

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Abderrahmane Mira de Bejaia*

Faculté de technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN DE CYCLE

*En vue de l'obtention du diplôme MASTER 2
en Génie Civil*

Option : Matériaux et Structures

THEME

***ETUDE D'UN BATIMENT R + 8 + COMBLE + 2
SOUS SOL***

Réalisé par :

- ***ABBAS Abderrahmane***
- ***ALILOUCHE Ali***

Encadré par :

- ***LAICHAOUI Ahmed***

Jury :

- ***Mlle Meziani.M***
- ***Mlle Gnounou.K***

PROMOTION 2016/2017

REMERCIEMENT

- Nous tenons particulièrement à exprimer notre reconnaissance et notre gratitude à M^f LAICHAOUI pour son engagement et sa disponibilité ainsi que pour ses précieux conseils tout au long de notre projet.
- Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, sans oublier le personnel de la bibliothèque.
- Nous remercions également tous nos ami(e)s pour l'aide qu'ils nous ont apportée.
- Nous remercions également tous les membres du jury pour l'honneur qu'il nous feront en jugeant notre travail.
- Nous ne terminons pas sans remercier les personnes qui de près ou de loin ont participé à la réalisation de ce mémoire.

ABBAS Abderrahmane

ALILOUCHE Ali

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir*

A mes chers frères Chérif et Moumouh

*A mes chères sœurs Tassadith, Ounissa, Farida, Zahira,
Messad, Wahiba et Sonia*

A ma belle sœur et mes beaux frères

A tous mes neveux et nièces

*A tous mes amis en particulier mon binôme Alilou et mon
copain de chambre Walid*

Et à tous ceux qui me sont chers

A. Abderrahmane

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents pour toute L'aide qu'ils n'ont
cessé de me donnée, pour que je puisse réussir*

A mes très chers frères Farid, Youcef et Mohlaïd.

*A mes très chères sœurs, Hada, Biha, Mimi, Mima et
Nouna*

A mes belles sœurs et mes beaux frères

A tous mes neveux et nièces

*A tous mes amis, Mazigh, Akli, Kossovi, moh, Djaji,
Kahina, Lidou, Amel, en particulier mon binôme Rahim et
mon copain de chambre Walid,*

Et à tous ceux qui me sont chers

A·Ali·

SOMMAIRE

Introduction générale	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I : Généralités

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
I.4. Les éléments structuraux	2
I.5. Les éléments non structuraux	2
I.6. Caractéristiques du sol	4
I.7. Règlementations et normes utilisées	4
1.7.1. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91	4
I.8. Les états limites	4
I.8.1. Définition	4
I.8.2. Etats limite ultime (ELU)	5
I.9. Hypothèses de calcul (CBA93 article A.4.3.2)	5
I.9.1. hypothèse de calcul à l'ELU	5
I.9.2. hypothèse de calcul à l'ELS (BAEL91 article A.4.5)	5
I.10. LES Actions.....	6
I.10.1. Les différents types d'actions.....	6
I.10.2. Valeurs de calcul des actions	6
I.11. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées	8
I.11.1. Béton	8
I.11.2. Aciers	13

CHAPITRE II : Prédimensionnement Des Eléments

II.1. Introduction	17
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires	17
II.2.1. les planchers	17
II.2.2. Murs extérieurs.....	22
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux	31
II.3.1. poutres principales	31
II.3.2. poutres secondaires	32
II.4. Descente de charges.....	34

II.4.1. La loi de dégression des charges d'exploitation <i>DTR B.C 2.2</i> (article 6.3)	35
II.4.2. Poteau B-3 (poteau de la cage d'escalier)	35
II.5. Vérification des poteaux	45
II.5.1. Vérification à la compression simple du poteau entre sol.....	45
II.5.2. Vérification au flambement	46
II.6. Conclusion.....	48

CHAPITRE III : Etude Des Eléments Secondaires

III.1. Introduction	49
III.2. Etude des planchers.....	49
III.2.1. calcul des planchers à corps creux	49
III.3. Etude des dalles pleines	75
III.3.1. Type 1 (dalle sur quatre appuis).....	75
III.3.2. Type 2 (dalle sur 2 appuis, balcon).....	87
III.3.3. Type 3 (dalle sur 3 appuis, balcon).....	90
III.3.4. Etude de la dalle de l'ascenseur	93
III.4. Calcul des escaliers	102
III.4.1. Type d'escalier 1 (escalier à une seule volée du sous sol)	102
III.4.2. Type d'escalier 2 (escalier à Trois volées du Sous Sol 1).....	106
III.4.3. Type d'escalier 3 (escalier à un seule volée, accès au RDC).....	112
III.4.4. Type d'escalier 4 (escalier à Trois volées, RDC vers R+1).....	116
III.4.5. Type d'escalier 5 (donne accès aux étages courants, trois volées)	126
III.5. Etude de la poutre palière.....	132
III.6. Calcul de la poutre brisée	136
III.7. Conclusion	140

CHAPITRE IV : Etude Sismique

IV.1. Introduction.....	141
IV.2. Objectifs et exigences.....	141
IV.3. Méthodes de calcul.....	141
IV.4. Analyse sismique de la structure	142
IV.4.1. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	142
IV.4.2. Calcul de la force sismique totale	143
IV.4.3. Méthode d'analyse modale spectrale.....	146
IV.4.4. Description du logiciel SAP 2000	147
IV.7. Conclusion	155

CHAPITRE V : Etude Des Eléments Structuraux

V.1. Introduction	156
V.2. Etude des poteaux	156
V.2.1. Recommandations du RPA99.V2003	156
V.2.2. Calcul des sollicitation	158
V.2.3. Calcul du ferrailage	158
V.2.4. Scéma de ferrailage	165
V.3. Etude des poutres	168
V.3.1. Recommandation du RPA99.V2003:	168
V.3.2. Calcul du ferrailage	169
V.3.3. Les différentes vérifications	172
V.3.4. Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires	178
V.4. Etude des voiles.....	182
V.4.1. Recommandation du RPA 99/version2003.....	183
V.4.2. Disposition des voiles.....	184
V.4.3. Ferrailage des voiles	185
V.4.4. Exemple de schéma de ferrailage d'un voile (Vx2 : RDC)	188
V.4.5. Ferrailage des voiles avec ouverture.....	188
V.4.6. Exemple de schémas de ferrailage d'un voile (Vx2 : RDC).....	192
V.5. Conclusion.....	193

CHAPITRE VI : Etude De L'infrastructure

VI.1.Introduction.....	194
VI.2.Choix de des fondations.....	194
VI.2.1.Semelle isolée	194
VI.2.2.Semelles filantes	195
VI.2.3.Vérification du radier général	195
VI.3.Voile périphérique	211
VI.3.1. Introduction	211
VI.3.2. Dimensionnement des voiles	211
VI.3.3. Exemple de Schéma de ferrailage du voile périphérique SS2.....	215
VI.4. Conclusion	215
Conclusion générale	216

