666	0.83574	0.86839
20	0.070906	0.00048	0.01325	0.83622	0.88164
21	0.069229	0.03259	0.00269	0.8688	0.88434
22	0.068977	0.00556	0.00009282	0.87436	0.88443
23	0.067705	0.00055	0.00118	0.87491	0.8856
24	0.066512	0.0000133	0.00041	0.87492	0.88601
25	0.065435	0.00074	0.000001321	0.87566	0.88601
26	0.06488	0.00004926	0.000001011	0.87571	0.88602
27	0.064362	0.000003921	0.00019	0.87575	0.8862
28	0.061887	1.054E-07	0.0003	0.87575	0.88654
29	0.060864	0.00071	1.609E-07	0.87646	0.88654

30	0.057563	0.00258	0.00726	0.87903	0.89379
31	0.056944	0.00292	0.00306	0.88196	0.89686
32	0.056498	0.00312	0.00307	0.88508	0.89993
33	0.05612	0.0059	0.00048	0.88567	0.90041
34	0.054978	0.00202	0.00311	0.88769	0.90352
35	0.054789	0.00011	0.00188	0.8878	0.9054
36	0.053663	0.00153	0.02574	0.88934	0.93114
37	0.050962	0.00172	0.00098	0.89106	0.93211
38	0.050179	0.02345	0.0053	0.91451	0.93741

Analyse des résultats : On remarque que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99/ version2003 majorée de 30%, et on remarque aussi que les deux modes de vibration sont des modes de translation. Le premier suivant l’axe y, et le deuxième suivant l’axe x. Et la participation massique aux 38 modes dépasse les 90 % exigé par le RPA.

- Le premier mode est un mode de translation suivant l’axe X-X (figure IV.4).

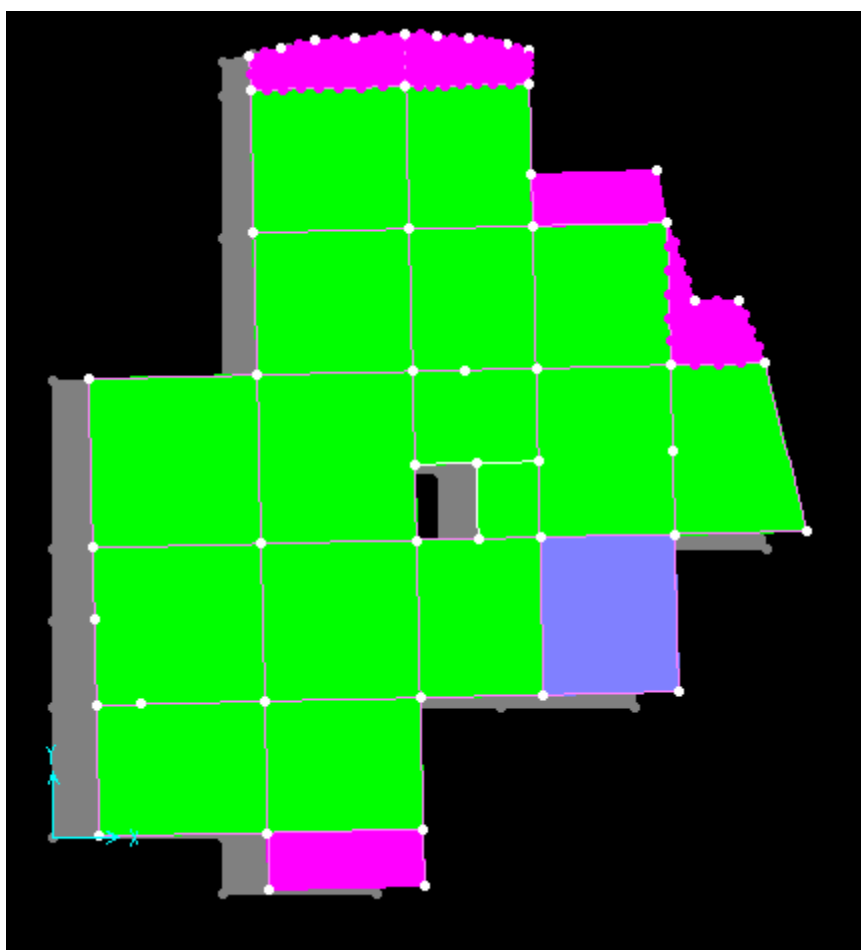
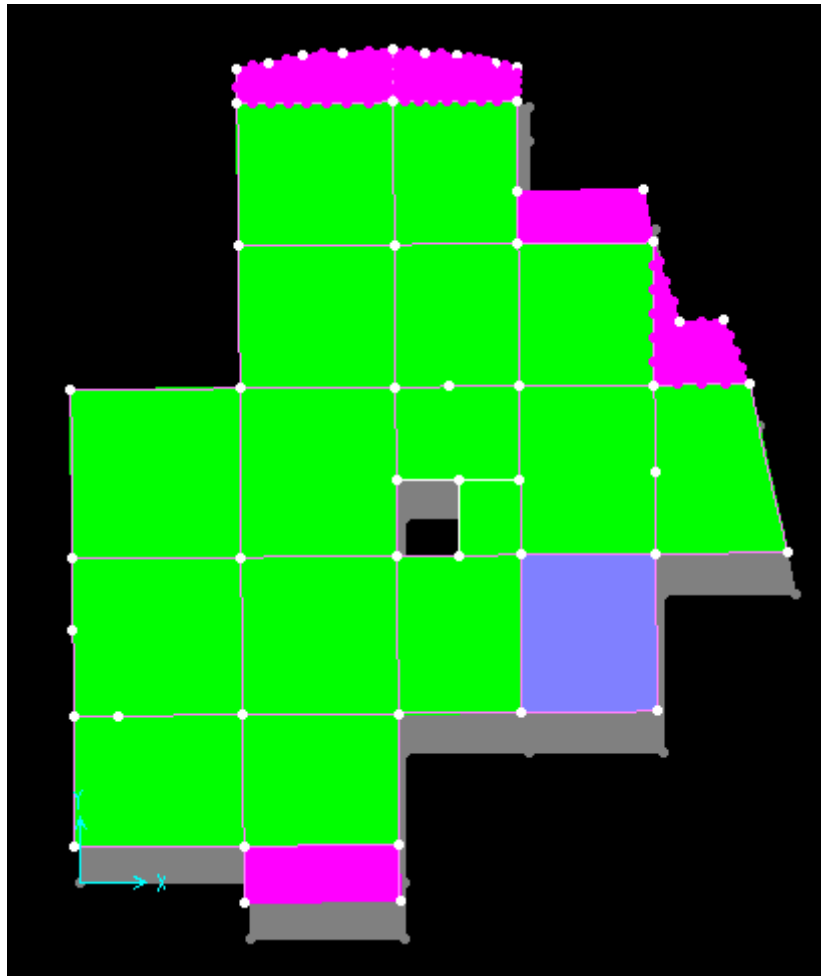


Figure IV.4. Mode 1 de déformation translation (T = 0,90)

- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y (figure.IV.5).



FigureIV.5. Mode 2 de déformation translation ($T = 0,79s$)

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

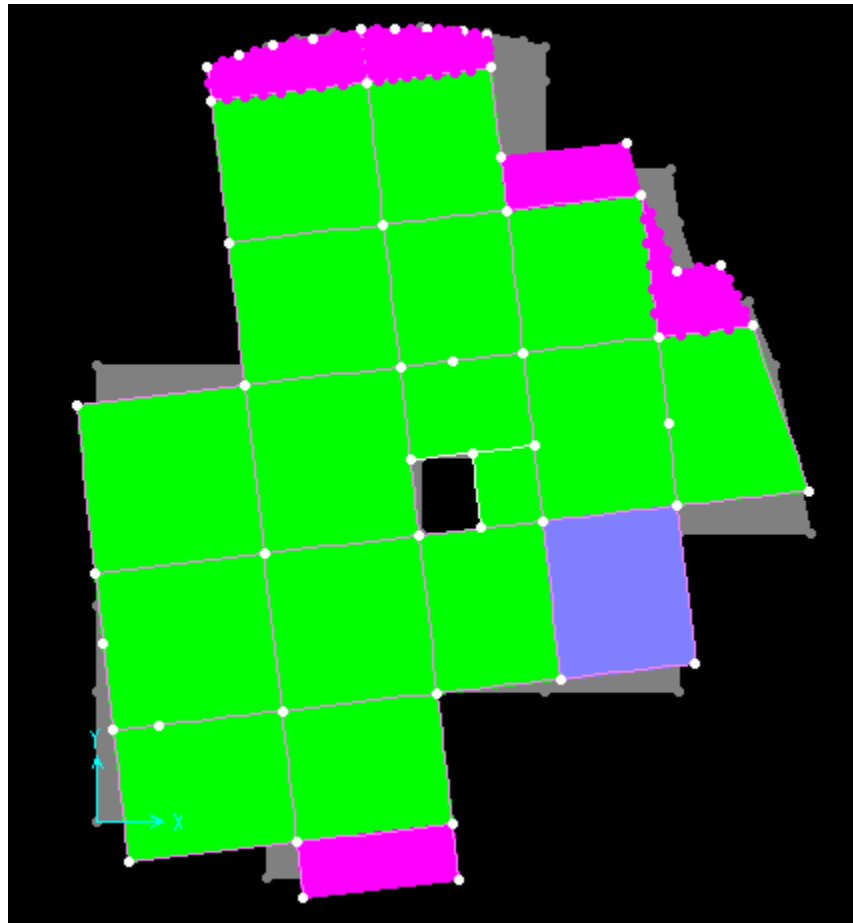


Figure IV.6. Mode3 de déformation torsion autour de Z ($T = 0,65s$)

Analyse des résultats : après plusieurs essais de disposition des voiles et augmentation de leur section déjà pré dimensionnés, On voit bien que cette disposition nous évite la torsion.

IV.8. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.

8.1. Justification de l'interaction voiles-portiques

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives.

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des charges verticales

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des charges horizontales.

➤ **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de la vérification de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	portiques	voiles	P (%)	V (%)
Entresol 3	17351.163	3848.431	81.84	18.15
Entresol 2	17968.189	4007.408	81.76	18.24
Entresol 1	16420.502	3844.923	81.03	18.97
RDC	20714.593	4065.095	83.60	16.40
1 ^{ème} étage	18132.859	3600.132	83.43	16.57
2 ^{ème} étage	15579.679	3153.089	83.17	16.83
3 ^{ème} étage	12905.251	2764.261	82.36	17.64
4 ^{ème} étage	10402.3	2307.389	81.85	18.15
5 ^{ème} étage	7906.658	1843.208	81.10	18.90
6 ^{ème} étage	5499.498	1335.258	80.46	19.54
7 ^{ème} étage	3524.656	807.57	81.36	18.64
SM	631.426	123.426	83.65	16.35

Commentaire : On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est pas vérifiée dans tous les niveaux.

➤ **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)

Entre sol 3	62.288	75.757	45.12	54.88	64.947	196.010	24.89	75.11
Entre sol 2	51.287	25.146	67.10	32.90	52.027	109.091	32.29	67.71
Entre sol 1	90.718	545.956	14.25	85.75	88.939	613.369	12.66	87.34
RDC	1066.08	1066.08	57.20	42.80	1167.83	1167.83	51.49	48.51
1 ^{ème} étage	651.403	372.63	63.61	36.39	516.674	605.401	46.05	53.95
2 ^{ème} étage	715.946	244.796	74.52	25.48	606.168	448.645	57.47	42.53
3 ^{ème} étage	588.17	284.007	67.44	32.56	556.399	404.977	57.88	42.12
4 ^{ème} étage	572.811	199.113	74.21	25.79	553.284	297.725	65.02	34.98
5 ^{ème} étage	469.602	185.721	71.66	28.34	432.810	283.204	60.45	39.55
6 ^{ème} étage	365.487	147.357	71.27	28.73	350.104	209.491	62.56	37.44
7 ^{ème} étage	325.806	74.967	81.29	18.71	321.476	118.540	73.06	26.94
SM	77.789	18.114	81.11	18.89	92.484	4.7	95.16	4.84

Commentaire : On constate que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée sauf les deux entres sol à cause de la présence des murs de soutènement.

8.2. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1908.25	1341.55	<i>Non Vérifiée</i>
Suivant Y-Y	1991.78	1399.39	<i>Non Vérifiée</i>

Les vérifications de la résultante des forces sismiques à la base ne sont pas vérifiées, on passe au calcul de scale factor pour qu'il soit vérifiée

8.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0 % de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\text{Avec : } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003(Art4.43).

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

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Vérifications des déplacements de niveaux

Niveau	h_k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
ES 3	3.06	0.000131	0.000655	0.00	0.00	0.000	0.000101	0.001	0.00	0.00	0.000
ES 2	3.06	0.000323	0.0001615	0.000655	0.00	0.000	0.000265	0.001	0.001	0.00	0.000
ES 1	3.06	0.000603	0.003015	0.001615	0.00	0.000	0.000496	0.002	0.001	0.00	0.000
RDC	3.06	0.001818	0.00909	0.003015	0.01	0.002	0.001772	0.009	0.002	0.01	0.002
E1	3.06	0.003549	0.017745	0.00909	0.01	0.003	0.003681	0.018	0.009	0.01	0.003
E2	3.06	0.006712	0.03356	0.017745	0.02	0.005	0.005807	0.029	0.018	0.01	0.003
E3	3.06	0.009509	0.04745	0.03356	0.01	0.005	0.007964	0.040	0.029	0.01	0.004
E4	3.06	0.012181	0.060905	0.04745	0.01	0.004	0.010009	0.050	0.040	0.01	0.003
E5	3.06	0.014623	0.073115	0.060905	0.01	0.004	0.01191	0.060	0.050	0.01	0.003
E6	3.06	0.016744	0.08372	0.073115	0.01	0.003	0.013613	0.068	0.060	0.01	0.003
E7	3.06	0.092715	0.092715	0.08372	0.01	0.003	0.15133	0.076	0.068	0.01	0.002
SM	3.00	0.018411	0.092055	0.092715	0.00	0.000	0.015749	0.079	0.076	0.00	0.001

Commentaire : On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

8.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ(effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ;

avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.9. Vérification a L'effet P- Δ .

Niveau	h _k (m)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k (KN)	θ _K	Δ _k	V _k (KN)	θ _K
ES 3	3.06	21199.6	0.0	138.045	0.000	0.0	260.957	0.000
ES 2	3.06	19267.0	0.0	76.433	0.000	0.0	161.118	0.000
ES1	3.06	17775.4	0.0	636.674	0.000	0.0	702.308	0.000
RDC	3.06	21753.2	0.1	1066.084	0.007	0.1	1167.831	0.006
E1	3.06	19082.0	0.1	1024.033	0.006	0.1	1122.075	0.006
E2	3.06	16457.3	0.2	960.742	0.011	0.1	1054.813	0.005
E3	3.06	13787.0	0.1	872.177	0.005	0.1	961.376	0.004
E4	3.06	11203.5	0.1	771.924	0.005	0.1	851.009	0.004
E5	3.06	8620.0	0.1	655.323	0.004	0.1	716.014	0.004
E6	3.06	6070.8	0.1	512.844	0.004	0.1	559.595	0.004
E7	3.06	3871.6	0.1	400.773	0.003	0.1	440.016	0.003
SM	3.00	685.0	0.0	95.903	0.000	0	97.184	0.000

Commentaire : On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2^{eme} ordre peuvent être négligés.

8.5. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = N / (f_{c28} \times B)$

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 :

$$\gamma = N / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	b (cm)	h (cm)	B (cm ²)	Combinaison	N (KN)	γ	Observation
Entresol 3	50	50	2500	G+Q+Ey	1730.34	0.277	Vérifiée
Entresol 2	50	50	2500	G+Q+Ey	1564.57	0.250	Vérifiée
Entresol 1	45	50	2250	G+Q+Ey	1430.33	0.254	Vérifiée
RDC	45	50	2250	G+Q+Ey	1308.00	0.233	Vérifiée
1 ^{ème} étage	45	45	2050	G+Q+Ey	1150.61	0.227	Vérifiée
2 ^{ème} étage	45	45	2050	G+Q+Ey	998.73	0.195	Vérifiée
3 ^{ème} étage	40	45	1800	G+Q+Ey	848.16	0.188	Vérifiée
4 ^{ème} étage	40	45	1800	G+Q+Ey	706.53	0.157	Vérifiée
5 ^{ème} étage	40	40	1600	G+Q+Ey	569.80	0.142	Vérifiée
6 ^{ème} étage	40	40	1600	G+Q+Ey	437.59	0.109	Vérifiée
7 ^{ème} étage	35	40	1400	G+Q+Ey	309.43	0.088	Vérifiée
SM	35	40	1400	G+Q+Ey	137.25	0.039	Vérifiée

IV.9. Conclusion

Les voiles présentent, généralement, une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leur disposition était un véritable obstacle vu la non symétrie, les décrochements que présente la structure et les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique). Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).

IV.1. Introduction

Un tremblement de terre est causé par la libération brutale d'énergie de déformation au niveau de la croûte terrestre. Cet ébranlement s'effectue le long des endroits bien spécifiques connus sous le nom de failles.

Ce phénomène est lié à la concentration des contraintes dues à la collision entre les plaques tectoniques.

La dislocation au niveau des failles libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre et provoquant un Tremblement de terre.

L'allure générale du mouvement provoqué par séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer et de la distance épacentrale.

La conception parasismique a comme but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques. Elle est basée sur le choix raisonné des formes et de la structuration du bâtiment, à partir des enseignements de l'expérience.

Accompagner d'un contrôle rigoureux de l'exécution sur le chantier.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.
- Le règlement parasismique Algérien (RPA 99) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon

Leurs groupes d'usages. A ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de que l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposés par un séisme modéré.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximum lors d'un séisme.

- L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible, c'est pourquoi cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.
- L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, d'obtenir une

sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.3. Modélisation mathématique.

La modélisation revient à présenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de (DDL) fini, est qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (La masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation et la recherche d'un modèle simplifier qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.4. Modélisation de la structure étudiée.

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux.etc.), dans les éléments structuraux, le logiciel de calcul par élément finis **SAP 2000** est utilisé.

IV.5. Critères de classification

5.1. Classification des zones sismique (RPA99 A 3.1)

Le territoire nationale est divisé en quatre (04) zone de sismicité, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Tableau IV.1. Classification des zones sismique

Zone 0	sismicité négligeable.
Zone I	sismicité faible.
Zone IIa	sismicité moyenne.
Zone IIb	sismicité moyenne.
Zone III	sismicité élevée.

Notre projet se trouve dans la wilaya de *BEJAIA*

⇒ *Zone IIa* : sismicité moyenne.

5.2. Classification des ouvrages selon leur importance (RPA 99 A 3.2) :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité, cette classification préconise des seuils minimaux de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature de la destination de l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés.

Notre projet est un bâtiment à usage d'habitation ⇒ **Groupe 2**

Groupe 2 : Ouvrage courants ou d'importance moyenne :

Ouvrage non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tel que : Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m.

5.3. Classification des sites (RPA99 A.3.3) :

- **Catégories et critères de classification :**

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécanique des sils qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage.

On est en présence d'un site ferme (*catégorie2*). Il est constitué de dépôts de sable et gravier très dense et/ou d'argile consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur.

5.4. Classification des systèmes de contreventement (RPA99 A 3.4) :

L'objet de la classification des systèmes structuraux de traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R .

La classification des systèmes structuraux est fait en tenant compte de leur fiabilité et de leurs capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Notre projet consiste de choisir un *Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique- voiles*: Les voiles de contreventement doivent reprendre a plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

IV.6. Choix la méthode de calcul (RPA A 4.1)

6.1. Méthodes utilisable (RPA99 A 4.1.1)

Le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies, Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV.7. Présentation de la méthode modale spectrale.