LISTE DES TABLEAUX

Tab. I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers	13
Tab. I.2 : L'enrobage des armatures.....	14
Tab. II.1. Évaluation des charges permanentes de la toiture en tuile	18
Tab. II.2. Charges permanentes sur les planchers à corps creux.....	19
Tab. II.3. Charges permanentes sur les dalles pleines.....	20
Tab. II.4. Évaluation des Charges des murs extérieurs.....	21
Tab. II.5. Évaluation des Charges permanentes sur types 1.....	27
Tab. II.6. Évaluation des Charges permanentes sur l'escalier types 2 et 4	28
Tab. II.7. Évaluation des Charges permanentes sur l'escalier types 3	28
Tab. II.8. Évaluation des Charges permanentes sur le palier.....	29
Tab. II.9. Surface afférente du poteau B3.....	34
Tab. II.10. Tableau récapitulation des résultats de la décente de charge (poteau B-3)	35
Tab. II.11. Tableau récapitulation des résultats de la décente de charge (poteau B-2)	38
Tab. II.12. Tableau récapitulation des résultats de la décente de charge (poteau B-4)	41
Tab. II.13. Résultats de vérification à la compression simple.....	43
Tab. II.14. Résultats de vérification au flambement.....	45
Tab. III.1. Les différents types de poutrelles.....	53
Tab. III.2. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	54
Tab. III.3. Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de plancher du sous sol 1	58
Tab. III.4. Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de plancher du sous sol 2	58
Tab. III.5. Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de plancher RDC et des étages courants.....	58
Tab. III.6. Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de plancher du 8eme étage	59
Tab. III.7. Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de chaque niveau	59
Tab. III.8. Calcul des armatures principales.....	63
Tab. III.9. Vérification de cisaillement et l'effort tranchant à l'ELU.....	65
Tab. III.10. Vérification des contraintes à L'ELS	68
Tab. III.11. Evaluation des moments en travée.....	72
Tab. III.12. Calcul des contraintes	72
Tab. III.13. Evaluation des flèches	73
Tab. III.14. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	73
Tab. III.15. Ferrailage d'une dalle pleine sur trois appuis	79
Tab. III.16. Calcul de ferrailage de la dalle DP1.....	82
Tab. III.17. Vérification des contraintes pour la dalle DP1	82
Tab. III.18. Calcul du ferrailage de la dalle DP2	84
Tab. III.19. Vérification des contraintes pour la dalle DP2	84

Tab. III.20. calcul de ferrailage	85
Tab. III.21. Vérification des contraintes	86
Tab. III.22. Ferrailage d'une dalle pleine sur trois appuis	91
Tab. III.23. Vérification des contraintes	92
Tab. III.24. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous chargement uniformément repartis	94
Tab. III.25. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée	98
Tab. III.26. Résumé des résultats de ferrailage du 1er type d'escalier	103
Tab. III.27. Charge sur l'escalier type 1	106
Tab. III.28. Vérification de la flèche.	106
Tab. III.29. Résumé des résultats de Ferrailage du 2eme type d'escalier	108
Tab. III.30. Charge sur l'escalier type 2	110
Tab. III.31. Vérification de la flèche.....	110
Tab. III.32. Résultat de ferrailage de la console.....	111
Tab. III.33. Vérification des contraintes	112
Tab. III.34. Résumé des résultats de ferrailage.....	114
Tab. III.35. Charge sur l'escalier type 3	116
Tab. III.36. Vérification de la flèche.....	116
Tab. III.37. Résumé des sollicitations.....	117
Tab. III.38. Ferrailage du 4ème type d'escalier	117
Tab. III.39. Vérification des contraintes	119
Tab. III.40. Charge sur l'escalier type 4	119
Tab. III.41. Vérification de la flèche.....	120
Tab. III.42. Résumé des sollicitations.....	121
Tab. III.43. Résumé des résultats de ferrailage.....	121
Tab. III.44. Vérification des contraintes	122
Tab. III.45. Charge sur l'escalier type 4, volée2.....	123
Tab. III.46. Vérification de la flèche.....	123
Tab. III.47. Résumé des sollicitations.....	124
Tab. III.48. Résumé des résultats de ferrailage.....	124
Tab. III.49. Vérification de la flèche.....	125
Tab. III.50. Résumé des résultats de ferrailage.....	127
Tab. III.51. Résultat de ferrailage de la console.....	130
Tab. III.52. Vérification des contraintes	131
Tab. III.53. Evaluation des flèches	132
Tab. III.54. calcul de ferrailage	133
Tab. III.55. Les sollicitations dans la poutre	137
Tab. III.56. Résumé des résultats de ferrailage.....	138
Tab. IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	144
Tab. IV.2 : Période de vibration et taux de participation massique	149
Tab. IV.3 : Vérification de l'interaction sous charges verticale	150
Tab. IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales	151
Tab. IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base	152
Tab. IV.6 : Vérification des déplacements de la structure	152

Tab. IV.7 : Vérification a L'effet P-Δ.....	153
Tab. IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit.....	154
Tab. V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	157
Tab. V.2. Sollicitations dans les poteaux.....	158
Tab. V.3. Ferrailage des poteaux.....	160
Tab. V.4. Armatures transversales des poteaux.....	161
Tab. V.5. Vérification du flambement des poteaux	162
Tab. V.6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux	163
Tab. V.7. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux	164
Tab. V.8. schéma de ferrailage des poteaux	165
Tab. V.9. Ferrailage des poutres.....	170
Tab. V.10. Calcul d'espacements des barres	173
Tab. V.11. Vérification des armatures longitudinales des poutres au cisaillement	174
Tab. V.12. Moments résistants dans les poteaux.....	175
Tab. V.13. Vérification de la zone nodale	176
Tab. V.14. Vérification de la contrainte limite de béton	177
Tab. V.15. Vérification de la flèche pour les poutres.....	177
Tab. V.16. Schéma de ferrailage des poutres	178
Tab. V.17. Ferrailage des voiles VX1	186
Tab. V.18. Ferrailage des voiles VX2	186
Tab. V.19. Ferrailage des voiles VX3	187
Tab. V.20. Ferrailage des voiles VY1, VY2, VY3.....	187
Tab. V.21. Ferrailage de voile VY4	188
Tab. V.22. Ferrailage des deux trumeaux de la même dimension.....	189
Tab. V.23. Ferrailage du linteau.....	189
Tab. V.24. Ferrailage du trumeau 1	190
Tab. V.25. Ferrailage du trumeau 2.....	191
Tab. V.26. Ferrailage du linteau.....	191
Tab VI.1. Ferrailage de la dalle du radier	201
Tab VI.2. Vérification à l'ELS.....	202
Tab VI.3. Résumé du ferrailage.....	202
Tab VI.4. Résumé des résultats de ferrailage.....	203
Tab VI.5. Sollicitation sur les nervures dans le sens x-x à l'ELU.....	205
Tab VI.6. Sollicitation sur les nervures dans le sens x-x à l'ELS	206
Tab VI.7. Sollicitation sur les nervures dans le sens y-y à l'ELU.....	206
Tab VI.8. Sollicitation sur les nervures dans le sens y-y à l'ELS	207
Tab VI.9. Sollicitation maximale dans les nervures dans les deux sens x-x et y-y	207
Tab VI.10. Type de sectionà ferrailer	208
Tab VI.11. Résumé de ferrailage de la nervure	208
Tab VI.12. Vérification de l'effort tranchant.....	208
Tab VI.13. Vérification à l'ELS.....	209
Tab VI.14. Section d'armatures du voile périphérique SS2	213
Tab VI.15. Vérification des contraintes pour le voile périphérique SS2	214

Tab VI.16. Section d'armatures du voile périphérique SS1214
Tab VI.17. vérification des contraintes pour le voile périphérique SS1215

LISTE DES FIGURES

Fig. I.1 : Diagramme des déformations limites (ELU).....	5
Fig. I.2 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	9
Fig. I.3 : Diagramme des contraintes - déformations pour le béton.	11
Fig. I.4 : diagramme contrainte déformation (CBA93 Article A.4.3)	14
Fig. II.1 : Plancher à corps creux	17
Fig. II.2 : Schéma d'une poutrelle	17
Fig. II.3 : Disposition et repérage des poutrelles au RDC	18
Fig. II.4 : Plancher étage courant	19
Fig. II.5 : constituants de la dalle pleine	20
Fig. II.6 : Mur extérieur	21
Fig. II.7 : Détails d'un escalier	22
Fig. II.8 : Dimensions d'un escalier	29
Fig. II.9 : Hauteur libre d'étage.....	31
Fig. II.11 : Schéma statique de la décente de charge	32
Fig. II.12 : Surface revenant au poteau B3.....	33
Fig. II.13 : surface revenant au poteau B2.....	37
Fig. III.1 : schéma statique de la poutrelle	51
Fig. III.2 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées	51
Fig. III.3 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées	51
Fig. III.4 : Schéma statique de la poutrelle type 1	54
Fig. III.5 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression.....	74
Fig. III.6 : schéma de ferrailage de la dalle DP1	81
Fig. III.7 : schéma de ferrailage de la dalle DP2.....	85
Fig. III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle type 2	89
Fig. III.9 : Schéma représentant la surface d'impact	97
Fig. III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	102
Fig. III.11 : Schéma statique du 1er type d'escalier	102
Fig. III.12 : Section à ferrailer	103

Fig. III.13 : Schéma statique du 2eme type d'escalier	107
Fig. III.14 : Schéma statique de la console.....	111
Fig. III.15 : Schéma statique du 3er type d'escalier	113
Fig. III.16 : Schéma statique du 4er type.....	117
Fig. III.17 : Schéma statique de volée intermédiaire	124
Fig. III.18 : Schéma statique du 5eme type d'escalier	126
Fig. III.19 : Schéma statique de la console.....	130
Fig. III.20 : schéma de ferrailage du 1er type d'escalier.....	132
Fig. III.21 : Schéma statique de la poutre palière	132
Fig. III.22 : Section creuse équivalente	134
Fig. III.23 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	136
Fig. III.24 : Schéma statique de la poutre brisée.....	138
Fig. III.25 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée	140
Fig. IV.1 : spectre de réponse suivant x-x'	146
Fig. IV.2 : spectre de réponse suivant y-y'	146
Fig. IV.3 : disposition des voiles.....	147
Fig. IV.4 : 1ere mode de déformation (translation suivant y-y)	148
Fig. IV.5 : 1ere mode de déformation (translation suivant x-x)	148
Fig. IV.6 : 3eme mode de déformation (torsion au tour de z-z).....	149
Fig. V.1 : la zone nodale.....	157
Fig. V.2 : section d'un poteau.....	163
Fig. V.3. Poutre principale	169
Fig.V.4. Longueur de recouvrement.....	174
Fig. V.5.Schéma de la Zone nodale.....	175
Fig. V.6 : Disposition des armatures dans les voiles	183
Fig. V.7 : Schéma de répartition des voiles.....	184
Fig. V.8 : Schéma d'un voile plein	185
Fig. V.9 : schéma de ferrailage d'un voile Vx1 au RDC.....	188

Fig. V.10 : Schéma de voile avec ouverture 1	189
Fig. V.11 : Schéma de voile avec ouverture 2	190
Fig. V.12 : Schéma de ferrailage du linteau (Vx4 ; RDC)	192
Fig VI.1. Semelle isolée	194
Fig VI.2. Semelle filante.....	195
Fig VI.3. Schéma de ferrailage du radier	203
Fig VI.4. Schéma statique du débord	203
Fig VI.5. Schéma de ferrailage du débord	204
Fig VI.6. Sollicitation sur les nervures dans le sens x-x.....	205
Fig VI.7. Sollicitation sur les nervures dans le sens y-y	206
Fig VI.8. Section à ferrailer.....	207
Fig VI.9. Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens x-x.....	210
Fig VI.10. Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens y-y.....	210
Fig VI.11. Répartition des contraintes sur le voile périphérique SS2	212
Fig VI.12 : Schéma de ferrailage du voile périphérique SS2	215

Symboles Et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

Au : Section d'aciers à l'ELU.

At : Section d'armature transversale.

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B : La largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

C_r : Cohésion réduite.

D : Diamètre.

D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.

E_b : Module de déformation longitudinal de béton.

E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

F : Force.

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

H_c : La profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m⁴)

Q : Charge variable (d'exploitation).

Q : Facteur de qualité .

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

N_{c max}, N_{q max} : Termes de portance pour les fondations profondes.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N_r : Poids du radier (KN).

N : Effort normale du aux charges verticales.
N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).
P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
P_{radier} : Poids du radier (KN).
Q_P : Résistance de pointe d'un pieu.
Q_S : Frottement latéral.
Q_I : Charge limite d'un pieu.
R : Coefficient de comportement global.
S : Section.
S_r : Surface du radier (m²).
S_t : Surface totale du bâtiment (m²).
St : Espacement des armatures.
T : Effort tranchant.
T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V : Effort tranchant.
V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.
V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.
W : Poids propre de la structure.
W_{Qi} : Charges d'exploitation.
W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
X, Y et Z : Coordonnées en général.
Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier
Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).
a : Une dimension (en général longitudinale) .
b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre
d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
d' : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.
e : Excentricité, épaisseur.
f : Flèche
f_e : Limite d'élasticité
h_t : Hauteur total du radier (m).
h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
σ_b : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
v : Coefficient de poison
σ : Contrainte normale.
γ_h : Poids volumique humide (t/m³).
γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).
σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
q_{s max} : Frottement latéral unitaire limite
q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).
q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).

q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

k_c : Coefficient de portance.

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

α : Coefficient dépendant de la nature de sol.

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

σ_v : Contrainte verticale due au sol au niveau de la base de la fondation.

P_{le}* : Pression limite nette équivalente.

σ_H : Contrainte totale horizontale au niveau de l'essai.

σ_v : Contrainte totale verticale au niveau de l'essai.

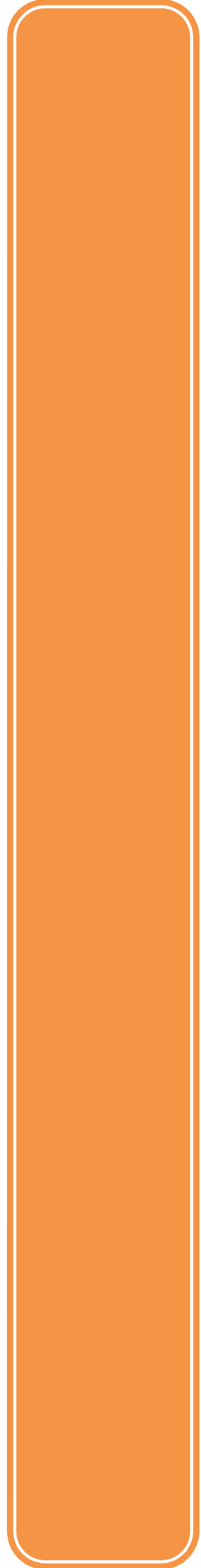
K₀ : Coefficient de pression des terres au repos.

q_{ref} : Contrainte de référence appliquée par la semelle au sol

q_u : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.

γ_q : Coefficient de sécurité.

Introduction générale



Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Parmi les grands problèmes qui influent sur les domaines d'économie et du génie civil, est l'activité sismique. En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du Nord du pays est soumis à l'activité sismique.