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

Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

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

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

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

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

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

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:

- ✓ $\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{cases} \Rightarrow A=0,15$
- ✓ Dans le cas de notre projet, on opte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc on prendra $R = 5$ dans les calculs.
- ✓ $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

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

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Valeurs des pénalités sens x-x

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Vérifié	0

02	Redondance en plan	Non vérifié	0
03	Régularité en plan	vérifié	0.05
04	Régularité en élévation	Non Vérifié	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifié	0.1

Tableau IV.3. Valeurs des pénalités sens y-y

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Vérifié	0
02	Redondance en plan	vérifié	0
03	Régularité en plan	Non vérifié	0.05
04	Régularité en élévation	Non Vérifié	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifié	0.1

$$Q=1+(0,05+0,05+0+0+0+0,10)=1.2$$

Donc : $Q_x = Q_y = 1.20$

Remarque :

On a considéré que les deux derniers critères sont vérifiés.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

- 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 : $W = 29450.614\text{KN}$

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

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

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

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

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

D'où, $\eta = 0,82$

On a un site meuble S3 $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

✓ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles / portique)

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases} \quad T_{exp} = 1.3 * T$$

$H = 36.366 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 20.00 \text{ m} \\ L_y = 22.70 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Avec : } T = 1.3 \min(T_1; T_2)$$

Donc, $\begin{cases} T_x = \min(0,962 \text{ s}, 0,960 \text{ s}) = 0.960 \text{ s} \\ T_y = \min(0,962 \text{ s}, 0,900 \text{ s}) = 0.900 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,321 \\ D_y = 1,379 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} V_{xst} = 1400.95 \text{ KN} \\ V_{yst} = 1462.55 \text{ KN} \end{cases}$$

7.1. Spectre de réponse de calcul.

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

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

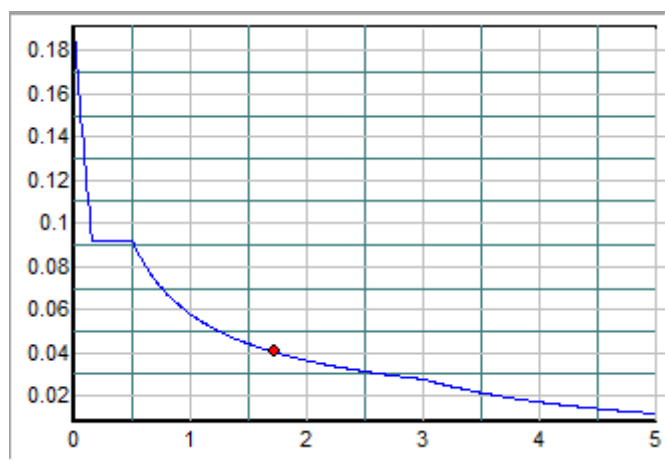


Figure IV.1. Spectre de réponse

7.2. Résultats obtenus.

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V19, nous avons obtenus les résultats suivants :

7.3. Mode de vibration et taux de participation des masses.

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.

➤ Disposition des voiles de contreventement :

La structure en 3D du bâtiment est donnée par la figure IV.2.

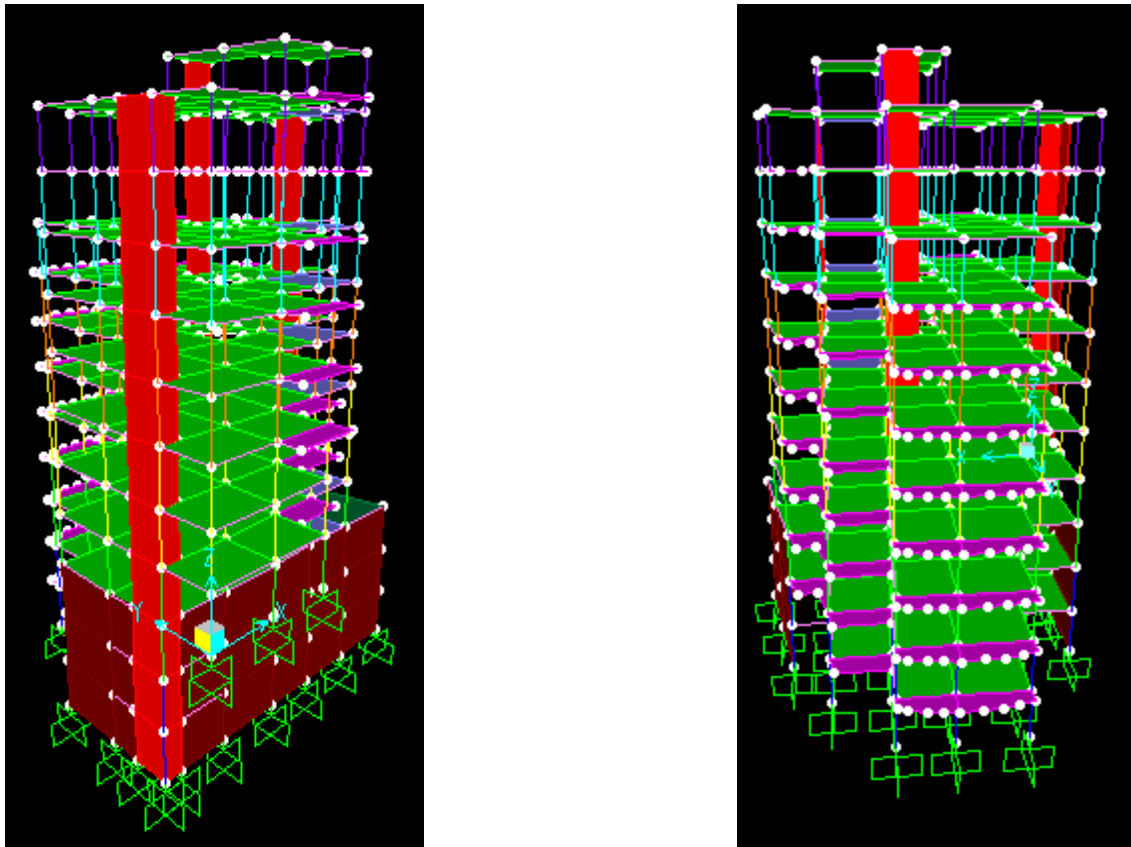


Figure IV.2. Vue en 3D du modèle obtenu par le logiciel SAP2000V14

La disposition des voiles en plan est montrée sur la figure IV.3

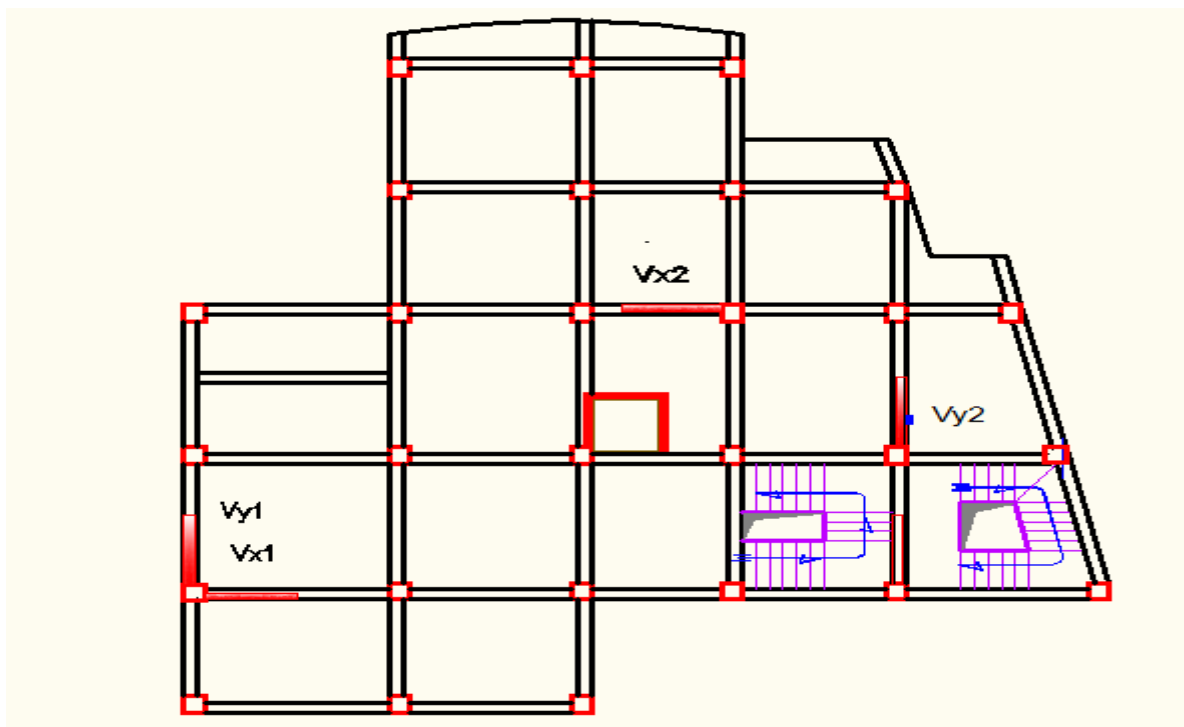


Figure IV.3. Sens de la disposition des voiles

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. Périodes et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0.900308	0.53478	0.02842	0.53478	0.02842
2	0.796032	0.02919	0.5517	0.56397	0.58012
3	0.650871	0.02608	0.0041	0.59005	0.58422
4	0.279235	0.01059	0.00431	0.69595	0.58853
5	0.24628	0.00599	0.10475	0.70194	0.69327
6	0.200803	0.00269	0.01825	0.70462	0.71152
7	0.148435	0.04606	0.00023	0.75069	0.71175
8	0.139008	0.00173	0.03172	0.75242	0.74348
9	0.125975	0.02151	0.00128	0.77392	0.74476
10	0.10885	0.00033	0.05311	0.77425	0.79787
11	0.105302	0.00003529	0.00026	0.77429	0.79813
12	0.097984	0.01928	0.00909	0.79357	0.80722
13	0.097038	0.00014	0.00005467	0.79372	0.80728
14	0.087576	0.00202	0.00134	0.79574	0.80862
15	0.086103	0.03818	0.00221	0.83393	0.81083
16	0.81814	0.0003	0.00038	0.83423	0.81121
17	0.081196	0.00054	0.00015	0.83477	0.81136
18	0.075715	0.000002854	0.00037	0.83477	0.81173
19	0.07359	0.0006	0.05666	0.83574	0.86839
20	0.070906	0.00048	0.01325	0.83622	0.88164
21	0.069229	0.03259	0.00269	0.8688	0.88434
22	0.068977	0.00556	0.00009282	0.87436	0.88443
23	0.067705	0.00055	0.00118	0.87491	0.8856
24	0.066512	0.0000133	0.00041	0.87492	0.88601
25	0.065435	0.00074	0.000001321	0.87566	0.88601
26	0.06488	0.00004926	0.000001011	0.87571	0.88602
27	0.064362	0.000003921	0.00019	0.87575	0.8862
28	0.061887	1.054E-07	0.0003	0.87575	0.88654
29	0.060864	0.00071	1.609E-07	0.87646	0.88654

30	0.057563	0.00258	0.00726	0.87903	0.89379
31	0.056944	0.00292	0.00306	0.88196	0.89686
32	0.056498	0.00312	0.00307	0.88508	0.89993
33	0.05612	0.0059	0.00048	0.88567	0.90041
34	0.054978	0.00202	0.00311	0.88769	0.90352
35	0.054789	0.00011	0.00188	0.8878	0.9054
36	0.053663	0.00153	0.02574	0.88934	0.93114
37	0.050962	0.00172	0.00098	0.89106	0.93211
38	0.050179	0.02345	0.0053	0.91451	0.93741

Analyse des résultats : On remarque que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99/ version2003 majorée de 30%, et on remarque aussi que les deux modes de vibration sont des modes de translation. Le premier suivant l'axe y, et le deuxième suivant l'axe x. Et la participation massique aux 38 modes dépasse les 90 % exigé par le RPA.

- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X (figure IV.4).

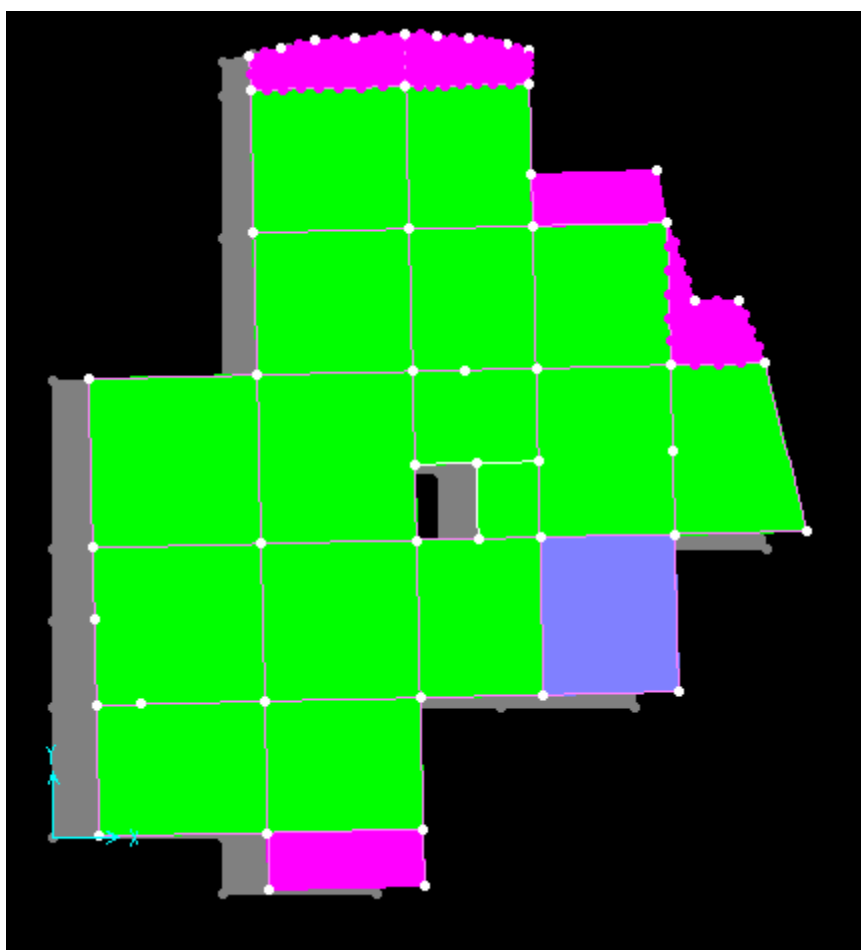


Figure IV.4. Mode 1 de déformation translation (T = 0,90)

- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y (figure.IV.5).

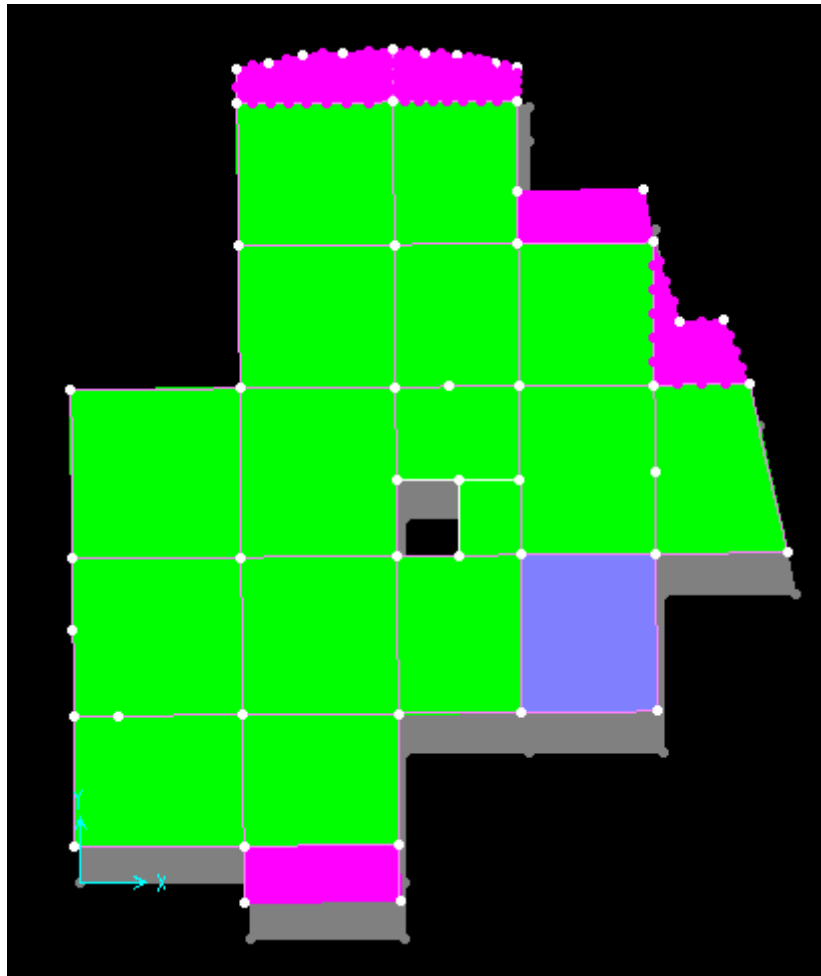


Figure IV.5. Mode 2 de déformation translation ($T = 0,79s$)

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

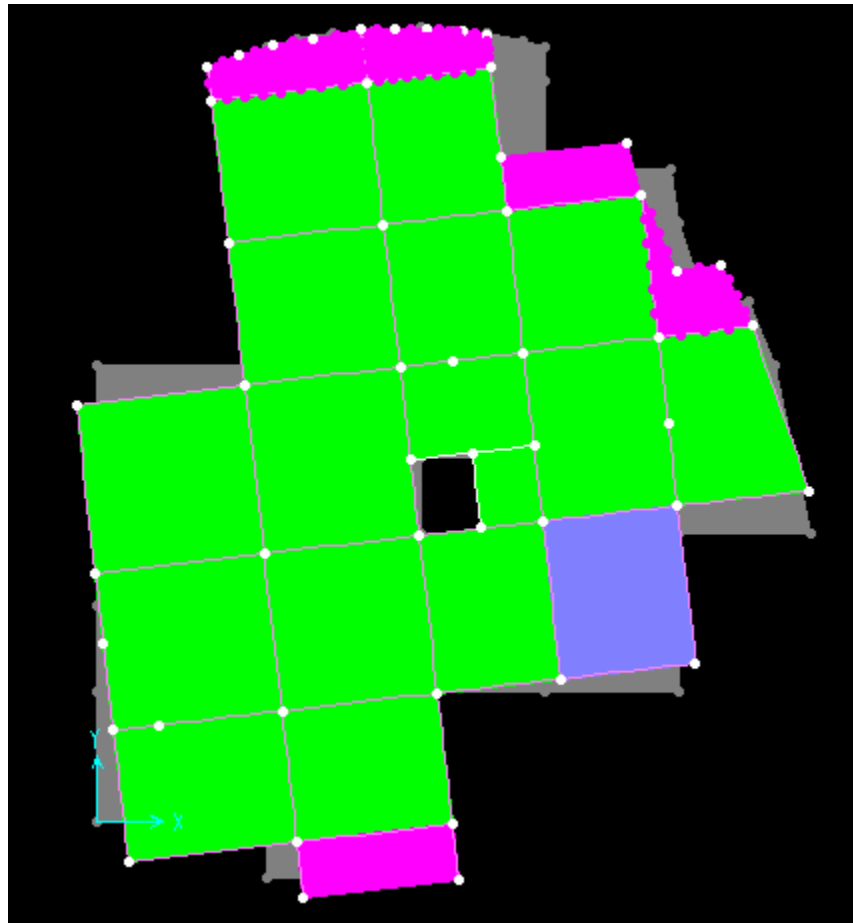


Figure IV.6. Mode 3 de déformation torsion autour de Z ($T = 0,65s$)

Analyse des résultats : après plusieurs essais de disposition des voiles et augmentation de leur section déjà pré dimensionnés, On voit bien que cette disposition nous évite la torsion.

IV.8. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.

8.1. Justification de l'interaction voiles-portiques

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives.

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des charges verticales

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des charges horizontales.

➤ **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de la vérification de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	portiques	voiles	P (%)	V (%)
Entresol 3	19850.89	4320.328	82.13	17.87
Entresol 2	17968.189	4007.408	81.76	18.24
Entresol 1	16420.502	3844.923	81.03	18.97
RDC	20714.593	4065.095	83.60	16.40
1 ^{ème} étage	18132.859	3600.132	83.43	16.57
2 ^{ème} étage	15579.679	3153.089	83.17	16.83
3 ^{ème} étage	12905.251	2764.261	82.36	17.64
4 ^{ème} étage	10402.3	2307.389	81.85	18.15
5 ^{ème} étage	7906.658	1843.208	81.10	18.90
6 ^{ème} étage	5499.498	1335.258	80.46	19.54
7 ^{ème} étage	3524.656	807.57	81.36	18.64
SM	631.426	123.426	83.65	16.35

Commentaire : On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est pas vérifiée dans tous les niveaux.

➤ **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 son résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)

Entre sol 3	62.288	75.757	45.12	54.88	64.947	196.010	24.89	75.11
Entre sol 2	51.287	25.146	67.10	32.90	52.027	109.091	32.29	67.71
Entre sol 1	90.718	545.956	14.25	85.75	88.939	613.369	12.66	87.34
RDC	609.849	456.235	57.20	42.80	601.308	566.523	51.49	48.51
1 ^{ème} étage	651.403	372.63	63.61	36.39	516.674	605.401	46.05	53.95
2 ^{ème} étage	715.946	244.796	74.52	25.48	606.168	448.645	57.47	42.53
3 ^{ème} étage	588.17	284.007	67.44	32.56	556.399	404.977	57.88	42.12
4 ^{ème} étage	572.811	199.113	74.21	25.79	553.284	297.725	65.02	34.98
5 ^{ème} étage	469.602	185.721	71.66	28.34	432.810	283.204	60.45	39.55
6 ^{ème} étage	365.487	147.357	71.27	28.73	350.104	209.491	62.56	37.44
7 ^{ème} étage	325.806	74.967	81.29	18.71	321.476	118.540	73.06	26.94
SM	77.789	18.114	81.11	18.89	92.484	4.7	95.16	4.84

Commentaire : On constate que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée sauf les deux entres sol à cause de la présence des murs de soutènement.

8.2. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

TableauIV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1164.25	1120.7628	Vérifiée
Suivant Y-Y	1292.78	1170.0368	Vérifiée

8.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0 % de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003(Art4.43).

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

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Vérifications des déplacements de niveaux

Niveau	h_k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
ES 3	3.06	0.000131	0.000655	0.00	0.00	0.000	0.000101	0.001	0.00	0.00	0.000
ES 2	3.06	0.000323	0.0001615	0.000655	0.00	0.000	0.000265	0.001	0.001	0.00	0.000
ES 1	3.06	0.000603	0.003015	0.001615	0.00	0.000	0.000496	0.002	0.001	0.00	0.000
RDC	3.06	0.001818	0.00909	0.003015	0.01	0.002	0.001772	0.009	0.002	0.01	0.002
E1	3.06	0.003549	0.017745	0.00909	0.01	0.003	0.003681	0.018	0.009	0.01	0.003
E2	3.06	0.006712	0.03356	0.017745	0.02	0.005	0.005807	0.029	0.018	0.01	0.003
E3	3.06	0.009509	0.04745	0.03356	0.01	0.005	0.007964	0.040	0.029	0.01	0.004
E4	3.06	0.012181	0.060905	0.04745	0.01	0.004	0.010009	0.050	0.040	0.01	0.003
E5	3.06	0.014623	0.073115	0.060905	0.01	0.004	0.01191	0.060	0.050	0.01	0.003
E6	3.06	0.016744	0.08372	0.073115	0.01	0.003	0.013613	0.068	0.060	0.01	0.003
E7	3.06	0.092715	0.092715	0.08372	0.01	0.003	0.15133	0.076	0.068	0.01	0.002
SM	3.00	0.018411	0.092055	0.092715	0.00	0.000	0.015749	0.079	0.076	0.00	0.001

Commentaire : On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

8.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ;

$$\text{avec : } p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.9. Vérification a L'effet P- Δ .

Niveau	h _k (m)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k (KN)	θ _K	Δ _k	V _k (KN)	θ _K
ES 3	3.06	21199.6	0.0	138.045	0.000	0.0	260.957	0.000
ES 2	3.06	19267.0	0.0	76.433	0.000	0.0	161.118	0.000
ES1	3.06	17775.4	0.0	636.674	0.000	0.0	702.308	0.000
RDC	3.06	21753.2	0.1	1066.084	0.007	0.1	1167.831	0.006
E1	3.06	19082.0	0.1	1024.033	0.006	0.1	1122.075	0.006
E2	3.06	16457.3	0.2	960.742	0.011	0.1	1054.813	0.005
E3	3.06	13787.0	0.1	872.177	0.005	0.1	961.376	0.004
E4	3.06	11203.5	0.1	771.924	0.005	0.1	851.009	0.004
E5	3.06	8620.0	0.1	655.323	0.004	0.1	716.014	0.004
E6	3.06	6070.8	0.1	512.844	0.004	0.1	559.595	0.004
E7	3.06	3871.6	0.1	400.773	0.003	0.1	440.016	0.003
SM	3.00	685.0	0.0	95.903	0.000	0	97.184	0.000

Commentaire : On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2^{eme} ordre peuvent être négligés.

8.5. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = N / (f_{c28} \times B)$

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 :

$$\gamma = N / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	b (cm)	h (cm)	B (cm ²)	Combinaison	N (KN)	γ	Observation
Entresol 3	50	50	2500	G+Q+Ey	1730.34	0.277	Vérifiée
Entresol 2	50	50	2500	G+Q+Ey	1564.57	0.250	Vérifiée
Entresol 1	45	50	2250	G+Q+Ey	1430.33	0.254	Vérifiée
RDC	45	50	2250	G+Q+Ey	1308.00	0.233	Vérifiée
1 ^{ème} étage	45	45	2050	G+Q+Ey	1150.61	0.227	Vérifiée
2 ^{ème} étage	45	45	2050	G+Q+Ey	998.73	0.195	Vérifiée
3 ^{ème} étage	40	45	1800	G+Q+Ey	848.16	0.188	Vérifiée
4 ^{ème} étage	40	45	1800	G+Q+Ey	706.53	0.157	Vérifiée
5 ^{ème} étage	40	40	1600	G+Q+Ey	569.80	0.142	Vérifiée
6 ^{ème} étage	40	40	1600	G+Q+Ey	437.59	0.109	Vérifiée
7 ^{ème} étage	35	40	1400	G+Q+Ey	309.43	0.088	Vérifiée
SM	35	40	1400	G+Q+Ey	137.25	0.039	Vérifiée

IV.9. Conclusion

Les voiles présentent, généralement, une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leur disposition était un véritable obstacle vu la non symétrie, les décrochements que présente la structure et les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique). Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).

Chapitre V

V.1. Introduction :

Les éléments structuraux ou principaux ; sont les éléments qui interviennent directement dans la résistance de l'ouvrage vis-à-vis les excitations sismiques.

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de conception parasismique algérienne (RPA99/version 2003), et celle de béton armé (BAEL). Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires sont :

Assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V.2. Etudes des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP 2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

$$\begin{array}{l} \underline{ELU} \\ \left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right. \end{array} \qquad \begin{array}{l} \underline{ELS} \\ G + Q \end{array}$$

2.1. Recommandations.

➤ Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40Φ (zone *Ila*)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué, avec des crochets à 90° .
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

➤ **Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)**

La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times St \times b$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{en dehors de la zone nodale}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées. C’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d’appui ou de l’encastrement

Dispositions constructives des portiques : RPA 99

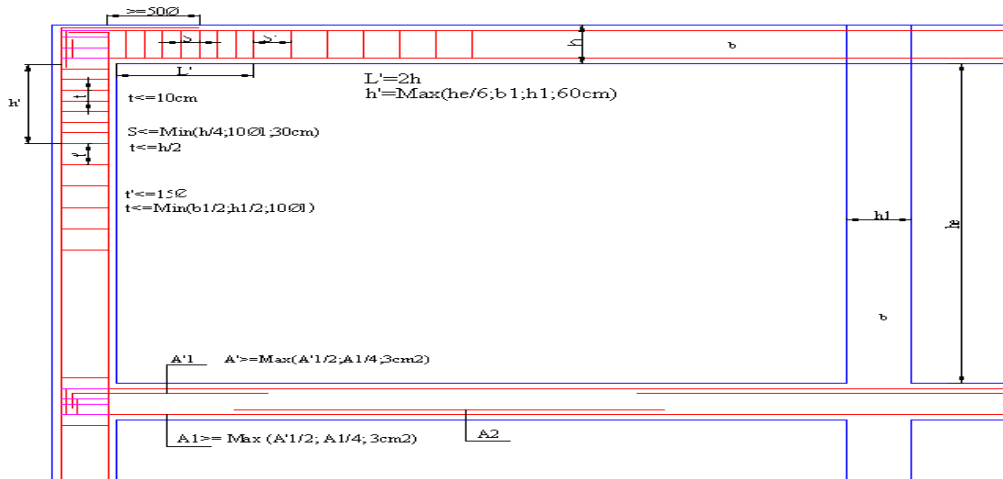


Figure V.1. Disposition constructive des portiques.

2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel SAP2000 V14.

Tableau V.1. Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{travée}$	M_{appui}	V	$M_{travée}$	M_{appui}	V
Entresol 3	38.195	-79.7574	102.943	13.9356	-17.1633	23.061
Entresol 2	38.5599	-81.2858	103.701	31.9986	-35.6348	50.409
Entresol 1	38.8537	-113.1386	104.639	26.7497	-36.7328	56.698

RDC	71.3155	-95.0542	110.1610	74.873	-89.9545	119.83
Etage1	87.8443	-100.277	108.906	92.0623	-110.307	146.647
Etage2	90.624	-105.1607	110.321	92.5498	-108.9764	142.842
Etage3	84.6708	-105.8743	110.806	94.8752	-110.2668	131.86
Etage4	74.7563	-105.8309	112.919	94.4752	-109.9435	117.638
Etage5	61.8823	-99.1962	111.201	90.7681	-106.4162	104.017
Etage6	53.5678	-100.7415	111.378	87.9142	-102.3366	89.242
Etage7	73.4079	-120.7017	125.805	70.4021	-88.0059	79.639
SM	34.6277	-63.7709	80.929	44.282	-47.8773	47.387

2.3. Ferrailage des poutres :

Armatures longitudinales

Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

➤ Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) de l'Entre sol 3 avec

les sollicitations suivantes : $\begin{cases} M_a = 79.7574KN.m.....(ELU) \\ M_t = 38.195KN.m.....(ELU) \end{cases}$

• Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{79.7574 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,38^2 \times 14.2} = 0.129 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.129 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow pivot A$

$\square = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.174 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,3535m$

Calcul de A : $A_{st} = \frac{M_a}{z \times \sigma_{st}} = \frac{79.7574 \times 10^{-3}}{0.3535 \times 400} \times 10^4 = 5.64cm^2$

• Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{38.19 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0.38^2 \times 14.2} = 0.062 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.062 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow pivot A$

$\square = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \square = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,062}) = 0.080 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.3678m$

Calcul de A : $A_{st} = \frac{M_a}{z \times \sigma_{st}} = \frac{38.195 \times 10^{-3}}{0.3678 \times 400} \times 10^4 = 2.60cm^2$

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

Tableau V.2. Armatures longitudinales dans les poutres.

Niveaux	Type de poutre	Section	Localisation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	N ^{bre} de barres
Entresol 3	PP	30×40	Appuis	5.64	6	3HA14+2HA12=6.88
			Travée	2.60		3HA12=3.39
	PS	30×40	Appuis	1.15	6	3HA12=3.39
			Travée	0.926		3HA13=3.39
Entresol 2	PP	30×40	Appuis	5.76	6	3HA14+2HA12=6.88
			Travée	2.63		3HA12=3.39
	PS	30×40	Appuis	2.41	6	3HA12=3.39
			Travée	2.16		3HA12=3.39
Entresol 1	PP	30×40	Appuis	7.54	6	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	2.65		3HA12=3.39
	PS	30×40	Appuis	2.48	6	3HA12=3.39
			Travée	1.80		3HA12=3.39
RDC	PP	30×40	Appuis	5.12	6	2HA12+3HA14=6.88
			Travée	5.01		2HA12+3HA14=6.88
	PS	30×40	Appuis	6.42	6	2HA12+3HA14=6.88
			Travée	5.27		2HA12+3HA14=6.88
Les étages 1 et 2	PP	30×40	Appuis	7.64	6	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	6.47		2HA12+3HA14=6.88
	PS	30×40	Appuis	8.05	6	6HA14=9.24
			Travée	6.57		3HA14+2HA12=6.88
Les étages 3 ; 4 et 5	PP	30×40	Appuis	7.70	6	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	6.13		3HA14+2HA12=6.88
	PS	30×40	Appuis	8.06	6	6HA14=9.24
			Travée	6.81		3HA14+2HA12=6.88
L'étage 6	PP	30×40	Appuis	7.30	6	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	3.70		3HA14+2HA12=6.88
	PS	30×40	Appuis	7.41	6	3HA14+3HA12=8.01

			Travée	6.27		3HA14+2HA12=6.88
L'étage 7	PP	30×40	Appuis	8.92	6	6HA14=9.24
			Travée	5.15		3HA14+2HA12=6.88
	PS	30×40	Appuis	6.30	6	3HA14+2HA12=6.88
			Travée	4.90		3HA14+2HA12=6.88
SM	PP	30×40	Appuis	4.43	6	3HA14+2HA12=6.88
			Travée	2.34		3HA12=3.39
	PS	30×40	Appuis	3.30	6	3HA12=3.39
			Travée	3.03		3HA12=3.39

➤ **Armatures transversales**

🔧 **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 11.42; 30)\text{mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 11.42; 30)\text{mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40)\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 40)\text{cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

🔧 **Calcul des espacements S_t**

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)**

$$\text{En zone nodale: } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zones courantes: } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Vérification des sections d'armatures transversales minimale**

En zone nodale : $A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$.

En zone courante : $A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$.

$A_{t \text{RPA}} > A_t$, on prend $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow 4\text{HA}8$

➤ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

➤ Vérifications nécessaires

🚦 Vérification des pourcentages maximaux d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

✓ **Pourcentage minimum exigé par RPA** : $A_{max} = 0.5\%(b \times h)$

- Poutres principales : $A_{max} = 6 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires : $A_{max} = 6 \text{ cm}^2$

✓ **Pourcentage maximum exigé par RPA**

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

- Poutres principales : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

- Poutres principales : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

🚦 Vérifications à l'ELU

➤ Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V^{\max} (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Principales	125.805	1.10	3,33	Vérifiée
Secondaires	146.647	1.28	3,33	Vérifiée

D'après ces résultat ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement.

➤ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ BAEL91 (Art IV.1)

- En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ BAEL91 (Art IV.2)

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.4. Vérification au cisaillement.

Poutres	A_l (cm^2)	V_u (MN)	M_a (MN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm^2)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm^2)	Observation
Principales	6.88	125.805	120.7017	4.72	-8.51	Vérifiée
Secondaires	9.24	146.647	110.307	5.60	-6.60	Vérifiée

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \leq 0 \Rightarrow \text{aucune vérification pour les armatures longitudinales à l'effort tranchant}$$

🔧 Vérification 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 du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.5. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutre	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes		Obs.
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Principale	Travée	53.43	6.88	13.09	86465.93	8.09	15	Vérifiée
	Appui	-87.929	9.24	14.70	107009.8	12.08	15	Vérifiée
Secondaire	Travée	32.1189	6.88	13.09	86465.93	4.86	15	Vérifiée
	Appui	-66.788	9.24	14.70	107009.8	9.17	15	Vérifiée

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

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

1) $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$

2) $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$

3) $L < 8 \text{ m}$

Tableau V.6. Vérification de la flèche.

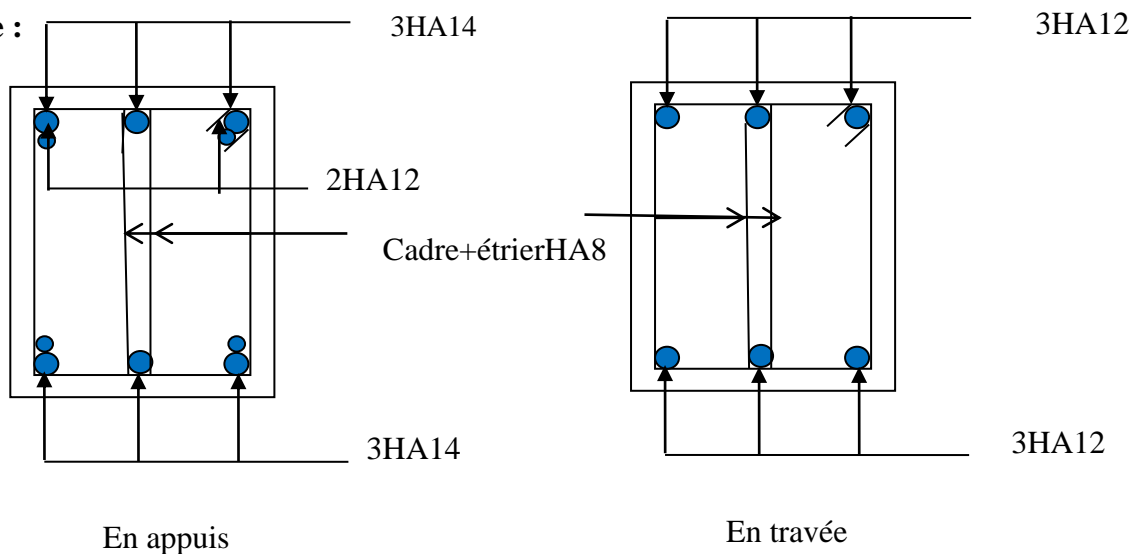
Poutres	principale	secondaire
h(cm)	440	40
b (cm)	30	30
L (cm)	450	450
A (cm ²)	6.88	3.39
$\frac{h}{l}$	0.089	0.089
$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	0.061	0.050
$\frac{A}{b \times d}$	0.0060	0.0029
$\frac{4.2}{f_e}$	0.01	0.01
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	Vérifiée	Vérifiée
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	Vérifiée	Vérifiée
$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Vérifiée	Vérifiée

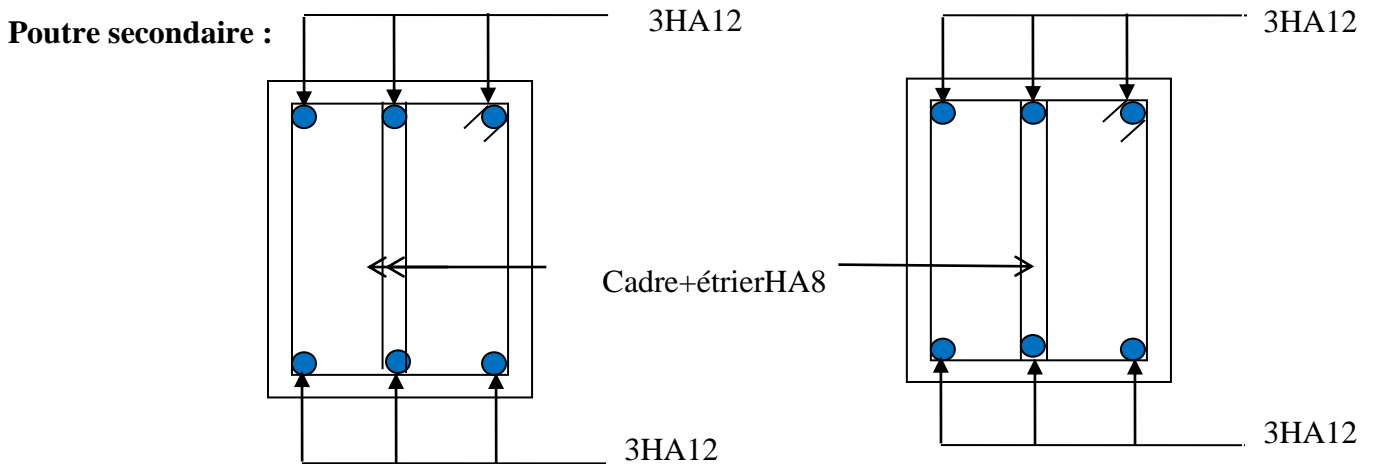
Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