Dans cette partie du territoire national sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues expériences et de recherches approfondies, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment de 8 étages avec un comble et 2 sous sol ayant un contreventement mixte (poteaux-voile) implanté dans la wilaya de **Bouira** qui est une zone de sismicité moyenne (IIa).

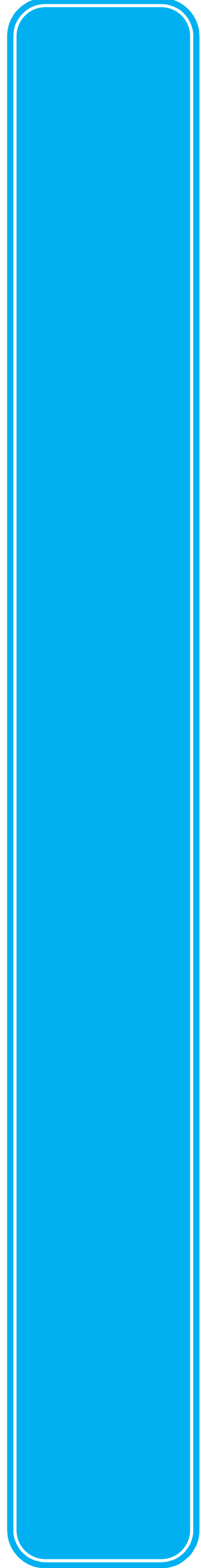
Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le travail est partagé en 6 chapitres :

- La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donnée au premier chapitre.
- Le dimensionnement des éléments du bâtiment au deuxième chapitre.
- Le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers au chapitre trois.
- Au chapitre quatre, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel SAP 2000.
- Le calcul du ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre cinq.
- Dans le sixième chapitre l'étude des fondations à été menée.

Chapitre I

Généralités



I.1. Introduction

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec un moindre coût.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements en vigueur ; à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est un bâtiment du projet de 226 logements promotionnels +21 bureaux + 28 garages, il est composé de deux sous-sols, d'un rez-de-chaussée et de 9 niveaux à usage habitation ; il est implanté à Draa El Bordj POS U21 (wilaya de Bouira).

Selon la classification de **RPA 99 version 2003 (article 3-2)**. La structure est Classée dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne, et dans la zone sismique (**IIa**), qui est une zone à moyenne sismicité.

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

❖ Hauteur totale du bâtiment	37.48 m
❖ Hauteur du RDC	3.06 m
❖ Hauteur d'étage	3.06 m
❖ Hauteur du S Sol 1.....	4.08 m
❖ Hauteur du S Sol 2.....	3.06 m
❖ La largeur du bâtiment	9.51 m
❖ La longueur du bâtiment	17.65m

I.4. Les éléments structuraux

a. Ossature :

La stabilité de l'ouvrage est assurée par deux types de contreventement :

- Contreventement par portiques : c'est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales, et au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.
- Contreventement par voiles : composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales (au plus 20%) et les transmettre aux fondations.

b. Les planchers : ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, sont constitués de corps creux avec une dalle de

compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

- c. **les escaliers** : Sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre, le bâtiment comporte deux types d'escaliers selon leurs matières :
- escalier desservant au comble : escalier en bois.
 - escalier desservant aux autres étages courants et aux deux sous sol : escalier en béton constitués de trois volées.
- d. **L'ascenseur** : Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé
- e. **Les poutres** : sont des éléments horizontaux, ce sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.
- f. **Les poteaux** : ce sont des éléments verticaux qui permettent de reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.
- g. **L'infrastructure** : Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :
- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
 - Limiter les tassements.
 - réaliser l'encastrement de la structure à la base.
- h. **Les balcons** : sont des éléments horizontaux qui seront réalisés en dalle pleine.

I.5. Les éléments non structuraux

a. **La maçonnerie** :

- **Murs extérieurs** : les façades sont en double cloison de briques creuses d'épaisseur de 30 cm (cloison extérieur de 15cm et intérieur de 10cm) avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique. (Jean Pierre Mougin « calcul des éléments simples et des structures de bâtiments ; édition Eyrolles 94 »).
- **Murs intérieurs** : sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur

b. **Revêtements** : le revêtement est constitué par :

- Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et les cuisines qui sont revêtus par un mortier du ciment.
 - Enduit extérieur : c'est un mortier du ciment de 3cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieur.
 - Carrelage pour les planchers et les escaliers.
 - Céramique pour les sanitaires, les cuisines.
- c. **La toiture** : c'est l'élément qui couvre le dernier étage, qui est dans notre cas un comble, faites par des tuiles mécaniques.

I.6. Caractéristiques du sol

Les résultats tirés du rapport de sol de notre projet sont :

- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$
- Le sol étudié est constitué principalement de remblais divers et de dépôts alluvionnaires avec des proportions variables d'argiles, de limons fins et grossiers, de sables fins et grossiers et avec présence des graviers et ce, sur une épaisseur de 14 à 15 mètres. Cette partie devra entièrement être décaissée.
- Au dessous de cette couche de remblais et de dépôts alluvionnaires ; le sol est constitué de marnes argileuses beige-marron verdâtre, parfois graveleuse.
- Ce type de sol appartient à la classe C.

I.7 Règlementations et normes utilisées

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ❖ Le code de béton armé (CBA93).
- ❖ Le règlement parasismique algérien (RPA 99 révisée 2003).
- ❖ Le béton armé aux états limites (BAEL 91).
- ❖ Le document technique réglementaire charge et surcharge (DTR-BC2.2).
- ❖ Les règles de calcul des fondations superficielles (DTR-BC2.331).

1.7.1. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91 :

Le matériau béton par nature non homogène associé à l'acier induit un comportement autrement plus complexe que ne peut le décrire les hypothèses très simplificatrices de la RDM. C'est pourquoi des règles de calcul précises et dédiées au béton armé ont été établies. Elles sont contenues dans le règlement *BAEL* (Béton Armé aux Etats Limites). La dernière version majeure date de 1991 mais des modifications mineures ont été réalisées depuis.

Ces règles, basées sur la théorie des états limites, sont applicables à tous les ouvrages en béton armé dont le béton est constitué de granulats naturels normaux et dont le dosage en ciment et au moins égal à 300 kg/m^3 .

I.8. Les états limites

I.8.1 Définition

Un état limite est un état au delà duquel la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle à été conçue.

I.8.2 Etats limite ultime (ELU)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et des aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

On distingue :

- ❖ Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- ❖ Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- ❖ Etat limite de stabilité de forme (flambement).

I.8.3 Etats limite de service (ELS)

Ce sont les états qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

On distingue :

- ❖ Etat limite de compression du béton.
- ❖ Etat limite d'ouverture des fissures.
- ❖ Etat limite de déformation (flèche maximale).

I.9. Hypothèses de calcul (CBA93 article A.4.3.2)

I.9.1. hypothèse de calcul à l'ELU

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- ❖ Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
- ❖ Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation.
- ❖ La résistance du béton tendu est négligée.
- ❖ Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

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

$$\text{En compression simple} \quad \rightarrow \quad \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$$

- ❖ L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en leur centre de gravité, est limité à 10‰.
- ❖ Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots).

I.9.2. hypothèse de calcul à l'ELS (BAEL91 article A.4.5)

- ❖ Conservation des sections planes.
- ❖ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée.

❖ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

❖ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.10. Les actions

Les actions sont les forces directement appliquées sur une construction (charges permanentes, d'exploitations, climatiques, ... etc.) ou résultantes des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, etc.).