2.4. Schéma de ferrailage des Poutres :

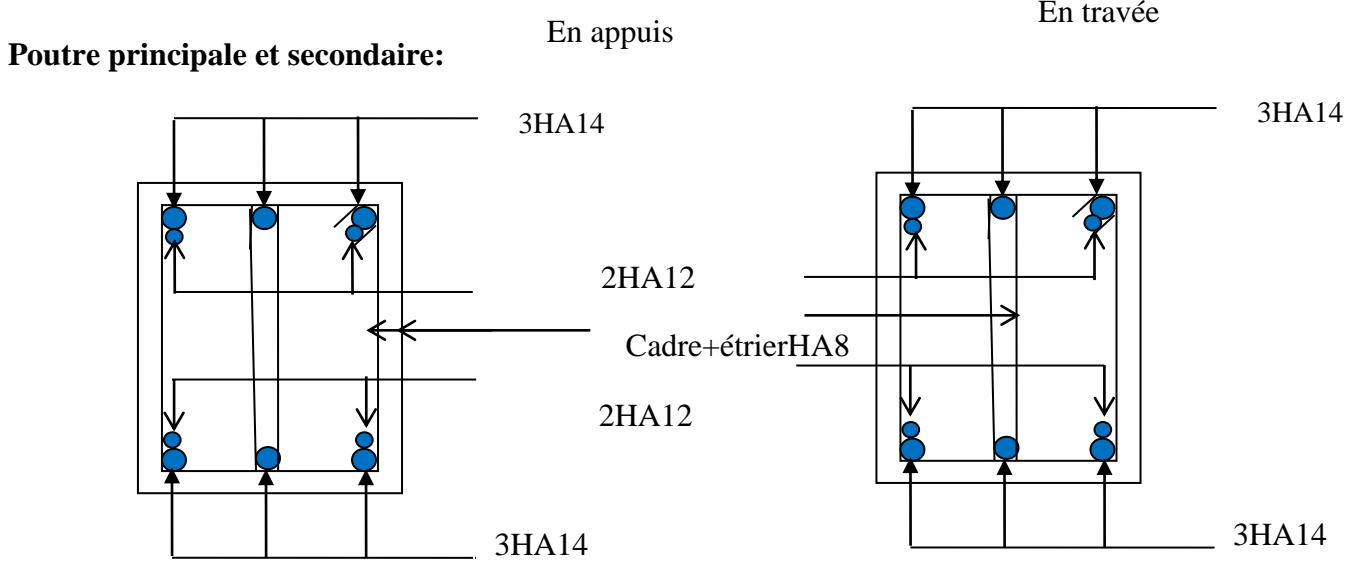
➤ Entresol 3 ; 2 et 1 ; SM :

Poutre principale :

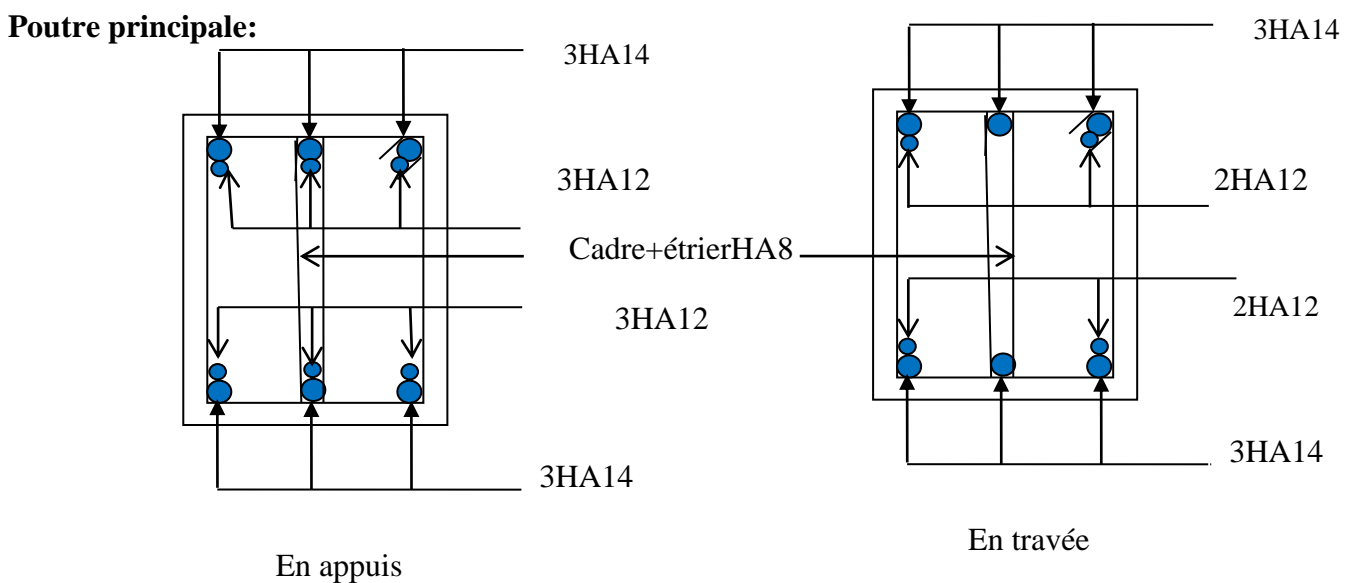




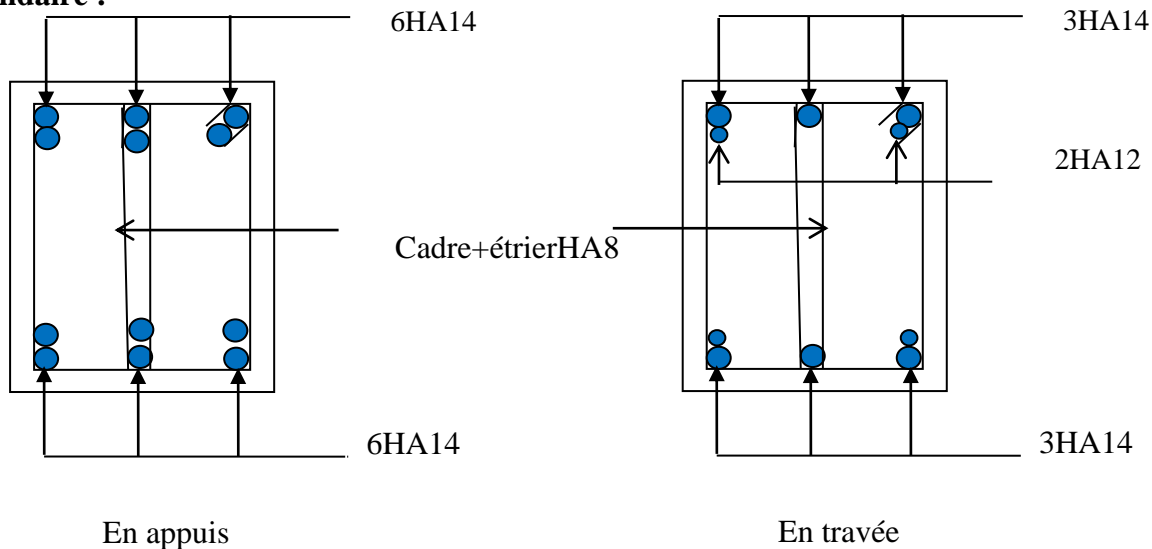
➤ **RDC:**



➤ **1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5 et 6 étages:**

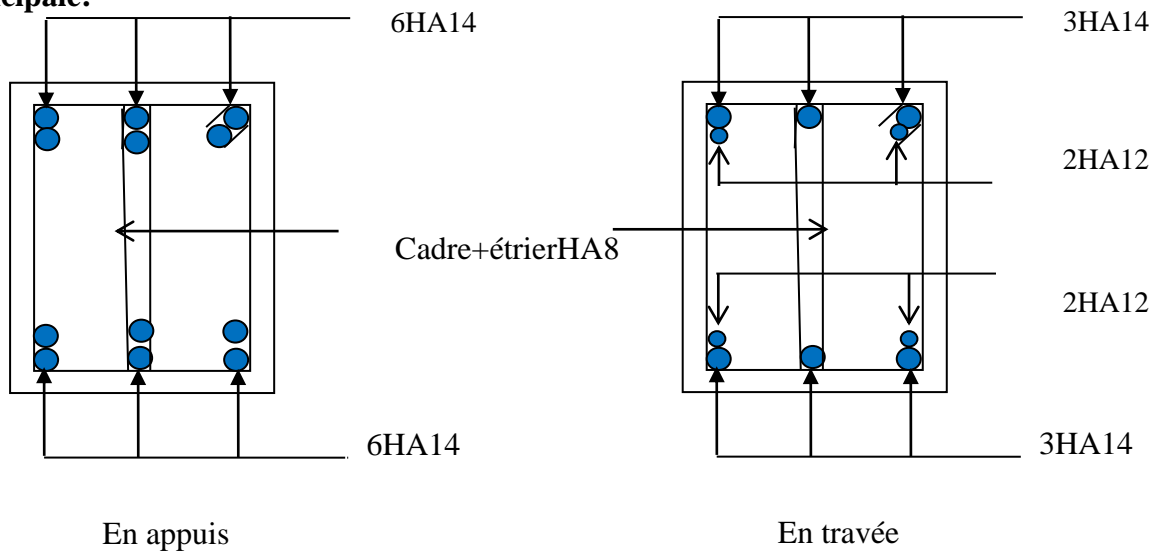


Poutre secondaire :

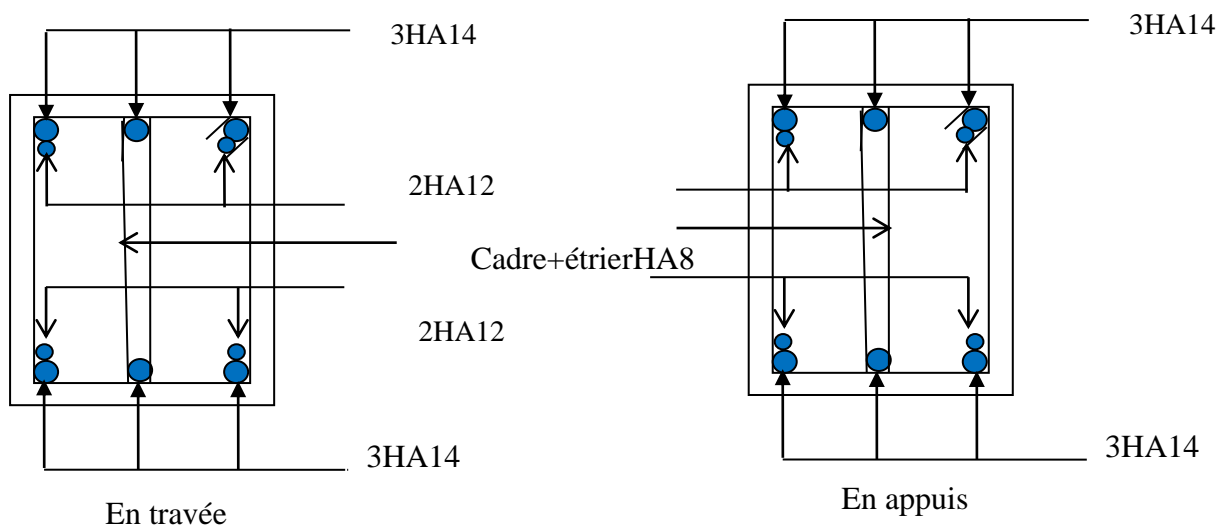


➤ **Etage 7 :**

Poutre principale:



Poutre secondaire:



V. 3. Etudes des poteaux

Le poteau est soumis à un effort normal N et à un moment de Flexion M. Donc ils sont calculés en Flexion composée.

Les armatures seront calculées dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suivant :

$$\begin{array}{l} \underline{ELU} \\ \left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right. \end{array} \qquad \begin{array}{l} \underline{ELS} \\ G + Q \end{array}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

3.1. Recommandation du RPA 99 version 2003

➤ **Armatures longitudinales (RPA.art 7.4.2.1) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimal :

$A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton

- Le pourcentage maximal:

→ 4% en zone courante :

$A_{max} = 4\%$ de la section de béton

→ 6% en zone de recouvrement :

$A_{max} = 6\%$ de la section de béton

- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).

- La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = \Phi \times 40$ (zone IIa).

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm

- Les jonctions par recouvrement doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

- La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

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

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

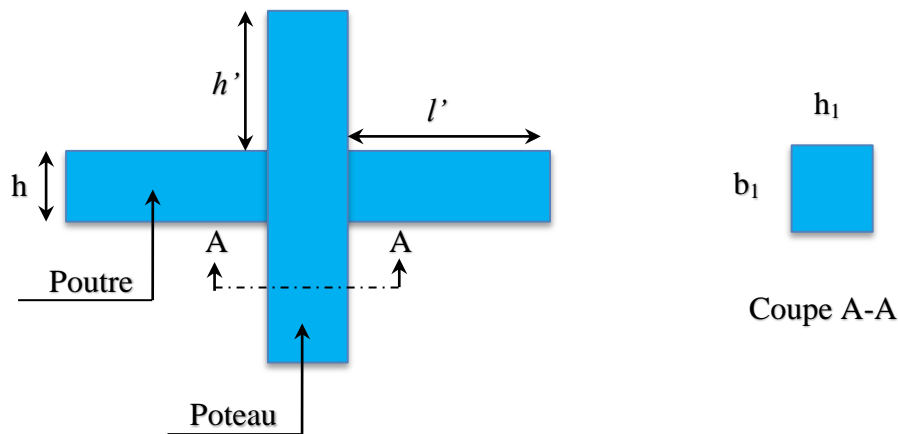


Figure V.2. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.7. Armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone Courante	Zone de recouvrement
E. sol 3et entre sol 2	50*50	20	100	150
Entre sol 1 et RDC	50*45	18	90	135
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	45*45	16.2	81	121.5
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45*40	14.4	72	108
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40*40	12,8	64	96
7 ^{ème} étage et chambre à machine	40*35	11.2	56	84

➤ Armatures transversales (RPA, art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

V_u: est l'effort tranchant de calcul.

h: Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l^{min}, 15 \text{ cm})$zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \phi_l^{min}$ zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$: On fait l'interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum. Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

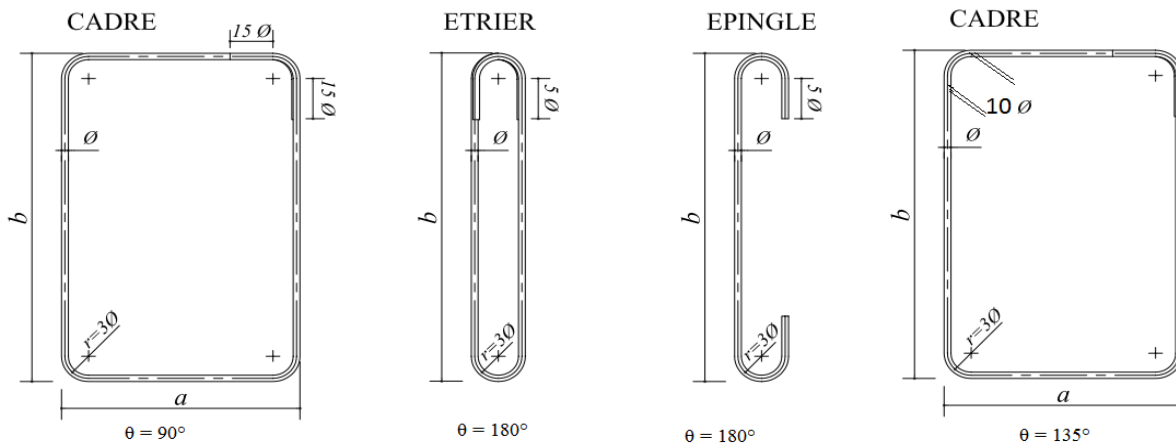


Figure V.3. Ancrage des armatures transversales.

3.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultantes des combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel SAP2000.V14, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.8. Sollicitations dans les différents poteaux.

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		Vmax
Combinaison	ELU		0,8G+Ey		G+Q-Ey		
E. sol 3et entre sol 2	2202.581	5.80	230.608	18.30	43.19	-1722.44	85.56
Entre sol 1 et RDC	-1985.35	-29.58	-455.744	129.34	129.34	-455.744	83.69
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	-1052.47	-61.6949	58.315	4.89	-92.28	-993.32	78.49
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	-717.42	-68.55	-127.15	45.45	72.23	-499.82	-45.66
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	-531.46	-42.56	-20.17	10.14	-70.27	-75.63	42.25
7 ^{ème} étage et SM	-261.5	35.63	14.75	6.84	-65.28	-220.454	39.76

3.3. Ferrailage des poteaux :

➤ Les armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrailés par le minimum donné par le RPA en zone IIa, et cela après comparaison des résultats de ferrailage donnée par des sollicitations maximales calculées à l'aide de logiciel SOCOTEC et de SAP 2000.

Les Résultats de ferrailages des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9. Les Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A calculer (cm ²)	A min RPA (cm ²)	Choix des barres Total (cm ²)
Entre sol 3et entre sol 2	50*50	3.20	20	16HA14=24.63
Entre sol 1 et RDC	50*45	2.34	18	16HA14=19.73
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	45*45	1	16.2	12HA14=18.47
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45*40	1.11	14.4	8HA16=16.08
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40*40	3.93	12,8	4HA14+4HA16=14.20
7 ^{ème} étage et chambre à machine	40*35	2.30	8.43	8HA12=9.04

➤ Les armatures transversales :

Tableaux V.10. Ferrailage transversales des poteaux.

Niveau	Entre sol 3 et 2	Entre sol 1et RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etage 5et 6	Etage 7 et SM
Section (cm ²)	50*50	50*45	45*45	45*40	40*40	40*35
ϕ_t^{\max} (cm)	1.6	1.4	1.4	1.4	1.6	1.4
ϕ_t^{\min} (cm)	1.4	1.2	1.2	1.2	1.4	1.2
l_f (cm)	133	133	133	133	133	130
Λ_g	3.12	2..96	2.96	3.33	3.33	3.71
Vu (KN)	2.371	83.689	78.488	45.664	42.245	43.854
l_r	32	32	32	32	32	32
S_t zone	10	10	10	10	10	10
S_t zone	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	0.053	1.88	1.96	1.14	1.19	1.23
A_t^{\min} (cm ²)	4.8	4.8	4.32	4.32	3.84	3.84
A_t adopté	4.8	4.8	4.32	4.32	3.84	3.84
Nbre de	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	8HA8	8HA8

D'après le Code De Béton Armé (CBA9. Art A7.1.3) le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

3.4. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification des contraintes :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \cdot v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s' \cdot (v - d')^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \cdot \left(\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d \right) \quad ; \quad v' = h - v \quad ; \quad B = b \cdot h + 15 \cdot A_s$$

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (m)	v' (m)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Entre sol 3 et entre sol 2	50*50	47	32.17	0,34	0.16	0,05	-788.35	2.43	7.37	15
Entre sol 1 et RDC	50*45	42	19.73	0,30	0.15	0,049	-1612.53	4.28	7.19	15
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	45*45	42	18.47	0,28	0.17	0,049	-1023.11	18.56	7.15	15
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45*40	37	16.03	0.27	0.18	0,035	-759.57	8.73	4,28	15
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40*40	37	14.20	0,24	0.16	0,035	-522.68	1.93	3.27	15
7 ^{ème} étage et SM	40*35	32	9.04	0,23	0,17	0,024	-300.30	17.70	2.31	15

➤ **Vérification au flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec :

Br: Section réduite du poteau.

$$Br = (b - 2) \times (h - 2)$$

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu	Sections	Condition Br > Br calcule		observation
			Br	Br calculé	
Entre sol 3	2469.50	50*50	0.2304	0.136	vérifiée
Entre sol 2	2265.20	50*50	0.2304	0.124	vérifiée
Entre sol 1	2080.69	50*45	0.2064	0.114	vérifiée
RDC	1874.36	50*45	0.2064	0.103	vérifiée
Etage 1	1670.03	45*45	0.1849	0.092	vérifiée
Etage 2	1283.95	45*45	0.1849	0.070	vérifiée
Etage3	1077.10	45*40	0.1634	0.059	vérifiée
Etage 4	868.89	45*40	0.1634	0.048	vérifiée
Etage 5	656.75	40*40	0.1444	0.036	vérifiée
Etage6	442.98	40*40	0.1444	0.024	vérifiée
Etage7	225.22	40*35	0.1254	0.012	vérifiée

➤ **Vérification des contraintes de 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 :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	σ _d	d (cm)	V _u (KN)	σ _{bu} (MPa)	σ̄ _{bu} (MPa)	Obs.
E. Sol 3 et E. Sol 2	50*50	133	3.12	0.04	47	85.56	0,364	1	Vérifiée
E. Sol 1 et RDC	50*45	133	2.96	0,04	42	83.69	0,442	1	Vérifiée
Etages 1 et 2	45*45	133	2.96	0,04	42	78.49	0,415	1	Vérifiée
Etages 3 et 4	45*40	133	3.33	0,04	37	-45.66	0,308	1	Vérifiée
Etages 5 et 6	40*40	133	3.33	0,04	37	42.25	0,285	1	Vérifiée
Etages 7 et SM	40*35	130	3.71	0,04	32	39.76	0,355	1	Vérifiée

3.5. Dispositions constructives :

- **Longueur des crochets**

$$L = 10\phi_t = 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

Soit : L_r = 64 cm Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi$:

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 : $l_r = 50 \text{ cm}$.

- **La distance entre les barres verticales** dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2 h$$

h_e : Hauteur libre de chaque niveau.

Tableau V.14. Dimensions de la zone nodale selon RPA99/version 2003 (Article 7.4.2)

Niveaux	E.SoL 3et2	E.Sol1 et RDC	Etages 1+2	Etage 3+4	Etages 5+6	Etages 7+SM
Sections	50x 50	50 x 45	45 x 45	45 x 40	40 x 40	40x 35
$L'(\text{cm})$	100	100	90	90	80	80
$h'(\text{cm})$	60	60	60	60	60	60

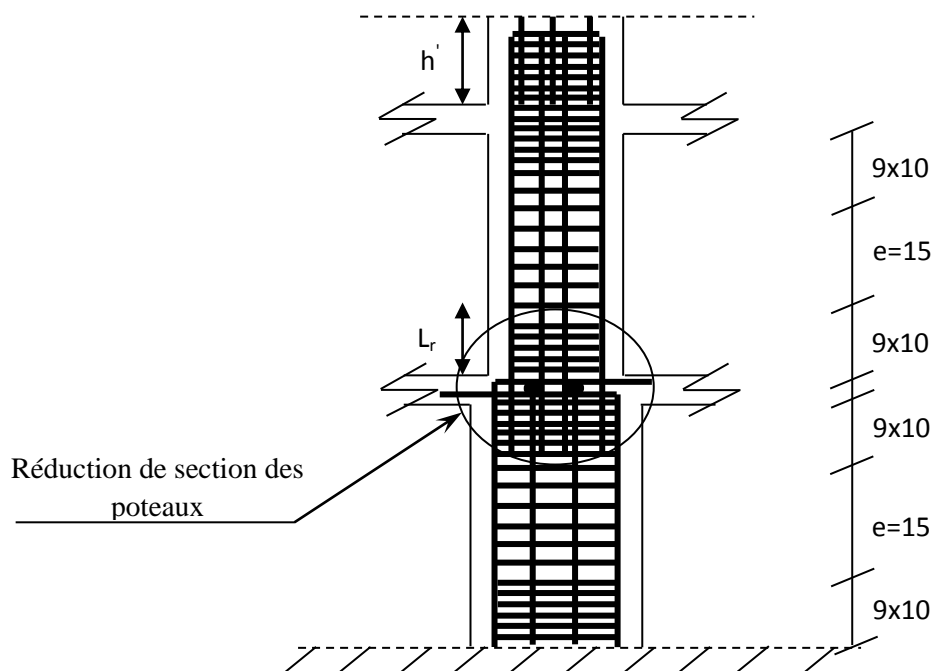
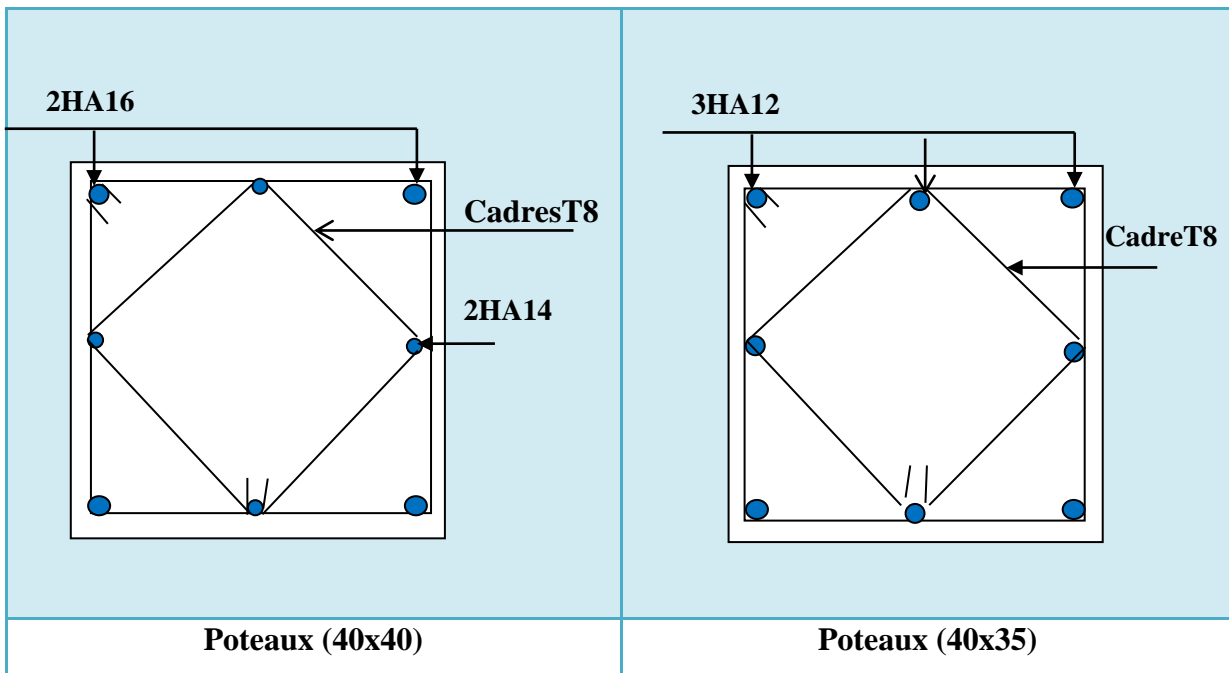


Figure V.4. Ferrailage des sections des poteaux

3.6. Schéma de ferrailage des poteaux.

Tableau V.15.Ferrailage des poteaux :

Entresols 3 et 2	Entresol 1 et RDC
Poteaux (50x50)	Poteaux (50x45)
1^{eme} et 2^{eme} étage	3^{eme} et 4^{eme} étage
Poteaux (45x45)	Poteaux (45x40)
5^{eme} et 6^{eme} étage	7^{eme} et SM



3.7. Vérification des zones nodales.

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

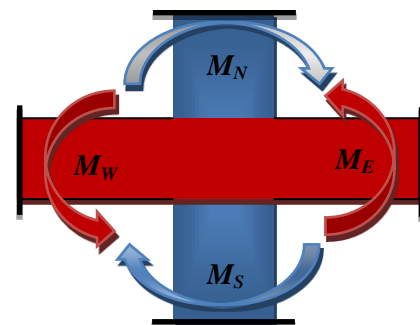


Figure V.5. Répartition des moments dans les zones nodales

➤ **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.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0,9h, \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.16. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A (cm ²)	N ^{bre} barre/face	σ_s (MPa)	M _R (KN.m)
Entre sol 3 et 2	50×50	45	24.63	16HA14	348	425.606
Entre sol 1 et RDC	45×50	40.5	19.73	16HA16	348	278.075
Etages 1et2	45×45	40.5	18.47	12HA14	348	260.316
Etages 3et4	40×45	40,5	16.08	8HA16	348	225.927
Etages 5et6	40×40	36	14.20	4HA16+4HA14	348	177.898
Etages 7 et SM	35×40	36	9.04	8HA12	348	113.253

Les résultats des moments résistant dans les poutres sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres.

Niveaux	Section (cm ²)	Z(cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Entre sol 3	P.P (30×40)	36	6.88	86.19
	P.S (30×40)	36	3.39	42.47
Entre sol 2	P.P (30×40)	36	6.88	86.19
	P.S (30×40)	36	3.39	42.47
Entre sol 1	P.P (30×40)	36	8.01	100.35
	P.S (30×40)	36	3.39	42.47
RDC	P.P (30×40)	36	6.88	86.19
	P.S (30×40)	36	6.88	86.19
Les étage 1 et 2	P.P (30×40)	36	8.01	100.35
	P.S (30×40)	36	9.24	115.76
Les étage 3 ; 4 et 5	P.P (30×40)	36	8.01	100.35
	P.S (30×40)	36	9.24	115.76
L'étage 6	P.P (30×40)	36	8.01	100.35
	P.S (30×40)	36	6.88	86.19
L'étage 7	P.P (30×40)	36	9.24	115.76
	P.S (30×40)	36	6.88	86.19
SM	P.P (30×40)	36	6.88	86.19
	P.S (30×40)	36	3.39	42.47

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

Tableau V.18. Vérification de la zone nodale.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Observation
Entre sol 3	425.606	425.606	851.212	86.19	86.19	215.475	Vérifier
Entre sol 2	425.606	425.606	851.212	86.19	86.19	215.475	Vérifier
Entre sol 1	278.075	278.075	556.150	100.35	100.35	250.875	Vérifier
RDC	278.075	278.075	556.150	86.19	86.19	215.475	Vérifier
L'étage 1	260.316	260.316	520.632	100.35	100.35	250.875	Vérifier
L'étage 2	260.316	260.316	520.632	100.35	100.35	250.875	Vérifier
L'étage 3	225.927	225.927	451.854	100.35	100.35	250.875	Vérifier
L'étage 4	225.927	225.927	451.854	100.35	100.35	250.875	Vérifier
L'étage 5	177.898	177.898	355.795	100.35	100.35	250.875	Vérifier
L'étage 6	177.898	177.898	355.795	100.35	100.35	250.875	Vérifier
L'étage 7	113.253	113.253	226.506	115.76	115.76	289.400	Vérifier
SM	113.253	113.253	226.506	86.19	86.19	215.475	Vérifier

On remarque que la condition du RPA99/2003 sur la zone nodale n'est pas vérifiée pour le dernier Niveau (Terrasse inaccessible), Bien que la vérification soit facultative dans les (2) derniers niveaux (article 7.6.2).

Et pour les autres niveaux on remarque bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.4. Étude des voiles :

Le voile est un élément structurel de contreventement soumise à des forces verticales et des forces horizontales donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation(Q) ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :

- ✓ 1,35G+1,5Q
- ✓ G+Q

Selon le RPA version 2003 :

- ✓ G+Q±E
- ✓ 0.8G±E

Méthode de calcul : Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max (A^{cal}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

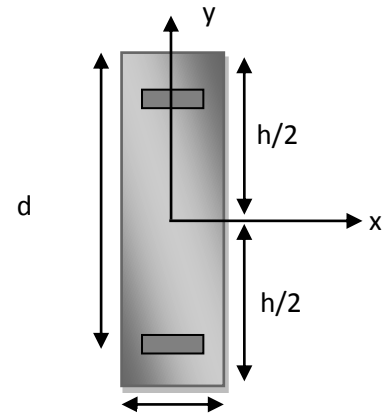


Figure V.6. Section du voile.

4.1. Recommandation du RPA :

a. Les armatures verticales :

Ces armatures sont disposées en deux nappes parallèles aussi faces du refend et servent à reprendre les contraintes de flexion, elles seront calculées en flexion composée (Bernoulli). Elles sont placées symétriquement suivant la longueur du voile en raison de deux sens opposés probables du moment de flexion due au séisme.

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :

$$A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$$

Avec: L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- 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 ($St \leq e$).
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les aciers de traction peuvent être concentrés à l'extrémité du voile.
- A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15 cm.

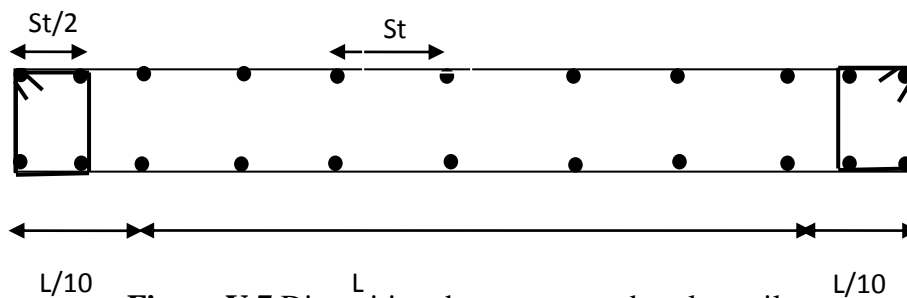


Figure V.7. Disposition des armatures dans les voiles.

b. Les armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

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.

e. Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

c. Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times L_x \times e$ globalement dans la section du voile.
- ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times L_c \times e$ dans la zone comprimée du voile.
- ✓ $A_{\min} = 0.20\% \times L_t \times e$ dans la zone tendue du voile.

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq \min (1.5e, 30 \text{ cm})$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 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 pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

➤ Voile 1

Tableau V.19. Ferrailage des voiles V_{y1} ; $L=2.30$ m

Niveau	Entre sol 3	Entre sol 2	Entre sol 1	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} ; 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
L (m)	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	-263.81	-230.63	153.81	- 1144.71	- 892.65	-383.76	159.31	118.85
N (KN)	884.60	781.202	601.03	1619.2	1214.27	740.43	144.84	63.499
V(KN)	139.59	124.88	212.10	326.21	350.76	205.40	114.57	60.598
τ_U Mpa	0.47	0.42	0.71	1.10	1.19	0.69	0.38	0.20
$\bar{\tau}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal (cm ²)	17.66	15.55	11.52	0.24	0.18	0.12	0.018	0.007
A_v min (cm ²)	6.90	6.90	6.90	6.90	6.90	6.90	6.90	6.90
A_{min}^{Tendue} c m ²	0	0	0	2.10	2.20	1.19	2.99	3.65
$A_{adopté}$	18.47	16.08	12.06	7.70	7.70	7.70	7.70	7.70
N^{barre}	12HA14	8HA14	6HA16	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
S_t (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
A_{min}^{comp} (cm ²)	4.6	4.6	4.6	2.49	2.39	3.40	1.60	0.94
$A_{adopté}$	5.65	5.65	5.65	3.39	3.39	4.04	2.26	2.26
N^{barre}	5HA12	5HA12	5HA12	3HA12	3HA12	2HA16	2HA12	2HA12
A_h cal(cm ²)	0.59	0.52	0.89	1.38	1.48	0.86	0.48	0.26
A_h min(cm ²)	6.9	6.9	6.9	3.74	3.59	5.10	2.40	1.41
A_h adop (cm ²)	7.70	7.70	7.70	4.52	4.52	7.70	3.39	2.26
N^{barre}	5HA14	5HA14	5HA14	4HA12	4HA12	5HA14	3HA12	2HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

➤ Voile 2

Tableau V.20. Ferrailage des voiles V_{Y2} ; $L=2.20m$

Niveau	Entre sol 3	Entre sol 2	Entre sol 1	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} ; 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
L (m)	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	-207.72	-47.977	427.228	15004.93	-838.144	-333.465	-180.49	-180.29
N (KN)	1642.81	1535.26	1141.81	24871.38	1260.97	971.917	421.52 3	323.02 4
V(KN)	-75.752	15.73	527.701	-293.811	-355.598	-204.958	-112.03	-120.93
τ_v Mpa	0.26	0.055	1.85	1.04	1.25	0.72	0.39	0.34
$\bar{\tau}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal (cm ²)	27.68	23.00	0.22	3.83	0.19	20.51	0.074	0.051
A_v min (cm ²)	6.6	6.6	6.6	6.6	6.6	6.6	6.6	6.6
A_{min}^{Tendue} cm ²	0	0	0.088	1.72	1.97	0	0.63	1.50
A_v ado(cm ²)	28.15	24.13	7.70	7.70	7.70	21.55	7.70	7.70
$N^{barre}/face$	14HA16	12HA16	5HA14	5HA14	5HA14	14HA14	5HA14	5HA14
S_t	10	10	10	10	10	10	10	10
A_{min}^{comp} (cm ²)	4.4	4.4	4.4	2.67	2.43	4.4	3.76	2.89
$A_{adopté}$	4.52	4.52	4.52	3.39	3.39	4.52	4.52	3.39
N^{barre}	4HA12	4HA12	4HA12	3HA12	3HA12	4HA12	4HA12	3HA12
A_h cal(cm ²)	0.33	0.069	2.33	1.29	1.57	0.90	0.49	0.53
A_h min (cm ²)	6.6	6.6	6.46	4.01	3.64	6.6	5.65	4.33

A_h adop (cm ²)	7.70	7.70	7.70	4.52	4.52	7.70	7.70	4.52
$N^{barre}/face$	5HA14	5HA14	5HA14	4HA12	4HA12	5HA14	5HA14	4HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

➤ Voile 3

Tableau V.21.Ferraillage des voiles V_{x1} ;L=1.20m

Niveau	Entre sol 3	Entre sol 2	Entre sol 1	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} ; 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
L (m)	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	50.2235	49.3225	32.722	-511.626	236.111	176.565	98.298	117.418
N (KN)	526.735	520.542	457.384	-139.981	530.728	363.974	276.65	176.643
V(KN)	27.549	25.621	21.037	-230.061	125.043	113.858	74.383	74.962
τ_U Mpa	0.09	0.090	0.090	0.81	0.44	0.72	0.57	0.34
$\bar{\tau}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5	5	0.26
A_v cal (cm ²)	9.37	8.44	7.21	0.010	0.092	0.061	5.90	0.026
A_v min (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
$A_{min}^{Tendue}_2$ cm	0	0	0	3.95	0.77	1.07	0	1.97
A_v adop (cm ²)	10.05	9.24	8.04	4.52	4.52	4.52	6.16	4.52
N^{barre}	5HA16	6HA14	4HA16	4HA12	4HA12	4HA12	4HA16	4HA12
S_t (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
A_{min}^{comp} (cm ²)	2.4	2.4	2.4	0.44	3.62	3.32	2.4	2.42
$A_{adopté}$	4.52	4.52	4.52	1.57	3.39	3.39	4.52	3.29
N^{barre}	4HA12	4HA12	4HA12	2HA10	3HA12	3HA12	4HA12	3HA12

A_h cal(cm ²)	0.12	0.11	0.09	1.01	0.55	0.50	0.32	0.33
A_h min (cm ²)	3.6	3.6	3.6	0.66	5.43	4.98	3.6	3.64
A_h adop(cm ²)	4.52	4.52	4.52	1.57	6.16	6.16	4.52	4.52
N^{barre}	4HA12	4HA12	4HA12	2HA10	6HA14	6HA14	4HA12	4HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

➤ Voile 4

Tableau V.22.Ferraillage des voiles V_{x2} : L=1.90m

Niveau	Entre sol 3	Entre sol 2	Entre sol 1	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} ; 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	SM
L (m)	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	150.93 7	38.421	330.560	-764.3	-562.35	-315.435	-153.84	-189.23	110.39
N (KN)	1794.5 5	1726.104	1564.466	1548. 0	1225.3 2	927.06	437.25 8	281.88	146.52
V(KN)	56.452	-17.053	363.629	258.7 3	-275.91	-202.051	-106.04	-113.68	36.163
τ_U Mpa	0.23	0.07	1.48	1.06	1.12	0.82	0.43	0.34	0.15
$\bar{\tau}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal(cm ²)	29.22	25.68	29.99	0.24	0.20	0.17	0.079	0.039	0.02
A_v min(cm ²)	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7
A_{min}^{Tendue} cm ²	0	0	0	1.36	1.17	0.26	0.37	2.00	2.20
A_v adop(m ²)	29.45	26.14	31.42	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16
N^{barre}	6HA25	13HA16	10HA20	4HA1	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14

				4					
St	10	10	10	10	10	10	10	10	10
$A_{min}^{comp} (cm^2)$	3.80	3.8	3.8	2.43	2.62	3.53	3.42	1.79	1.59
$A_{adopté}$	4.52	4.52	4.52	3.08	3.08	4.52	4.52	2.26	2.26
N^{barre}	4HA12	4HA12	4HA12	2HA1 4	2HA14	4HA12	4HA12	2HA12	2HA12
$A_h \text{ cal} (cm^2)$	0.29	0.08	1.86	1.32	1.41	1.03	0.54	0.58	0.18
$A_h \text{ min}(cm^2)$	5.7	5.7	5.7	3.65	3.93	5.30	5.13	2.69	2.39
$A_h \text{ adop}(cm^2)$	6.16	6.16	6.16	4.52	4.52	6.16	6.16	3.08	3.08
N^{barre}/face	4HA14	4HA14	4HA14	4HA1 2	4HA12	4HA14	4HA14	2HA14	2HA14
$S_t (cm)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20

➤ Schémas de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC1 comme exemple, et se sera idem pour les autres.