I.10.1. Les différents types d'actions

➤ Les Actions Permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- ❖ Le poids propre des éléments de la structure
- ❖ Le poids des revêtements et cloisons.
- ❖ Le poids de poussée des terres et des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

➤ Les Actions Variables (Q) :

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- ❖ Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution.
- ❖ Effet de la température
- ❖ Charges climatiques (vent, neige).
- ❖ Charge non permanente appliquées aux cours de l'exécution.

➤ Les Actions Accidentelles (FA) :

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est faible.

Par exemple :

- ❖ Séismes
- ❖ Explosions
- ❖ Chocs
- ❖ Feux

I.10.2. 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.

I.10.3. Combinaisons d'action à l'ELU

(CBA93 article A.3.3.2)

➤ **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 :**

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

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.

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

I.10.4. Combinaisons d'action à l'ELS

(CBA93 article A.3.3.3)

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

$\psi_{0i} = 0,6$ 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.

I.10.5. Combinaisons de calcul

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

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situation accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ \\ G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \text{ pour les structures auto-stables } \mathbf{RPA99} \text{ (article 5.2)} \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G : action permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : l'action du séisme.

I.11. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées

I.11.1. Béton

➤ Définition

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment qui présente une bonne résistance à la compression qu'à la traction.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C) est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression ;
- Une mise en œuvre facile ;
- Une résistance aux attaques chimiques et climatiques ;
- Augmentation de la durabilité de la structure ;

- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

➤ Les constituants du béton

➤ Le ciment

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

➤ Les granulats

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

➤ L'eau de gâchage

➤ Les adjuvants et parfois des additions minérales :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ses propriétés.

I.11.1.1. Dosage

Le dosage des constituants d'un béton courant par la méthode de DREUX-GORISSE est :

350kg/m ³	—————→	ciment CEM II (C.P.A325).
174kg/m ³	—————→	sable ($\phi < 5\text{mm}$).
366kg/m ³	—————→	gravier ($\phi < 25\text{mm}$).
140kg/m ³	—————→	eau de gâchage.

I.11.1.2. Caractéristiques du béton

➤ Résistance mécanique à la compression f_{cj}

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad \text{(CBA93 article A.2.1.1.1)}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

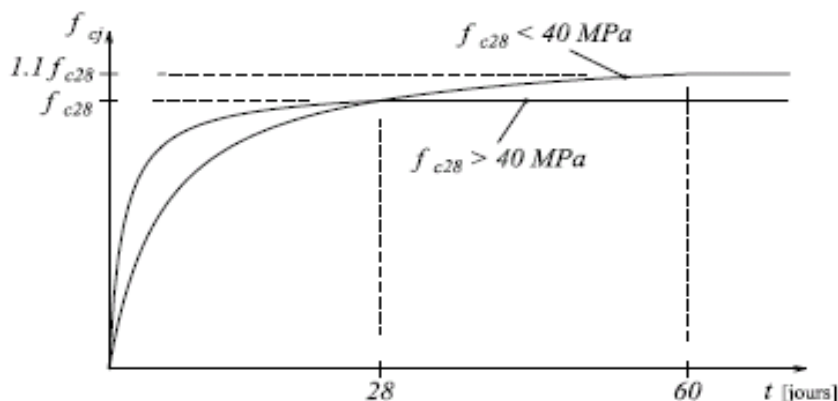


Figure I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

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

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

➤ Résistance à la traction f_{tj} :

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_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60\text{ MPa} \quad (\text{CBA93 Article A.1.2.1.2})$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$.

➤ Valeurs de calcul à la compression

❖ Contrainte limite à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} > 24\text{h.} \\ 0.9 & \text{: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est} \\ & \text{comprise entre 1h et 24h.} \\ 0.85 & \text{: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \end{cases}$$

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

➤ Diagramme des contraintes- déformations

BAEL91 (Article A.4.3.4)

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal (fig I.3).

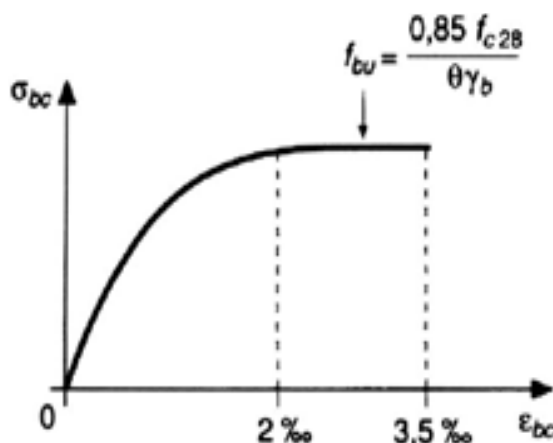


Figure I.2 Diagramme des contraintes - déformations pour le béton

Le diagramme (parabole rectangle) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3.5‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad f_{bc} = 0.25 f_{bu} \times 10^3 \varepsilon_{bc} \quad (4 \times 10^3 \varepsilon_{bc})$$

$$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\theta} \times \gamma_b$$

❖ Contrainte limite à l'ELS

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

CBA93 (Article A.4.5.2)

➤ Module de déformation longitudinale du béton

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

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

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Article}$$

A.2.1.2.2)

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

$$E_{i28} = 32164.20\text{Mpa}$$

$$E_{v28} = 10818.86\text{Mpa}$$

➤ Coefficient de Poisson

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal, Δl mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases} \quad \text{(CBA93 Article A.2.1.3)}$$

➤ Contrainte ultime de cisaillement (du béton)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

$$\begin{cases} \tau_{adm} = \min (0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{adm} = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{\text{adm}}=3.33\text{Mpa} \\ \tau_{\text{adm}}=2.50\text{Mpa} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible.} \\ \text{fissuration préjudiciable.} \end{array}$$

I.11.2. Aciers

➤ Définition

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

➤ Différents types d'aciers

❖ Les treillis soudés

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement

❖ Les ronds lisses

Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

❖ Les barres de haute adhérence

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

I.11.2.1. Caractéristiques mécaniques des aciers

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers

Type	Nuance	Limite élastique Fe (Mpa)	Limite de rupture (Mpa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon (**l'Art 7.2.2 du RPA99**), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

➤ Nuances d'aciers utilisés

- ❖ **Longitudinalement** : On utilise des barres de haute adhérence de nuance FeE400, de limite d'élasticité de 400 MPa.
- ❖ **Transversalement** : On utilise des ronds lisses de nuance FeE235, de limite d'élasticité de 235 MPa.
- ❖ **Les treillis soudés** : on adoptera la nuance FeE235 avec un diamètre de 6mm.

I.11.2.2. Contrainte de calcul aux états limites

a) à l'Etat Limite Ultime :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; et $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$

ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

Pour notre cas : $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

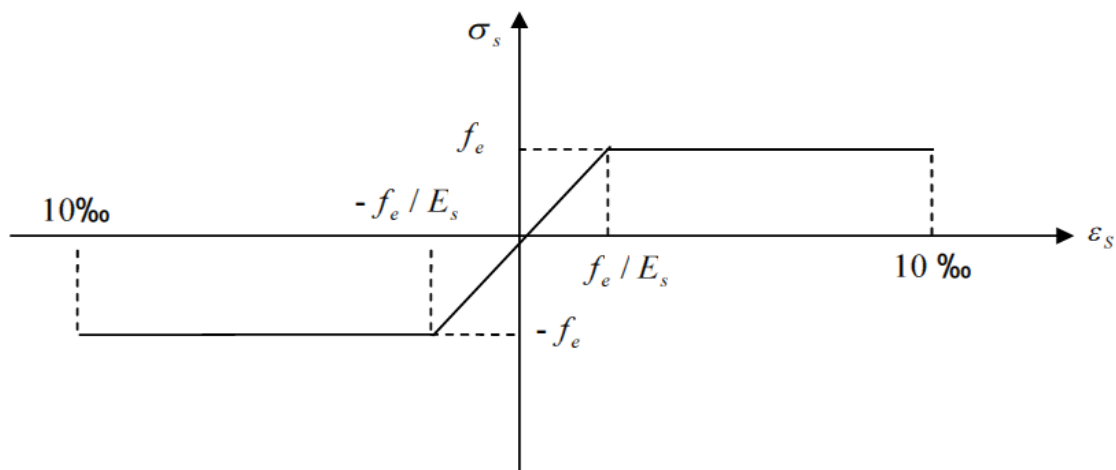


Figure I.4 diagramme contrainte déformation

(CBA93 Article

A.4.3)

b) A L'Etat Limite de Service

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

- **Fissuration peu nuisible :**

Il n'est y a pas de vérification à faire en d' hors de celle imposé par l'ELU.