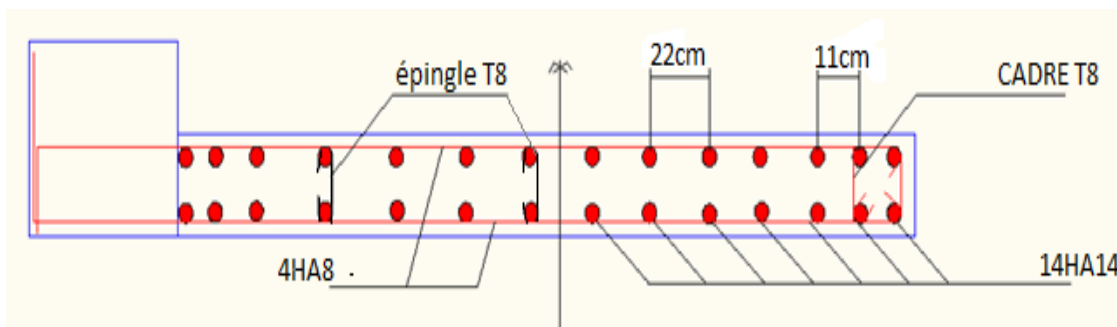


Figure .V.8 : Schéma de ferrailage de voile (V_{v1})

5. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul (SAP 2000)

Il est noté que le ferraillement minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisés. Les ferraillements adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL.

Chapitre VI

VI.1. Introduction.

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autre organe (cas des semelles sur pieu)

VI.2. Choix du type de fondation

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.
- L'économie.
- La facilité de réalisation.

Selon le rapport du sol, le terrain présente une capacité moyenne dans les cinq premiers mètres. Le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 2, 34 m, du niveau de base, et un taux de travail de 1,8 bars.

Le dimensionnement et le ferrailage des semelles se font selon la réglementation parasismique (**RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1**) sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

VI.3. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base de section ($a \times b$) d'où les semelles sont rectangulaires ($A \times B$).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : $N=3663.641\text{KN}$

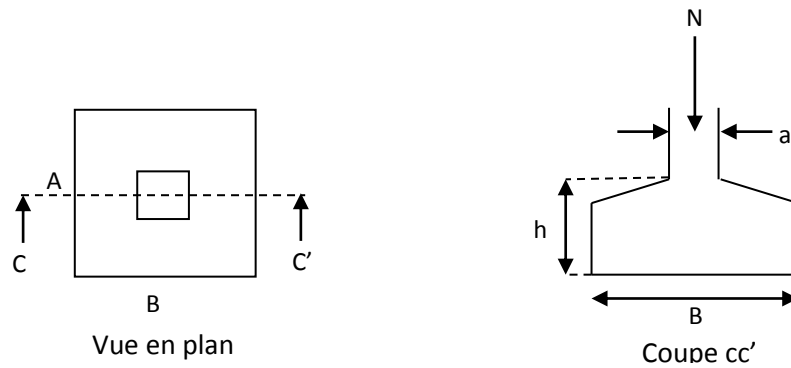


Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée

$$B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1644.09}{185}} = 2.98m$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.4. Vérification des semelles filantes.

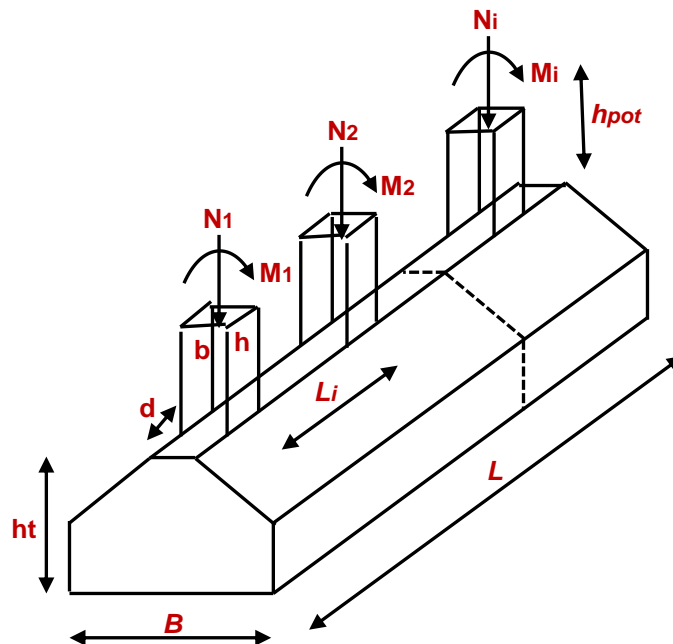


Figure VI.2. semelles filantes sous poteaux

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 4 poteaux.

Portique sens porteur:

$$N = \sum N_i = 17066.34 \text{ KN}$$

$$L = 20.95 \text{ m}$$

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L} = \frac{17066.34}{185 \times 20.95} = 4.40 \text{ m}$$

Vu la distance entre les axes des deux portiques parallèles on remarque qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles filantes, d'où l'emploi des semelles filantes est impossible, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

VI.5. Radier général

Le radier travaille comme un plancher renversé.

5.1. Caractéristiques géométriques du radier

➤ Condition de coffrage

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$$L_{\text{max}} = 4.40 \text{ m} \Rightarrow h_r = 22 \text{ cm} \text{ on prend } h_r = 60 \text{ cm.}$$

➤ Condition de rigidité

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{\text{max}}$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

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

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.40^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 61.58 \text{ cm}$$

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_t = 70 \text{ cm}$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 30 \text{ cm}$ Pour le radier.

5.2. Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 32550.048 \text{ KN.}$$

$$S_{rad} \geq \frac{32550.048}{185} = 175.94 \text{ m}^2.$$

$S_{rad} < S_{bat} = 249.10 \text{ m}^2. \Rightarrow$ Le radier ne comporte pas de débord

$$S_{rad} = S_{bat} = 249.10 \text{ m}^2$$

On opte pour une surface : $S_{radier} = 249.10 \text{ m}^2$

5.3. Les vérifications

➤ Vérification de la poussée hydrostatique

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 3.8 m

S : surface totale du bâtiment = 249.10 m²

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

$$P = 1.5 \times 3.8 \times 249.10 \times 10 \text{ KN} = 14198.7 < N = 32550.048 \text{ KN.}$$

Condition vérifié

➤ Vérification au poinçonnement

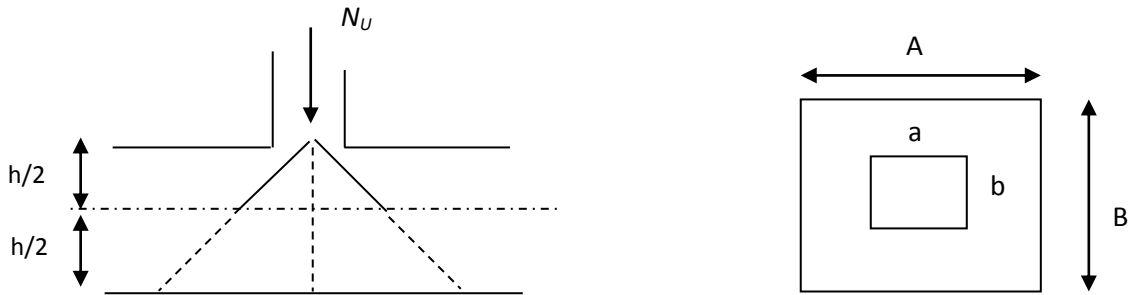


Figure VI.3. Présentation de zone d'impact de la charge

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (BEAL, A.5.2.42)

N_u : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

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

h : hauteur du radier

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

On trouve : $U_c = 3.20m$.

$$N_u = 2215.49KN$$

$$N_u = 2.21549MN \leq 0.045 \times 3.20 \times 0.6 \times \frac{25}{1.15} = 1.87MN. \quad \text{Condition non vérifiée}$$

on opte pour $h_r = 45cm$

$$N_u = 2.21549MN \leq 0.045 \times 3.80 \times 0.6 \times \frac{25}{1.15} = 2.50MN. \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3MPa) = 2,5MPa$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{max} \cdot b}{2S}$$

$$V_U = \frac{44647.641 \times 4.40 \times 1}{2 \times 249} = 394.47 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{394.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.405} = 0.97 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa. Condition vérifiée}$$

5.4. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{44647.641}{249} = 179.19 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{32550.048}{249} = 131.19 \text{ KN} / \text{m}^2$$

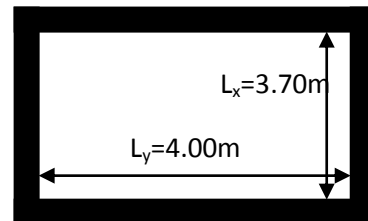


Figure VI.4. Schéma d'une dalle sur quatre appuis

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.92 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

- **ELU (V = 0)**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.04370 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 107.2 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 88.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 91.12 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 75.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = 53.6 \text{ m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = 44.235 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_{\max} = 394.47 \text{ KN}$$

- **ELS** ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.04370 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 117.15 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 65.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 99.58 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 55.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -58.57 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -32.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Condition de non fragilité

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1×0.60) m², et en respectant la condition de non fragilité suivante :

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \alpha \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{\text{Min}} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{\text{Min}} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HAFeE400 ; $\rho_0 = 0.0008$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier.

Localisation		Moment (KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	91.12	6.68	2.91	5HA14=7.69	25
	En appuis	53.6	2.67		5HA12=5.65	25
Sens yy	En travée	75.19	3.9	2.8	5HA12=5.65	25
	En appuis	44.235	1.56		5HA12=5.65	25

➤ Vérifications à l'ELS

✚ Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 201MPa.$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le radier

Localisatio	Sens	M _{ser}	A (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _{bc}	σ̄ _s (MPa)
Travée	Xx	99.58	7.69	3.4	250.91	15	201,6
	Yy	55.6	5.65	2.41	189.07	15	201,6
Appui	xx	-58.57	5.65	2.54	199.18	15	201,6
	yy	-32.7	5.65	1.42	111.22	15	201,6

La contrainte dès l'acier σ_s dans la travée X-X n'est pas vérifiée on doit donc augmenter la section des aciers. Le ferrailage final tableau suivant :

Tableau VI.3. Vérification des contraintes nouvelles

Localisation	Sens	M _{ser} (KNm)	A (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	99.58	5T16 = 10.048	3.39	193.78

✚ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 329.8MN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.61MPa < 1.25MPa. \quad \text{➤}$$

✚ Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(17.1; 50; 16) = 16mm \text{ soit } \phi_t = 10mm.$$

✚ Espacement des aciers transversaux :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l_{\min}}\right) \Rightarrow S_t = \min(20; 12; 16) = 12\text{cm} \text{ soit } S_t = 10\text{cm}.$$

Schéma de ferrailage :

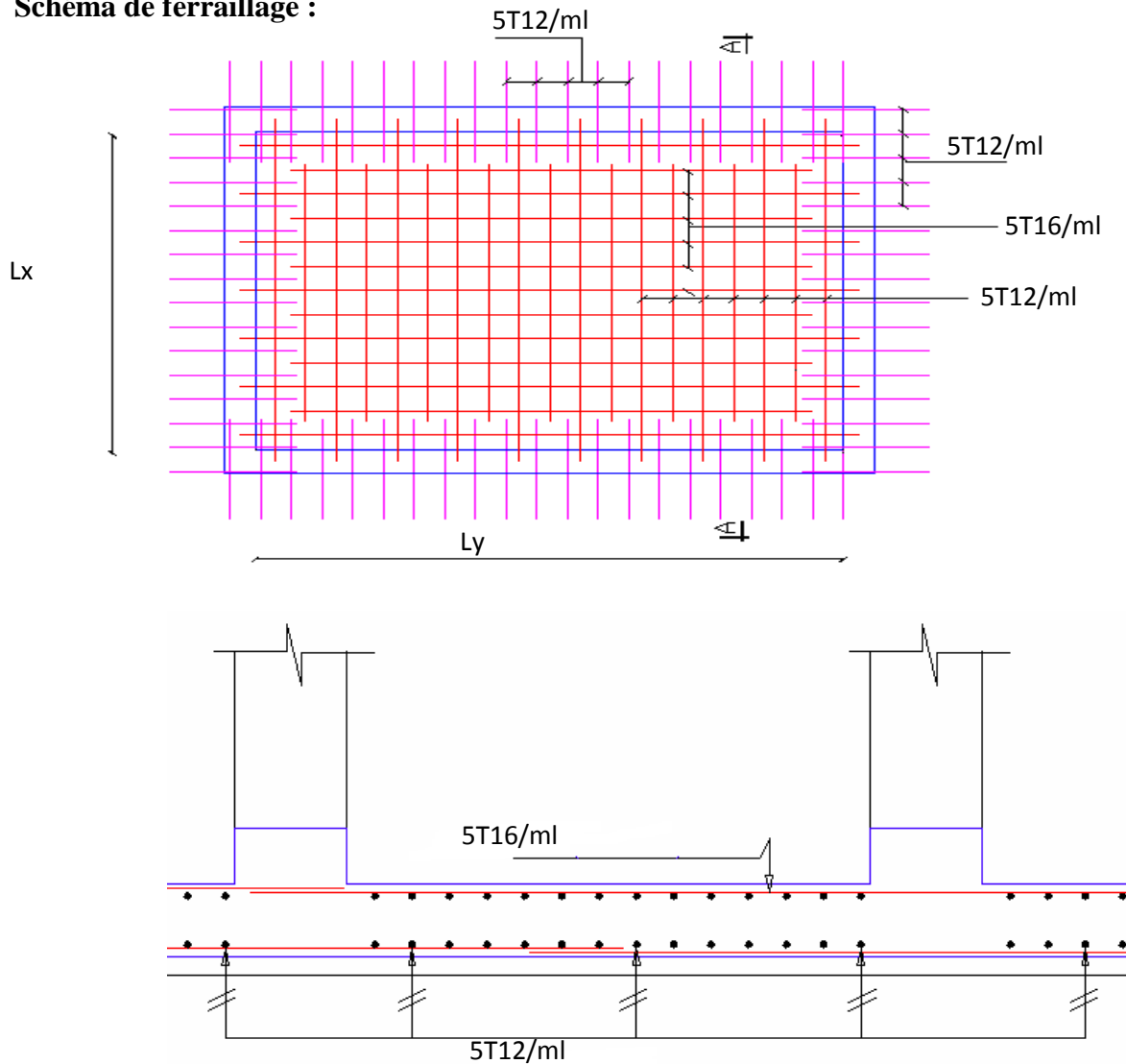


Figure VI.5. Schéma de ferrailage de la dalle

VI.6. Etude des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

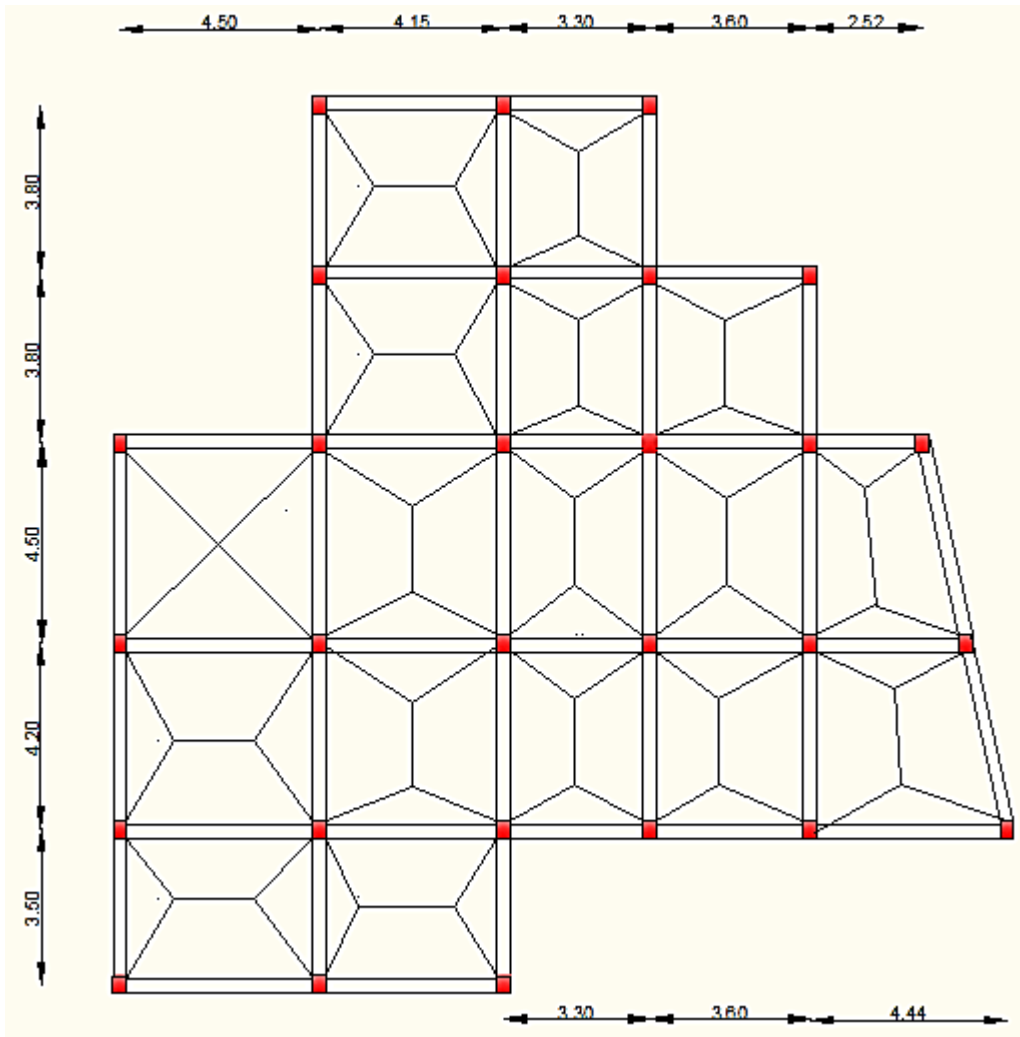


Figure VI.6. Schéma des lignes de rupture du radier

Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdales et les charges triangulaires par des charges uniformément réparties.

▪ **Charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

▪ **Charges triangulaires**

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec :

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

l_{yg} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

Ferraillage

Les nervures sont des poutres continues, de section en T. Elles sont ferraillées à la flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4.Ferraillage des nervures

Localisation		Moment (KN.m)	A min (cm ²)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Appuis	X-X	339.933	17.5	13.48	10T16=20.10
	Y-Y	578.89	17.5	23.88	10T16=20.10
Travée	X-X	302.56	17.5	11.73	10T16=20.10
	Y-Y	420,43	17.5	16.47	10T16=20.10

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

Tableau VI.5 Vérification de l'effort tranchant dans les nervures

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
xx	355.73	0.72	Vérifiée

On remarque que les contraintes de cisaillement dans les nervures sont vérifiées.

➤ Vérification à l'ELS

État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable, donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.6. Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.

Localisation		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
appuis	X-X	248.92	10T16=20.10	20.16	5.56	226
	Y-Y	423.83	10T16=20.10	20.16	8.87	248.16
Travées	X-X	221.51	10T16=20.10	11.16	3.17	253
	Y-Y	308.03	10T16=20.10	11.16	4.38	236.63

On remarque que les contraintes dans l'acier (σ_s) au niveau des travées et les appuis ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section de l'acier.

Les résultats finals de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7. Redimensionnement du Ferrailage des nervures.

Localisation		A adoptée (cm ²)	σ_s (MPa)
Appuis	X-X	4T20+4T16= 20.59	178.89
	Y-Y	4T25+4T20=32.18	200.11
Travées	X-X	4T20+4T16=12.30	162.5
	Y-Y	4T20+2T25+2T16	169.9

➤ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(22.8.; 65; 25) \quad \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm.}$$

➤ **Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S_t = \min(20; 19.2; 30) = 20\text{cm}$$

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

➤ **Schémas de ferrailage des nervures**

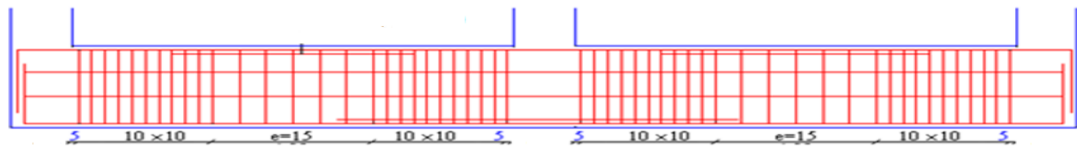


Figure VI.7. Dispositions constructives des armatures dans la nervure

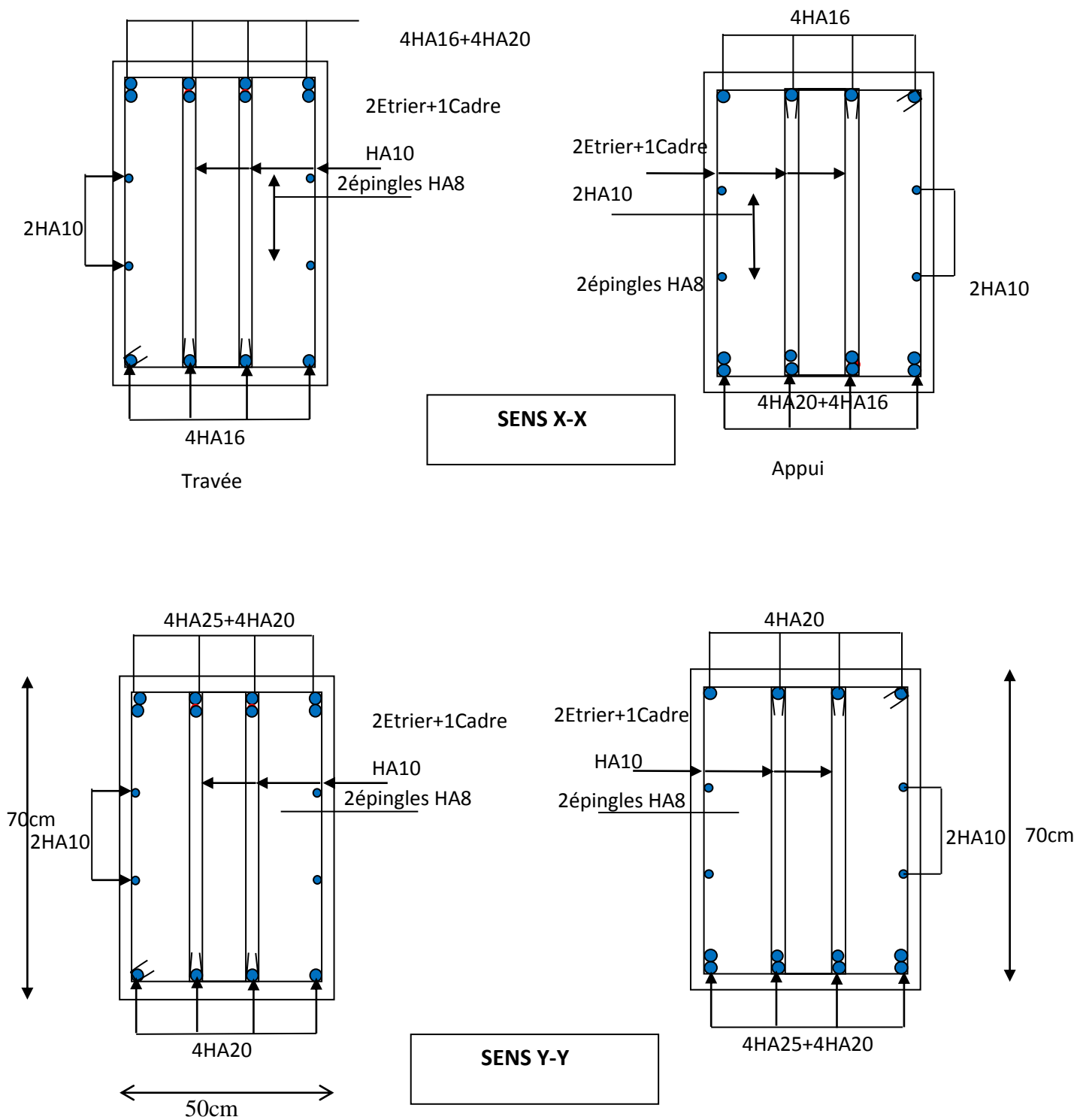


Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures

7. Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 45cm

Sections des nervures ; $(b \cdot h) = (50 \cdot 70) \text{ cm}^2$.

Conclusion Générale

Conclusion général

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation Master pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial est bien sûr, la sauvegarde des vies humaines lors d'un séisme majeur. La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire nécessairement une bonne résistance vis-à-vis des séismes, mais bien au contraire, elle peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque les voiles sont mal placés.

Notons enfin, que ce projet constitue pour nous une première expérience très bénéfique du point de vue utilisation l'outil informatique, et la maîtrise du logiciel « SAP » en utilisant les connaissances de base des sciences de l'ingénieur acquise durant la formation, et ce afin de réduire le risque sismique à un niveau minimal en adoptant une conception optimale qui satisfait à la fois les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

- ✚ Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- ✚ Résumé sous forme d'organigrammes de la norme BAEL, 2015.
- ✚ Formulaire de calcul des sections en béton armé selon le BAEL91 et le CBA93.
- ✚ Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- ✚ Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- ✚ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- ✚ Cours des années de spécialité.

Annexes

Annexe 1

$a = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

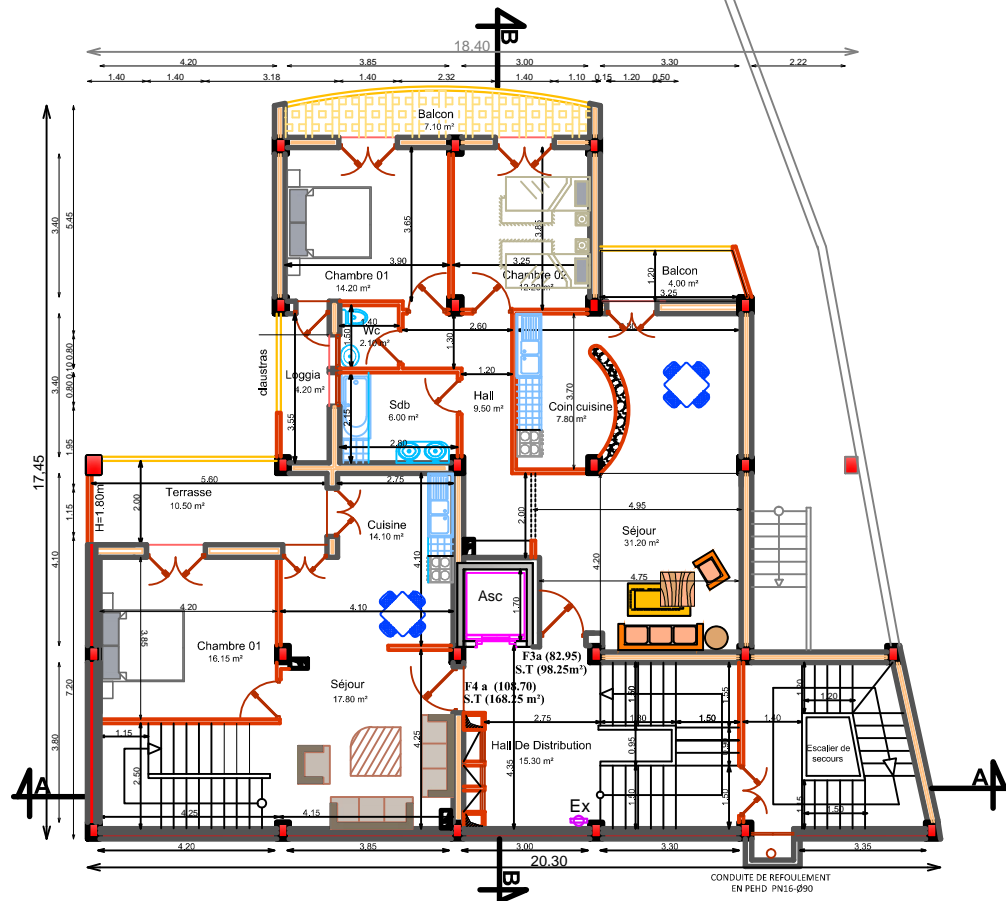
NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

Annexe 3

Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

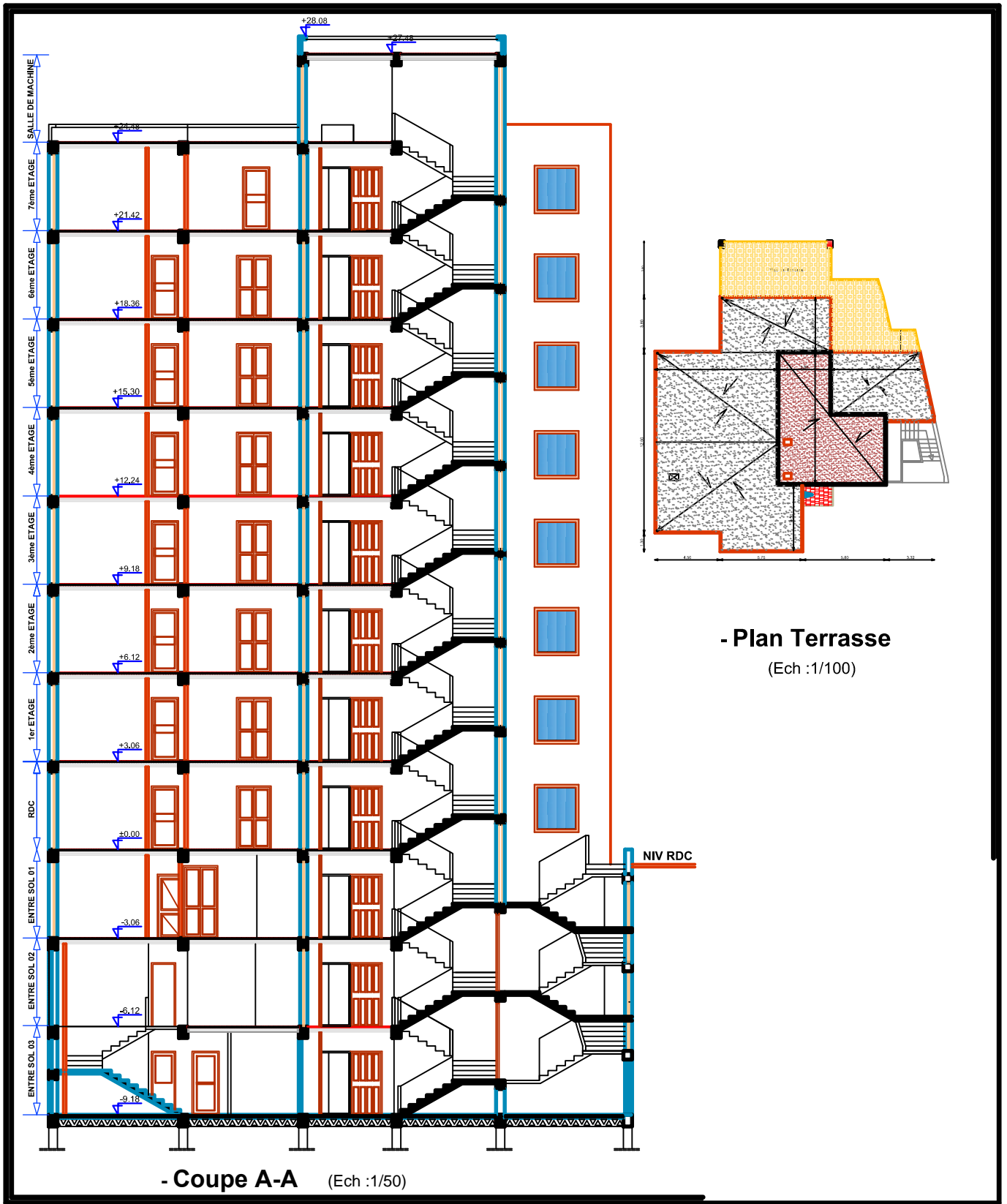
Les plans

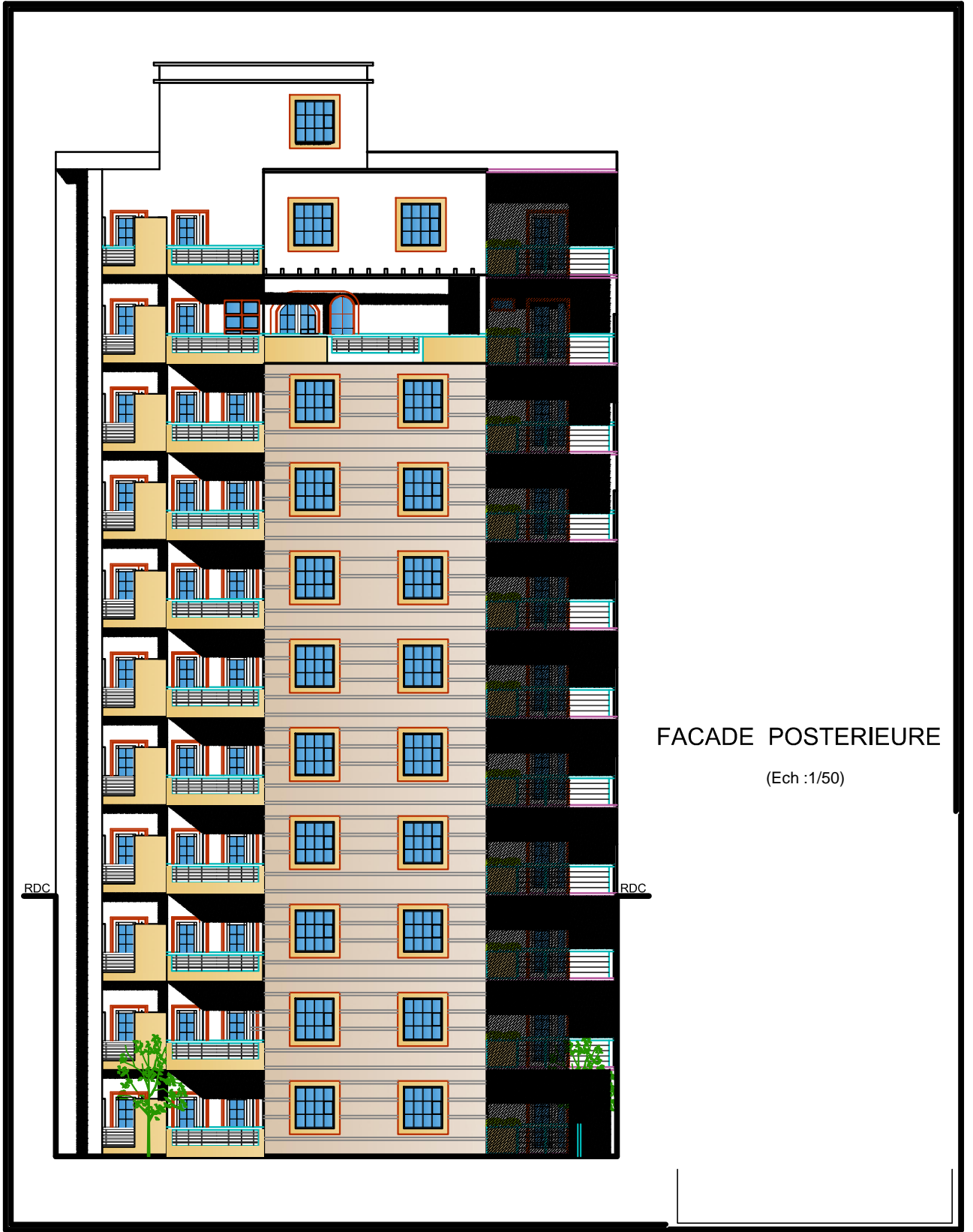


Plan Entre sol 02

(Niv : - 6,12)

(Ech : 1/50)