- **Fissuration préjudiciable :**

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right)$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier R L

$\eta = 1.6$ pour l'acier H A

- **Fissuration très préjudiciable :** (ouvrage à la mer)

Cas des éléments exposé aux milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, 110 \times \eta\right)$$

I.11.2.3. Protection des Armatures :

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Selon le BAEL 91, cet enrobage est donné par :

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeur minimale de l'enrobage
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5 cm (1)
Parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

Tableau I.2 : L'enrobage des armatures

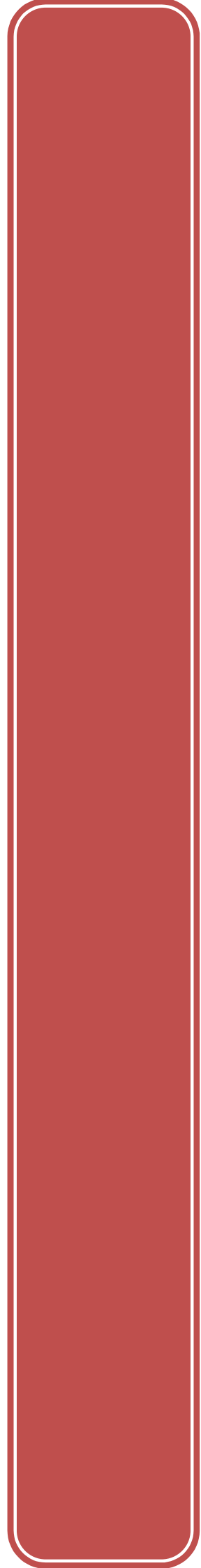
Ce tableau montre l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

(1) Cet enrobage de 5cm peut être réduit à 3cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) La valeur de 3cm peut être ramenée à 2cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieurs à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croit avec sa résistance.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments



II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Les éléments de la structure doivent avoir une section minimale pour pouvoir reprendre et transmettre les efforts sollicitant aux fondations et au sol, pour cela nous nous référons aux recommandations du (RPA99 /Version 2003), (BAEL 91) et au (CBA 93).

La transmission des charges suit la chaîne suivante :

Charges et surcharges → poutrelles → poutres → poteaux+voiles → fondations → sol.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE

Ce sont les éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure. Ils assurent la transmission des efforts aux différents éléments de contreventement.

II.2.1. les planchers

Ce sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont supposés avoir une rigidité infinie dans leur plan horizontal, ce qui leur permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement. Les planchers isolent aussi du point de vue thermique et acoustique les différents étages et offrent une protection contre les incendies.

Pour ce qui est de notre structure, nous avons opté pour des planchers en corps creux pour les étages courants ; dalle pleine pour les portes à faux.

II.2.1.1. le plancher a corps creux

a. Définition

Le plancher à corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression. L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art : 6.8.4.2.4 CBA93})$$

b. Disposition des poutrelles

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend des deux critères suivants :

Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Pour notre projet, les poutrelles sont disposées de manière à satisfaire les deux critères, comme indiquée sur la figure ci-après :

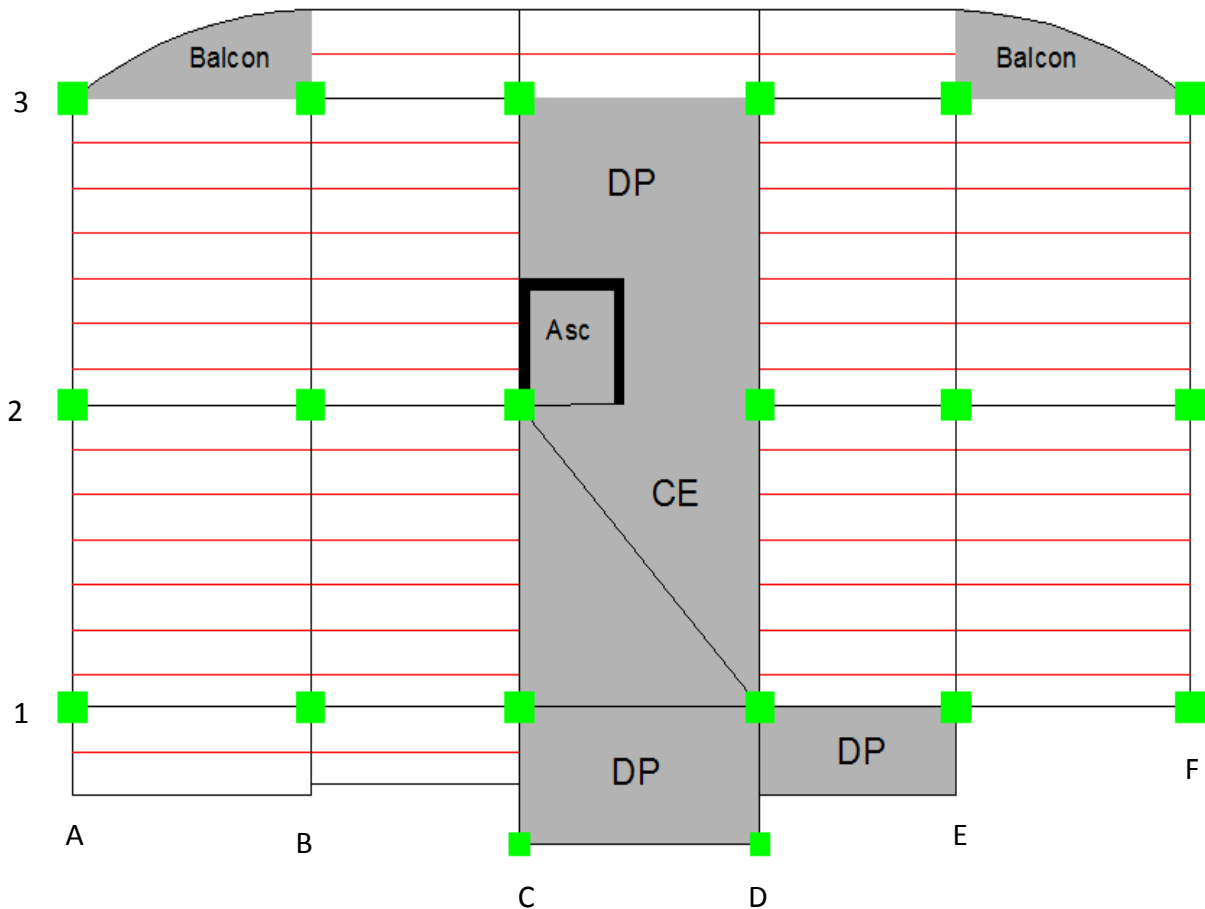


Figure II.3 : Disposition et repérage des poutrelles au RDC

L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées (longueur max entre deux poutres principales).

h_t : hauteur totale du plancher.

L_{max} étant égale à 350 cm (3.80-30) $h_t \geq \frac{350}{22.5} h_t \geq 15.56cm$

On opte pour un plancher (16+4) ; 16 cm pour le corps creux et 4 cm pour la dalle de compression.

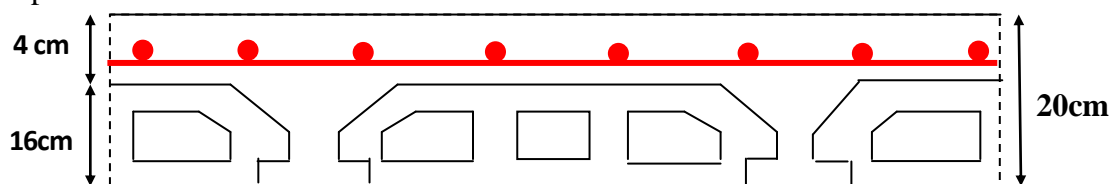


Figure II.1 : Plancher à corps creux

c. Prédimensionnement des Poutrelles

Les poutrelles sont des sections en Té en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

b : largeur de la table de compression

b_0 : largeur de la nervure

L_x : distance entre nue de deux poutrelles successive

L_y : distance entre axes d'appuis des poutrelles

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

h_t : hauteur totale de la poutrelle

$b_0 : (0,4 \text{ à } 0,8) h_t \longrightarrow b_0 = (8 \text{ à } 16 \text{ cm})$

Donc on prend : $b_0 = 10 \text{ cm}$

$b_1 \leq \min(L_x/2, L_y/10)$

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$

$L_y = 335 + 45 = 380 \text{ cm}$

$b_1 \leq \min(55/2, 380/10)$ **CBA93 (art: A.4.1.3)**

$b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$b = 2 b_1 + b_0$

$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$

Donc on prend : $b = 65 \text{ cm}$

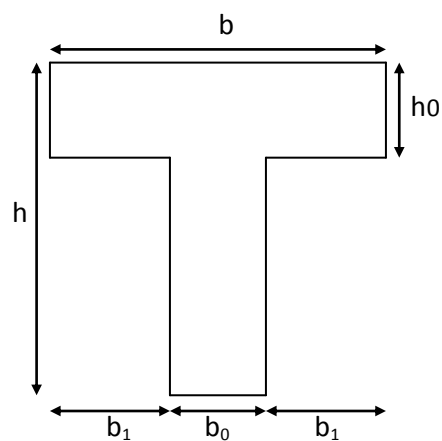


Figure II.2 : schéma d'une poutrelle

d. Evaluation des charges de la toiture en tuiles et étage courant

❖ **Toiture en tuiles**

Tableau II.1. Évaluation des charges permanentes de la toiture en tuile.

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Tuile mécanique à emboîtement (liteaux compris)	/	/	0,45
2	Placoplâtre	0,02	/	0,18

$$\Sigma = 0.63$$

- La charge permanente totale estimée est : $G = 0.63 \text{ KN/m}^2$.
- D'après le **DTR BC 2.2** la charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une toiture en tuile est estimée à : $Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$.

❖ **Plancher étage courant :**

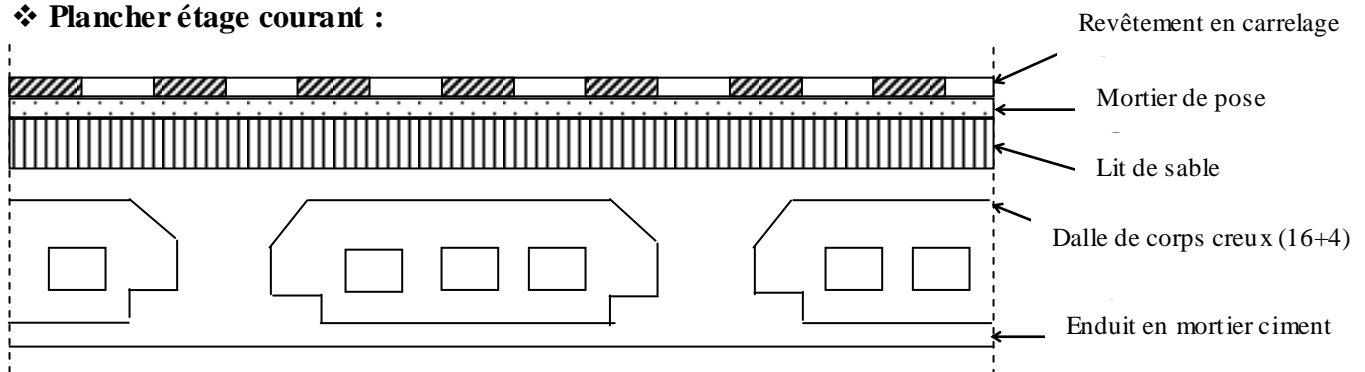


Figure II. 4 : Plancher étage courant

Tableau II.2. Charges permanentes sur les planchers à corps creux.

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (K/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle de corps creux (16+4)	0.20	/	2.85
5	Enduit en mortier ciment	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparation	10	0.1	1
				$\Sigma = 5.25$

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 5.25 \text{ KN/m}^2$.
- D'après le **DTR BC 2.2** la charge d'exploitation à prendre sur le plancher du sous sol 1 (usage de bureaux) est : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.
- D'après le **DTR BC 2.2** la charge d'exploitation à prendre sur le plancher du sous sol 2, le plancher du RDC et les autres planchers d'étage courant (usage d'habitation) est : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

II.2.1.2. Les dalles pleines

a. Définition

Une dalle pleine est un élément à contour divers dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements.

❖ **Critère de résistance :**

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

L_x est la plus petite portée.

Critère de coupe feu (CBA 93)

$$e \geq 7\text{cm} \quad \text{pour une heure de coupe feu}$$

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

$$e \geq 17.5\text{cm} \quad \text{pour quatre heures de coupe feu}$$

Les dimensions des panneaux en dalle pleine sont petites, donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable

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

b. Evaluation des charges et sur charges

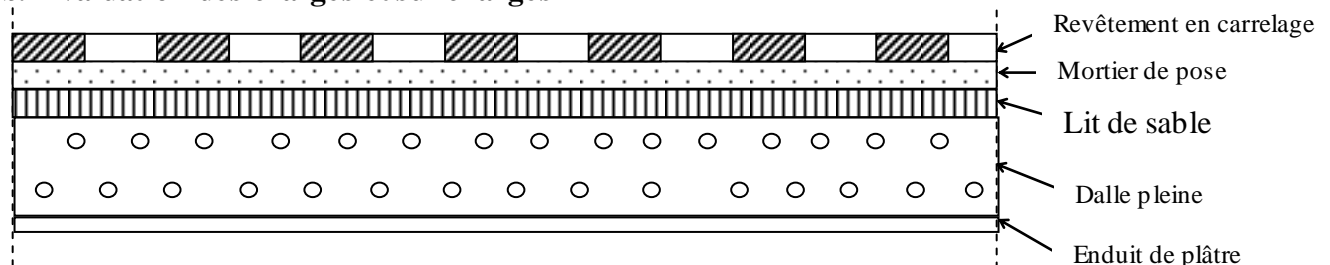


Figure II. 5 : constituants de la dalle pleine

Tableau II.3. Charges permanentes sur les dalles pleines.