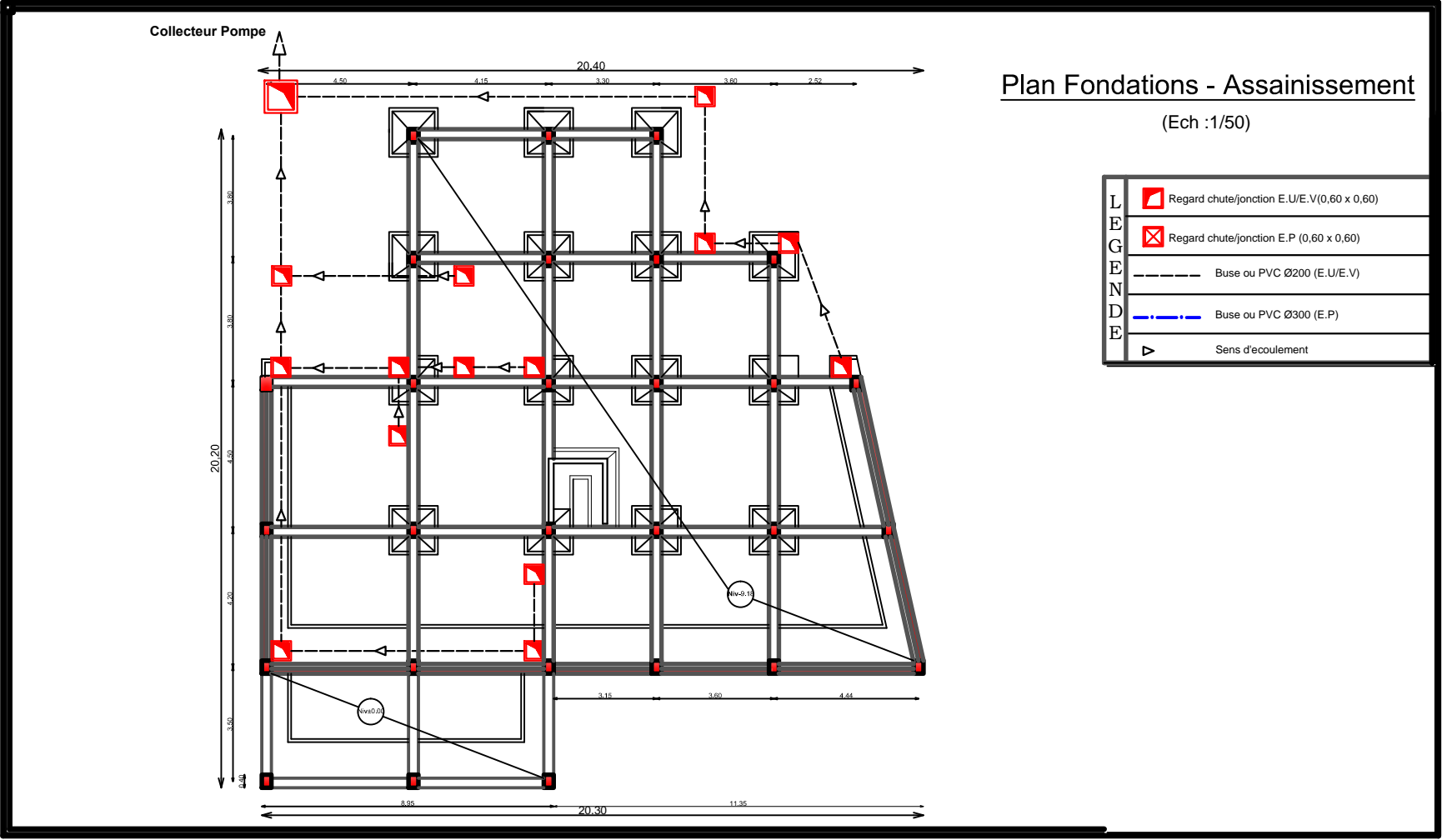


FACADE POSTERIEURE

(Ech : 1/50)

RDC

RDC

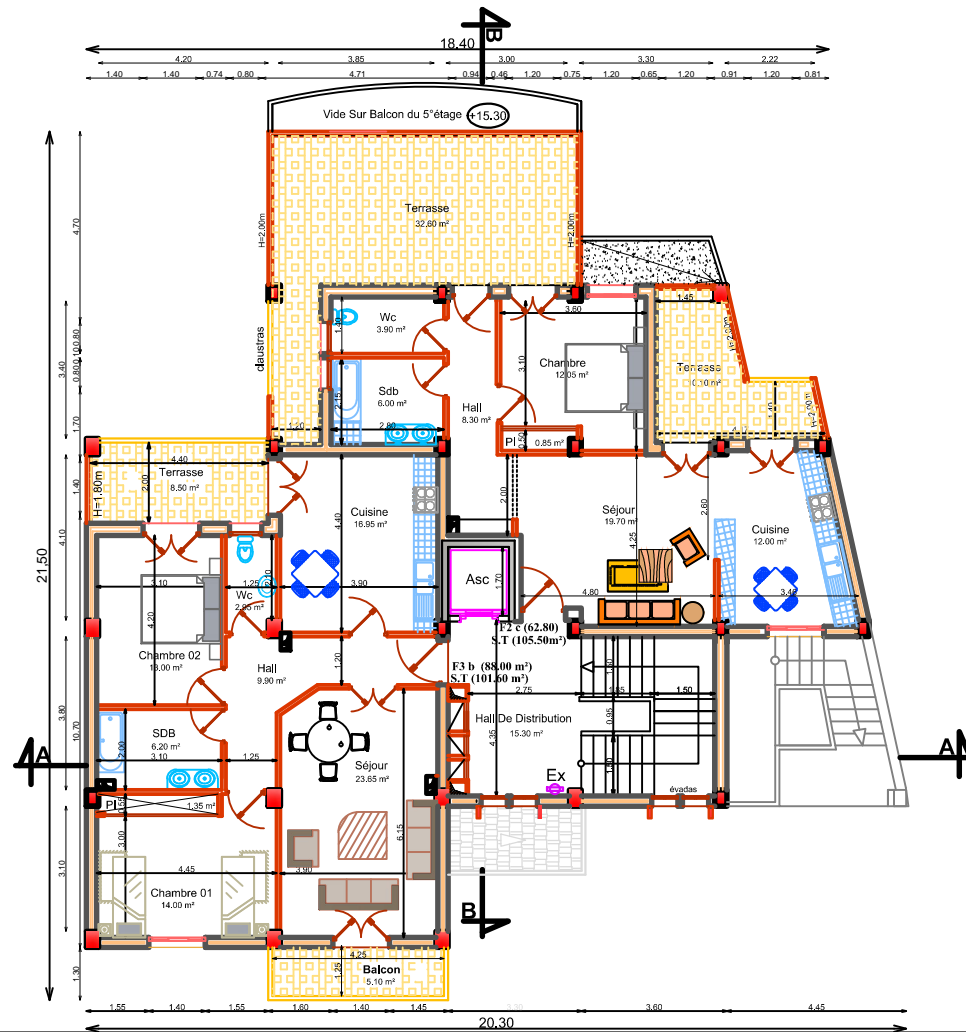


Plan Fondations - Assainissement

(Ech : 1/50)

L E G E N D E		Regard chute/jonction E.U./E.V.(0,60 x 0,60)
		Regard chute/jonction E.P (0,60 x 0,60)
		Buse ou PVC Ø200 (E.U./E.V)
		Buse ou PVC Ø300 (E.P)
		Sens d'écoulement

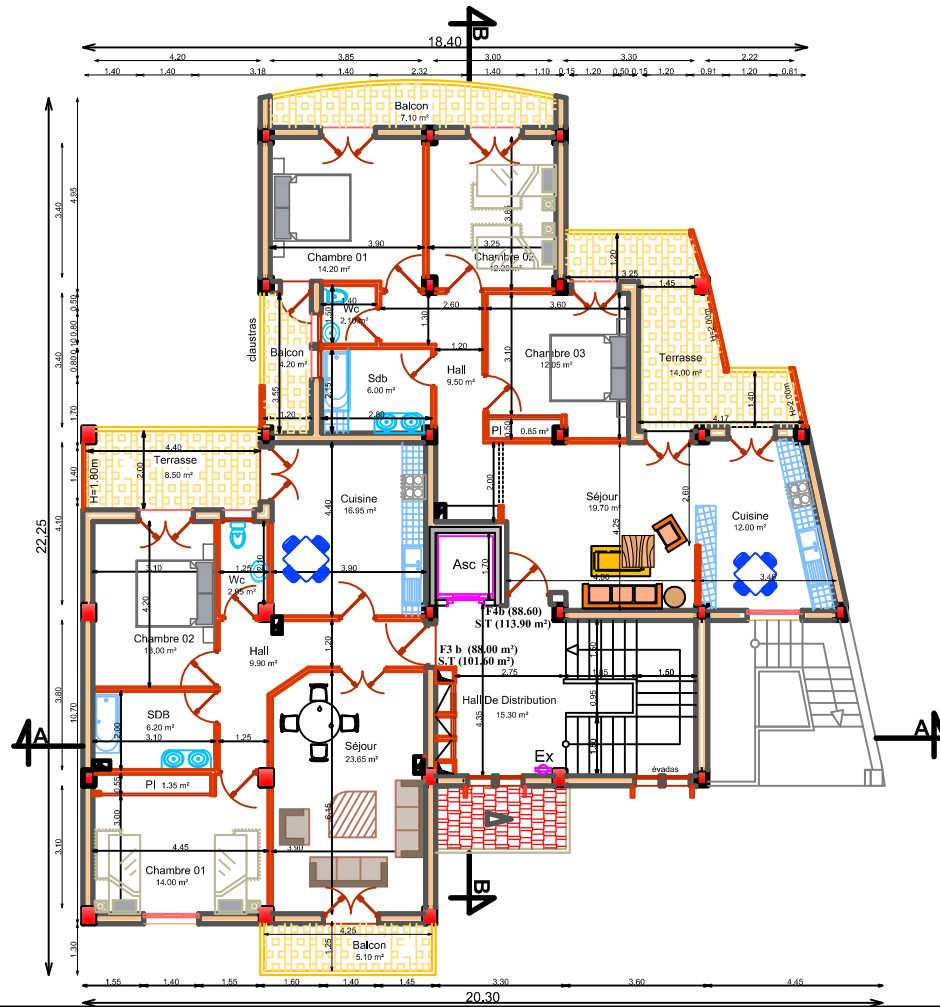
Collecteur Pompe



Plan 6ème Etage

(Niv : +18,36)

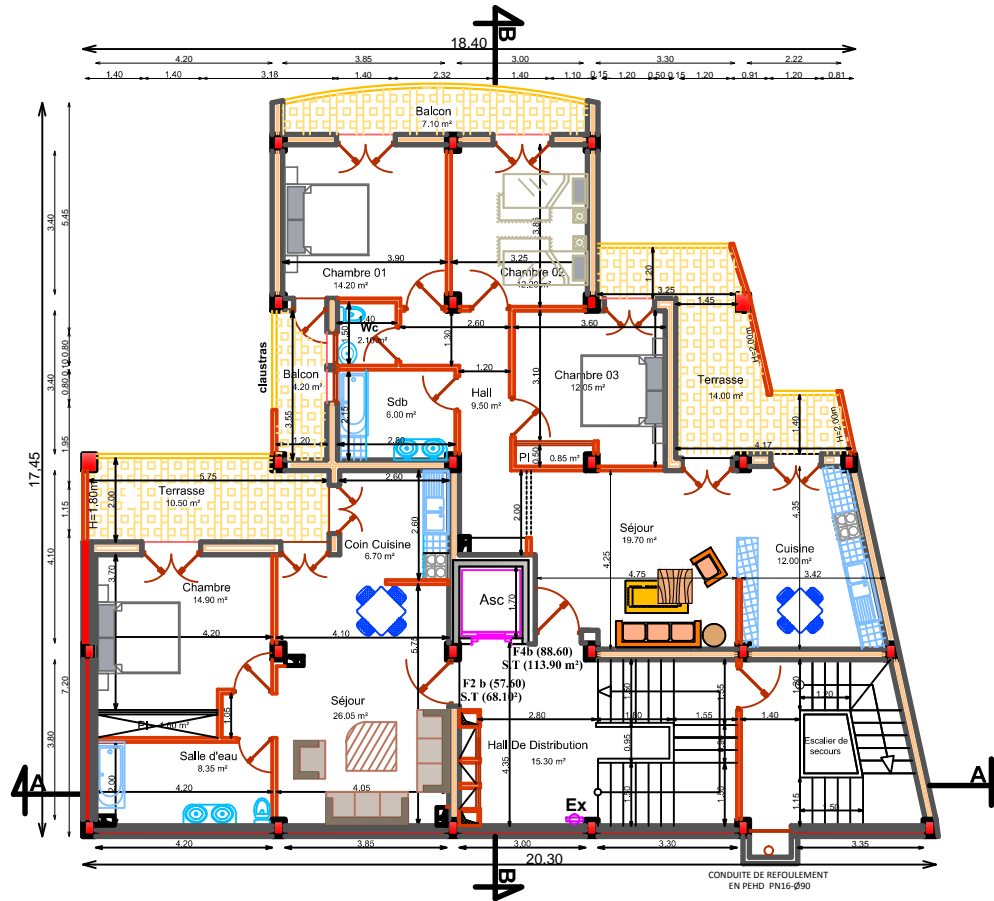
(Ech : 1/50)



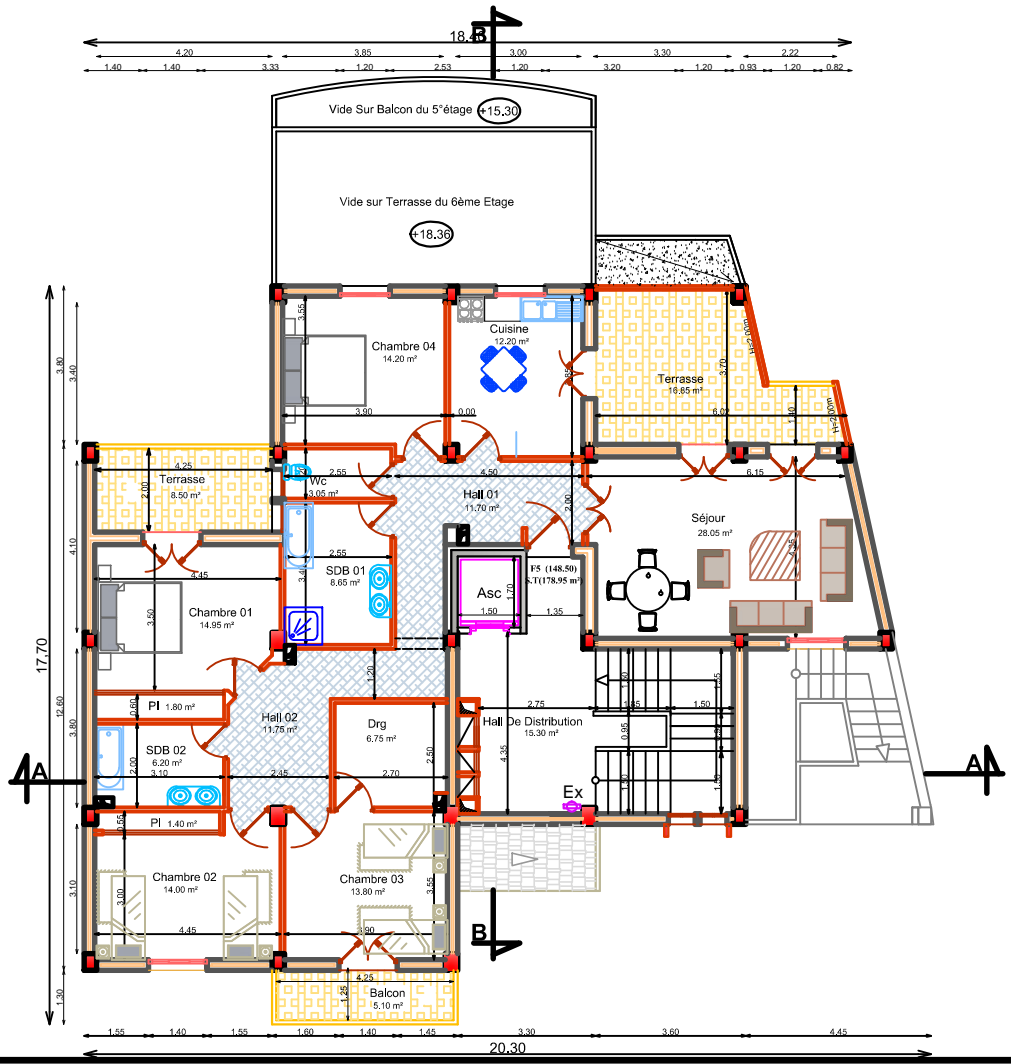
Plan 3°, 4° et 5° Etages

(Niv : +9.18, +12.24, +15.30)

(Ech : 1/50)



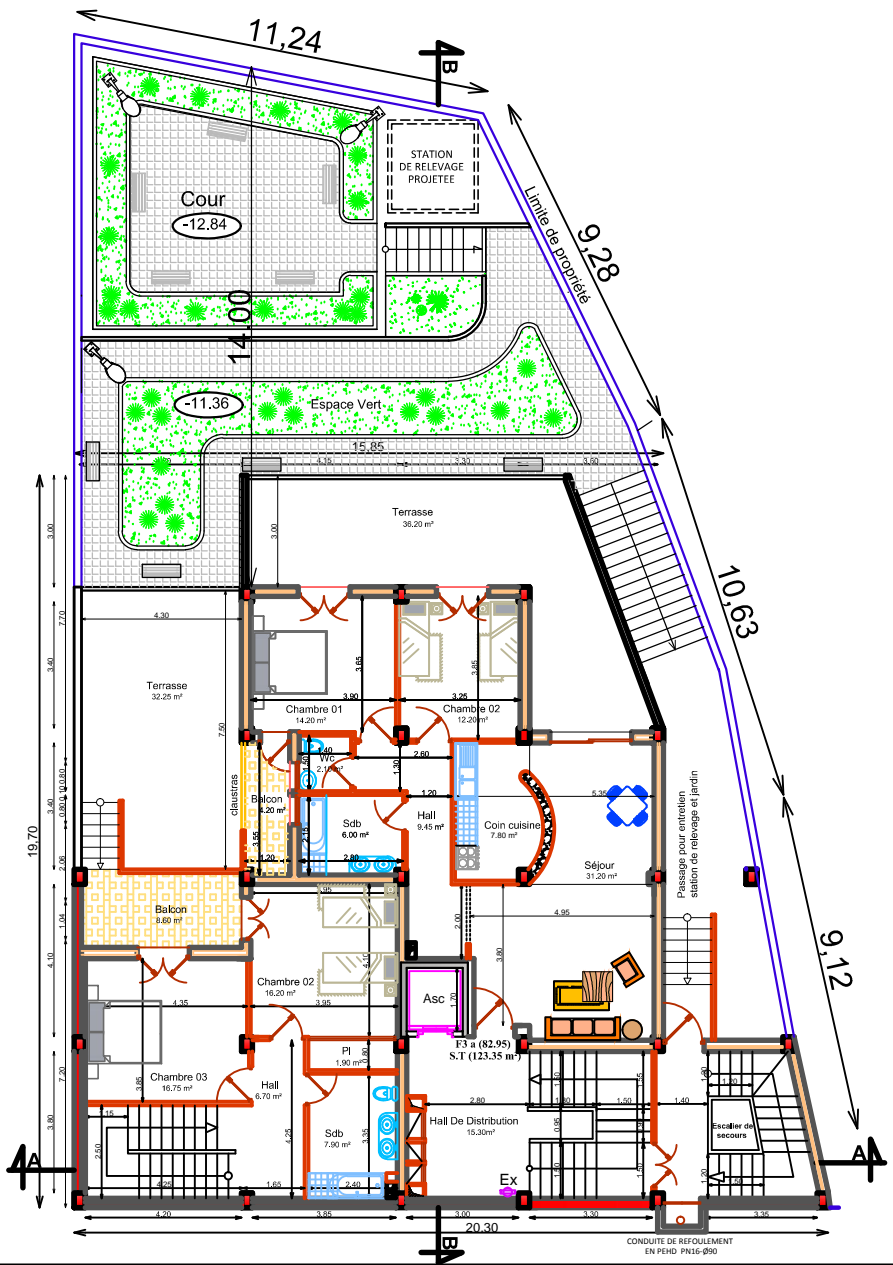
Plan Entre sol 01
(Niv : - 3,06)



Plan 7^eme Etage

(Niv : +21,42)

(Ech : 1/50)



Plan Entresol 03
(Niv : - 9,18)