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.020	22	0.44
2	Mortier de pose	0.020	20	0.40
3	Lit de sable	0.020	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				$\Sigma = 5.15$

- La charge totale estimée est : $G = 5.15 \text{ KN/m}^2$.
- D'après le **DTR BC 2.2** la charge d'exploitation (habitation) est : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
- D'après le **DTR BC 2.2** la charge d'exploitation (bureaux) est : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.
- D'après le **DTR BC 2.2** la charge d'exploitation (balcons) est : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

II. 2. 2. Murs extérieurs

a. Définition :

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment, et se manifestent par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

b. Evaluations des charges :

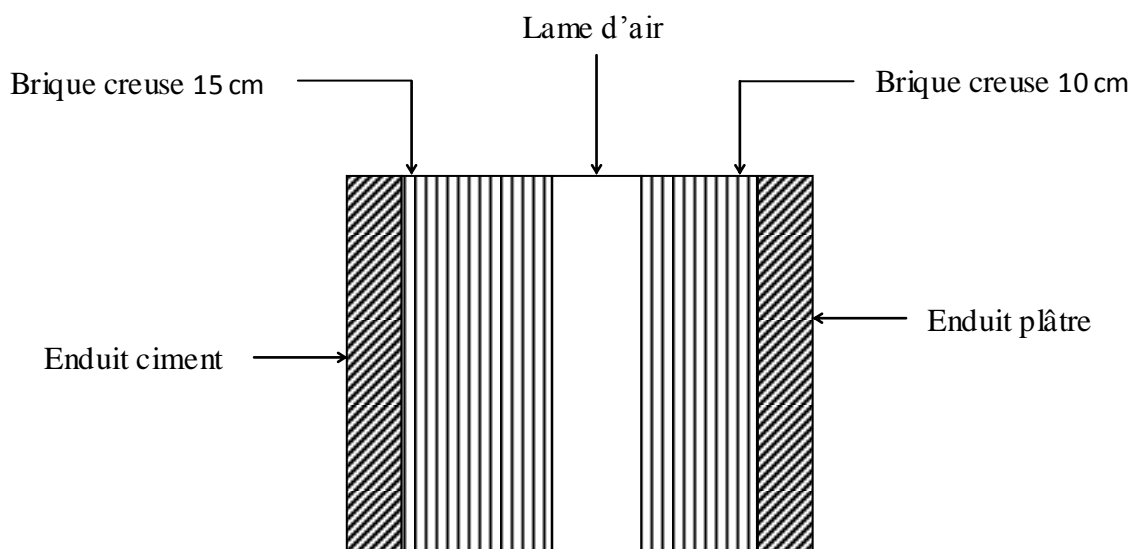
**Figure II. 6 :** Mur extérieur

Tableau II.4. Évaluation des Charges des murs extérieurs.

N°	Description	Épaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	20	0.40
2	Brique creuse	0.15	09	1.35
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	09	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				$\Sigma = 2.85$

- La charge totale estimée est : $G = 2.85 \text{ KN/m}^2$.

II.2.2. Les escaliers :

II.2.2.1. Définition :

L'escalier est un élément secondaire en béton armé conçu sur place, il permet le passage d'un niveau à un autre.

II.2.2.3. Constitution :

Les escaliers sont constitués de :

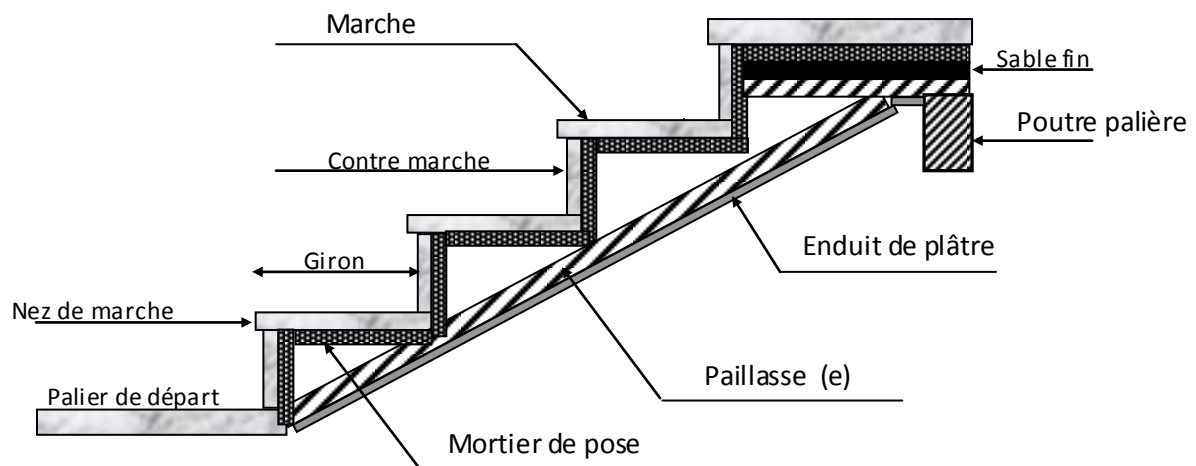


Figure. II. 7. détail d'un escalier.

II.2.2.2. Dimensionnement :

On désigne par :

L_0 (m) : La longueur projeté de la volée ;

L (m) : Longueur de la volée ;

H (m) : Hauteur à franchir avec une volée ;

g (cm) : La largeur de la marche $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$;

h (cm) : Hauteur de la contre marche $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$.

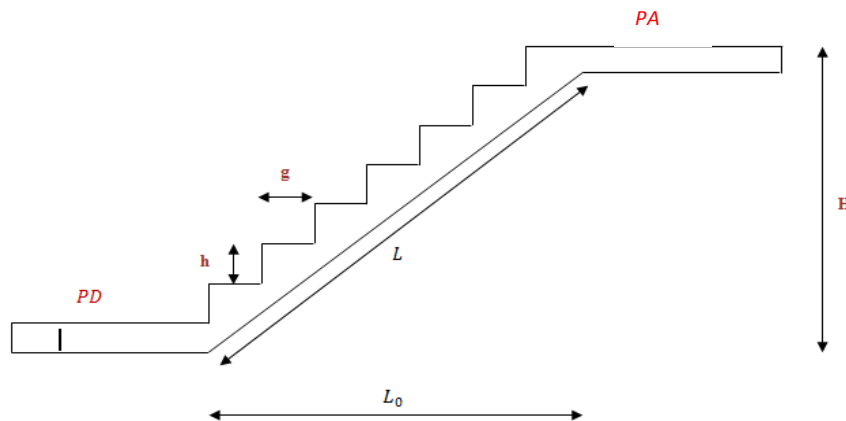


Figure.II. 8. dimensions d'un escalier.

Leurs pré dimensionnement se fait par la satisfaction des conditions d'accès d'un niveau à un autre.

Une relation empirique dite de BLONDEL qui défini :

$58 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$ qui correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen, plus couramment on prend $2h + g = 64 \text{ cm}$

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

Avec :

$n-1$: Nombre de marche ;

n : Nombre de contre marche.

Pour notre projet on a 4 types d'escaliers

Types 1: donne accès au Sous sol 1 et RDC :

Une volée simple avec 1 palier de repos

Hauteur de la volée..... $h_v = 1.02 \text{ m}$

Giron $G = 0.3 \text{ m}$

On a: $14.5 < h < 18$

Pour $h = 17 \text{ cm}$, on aura '6' contre marches.

La longueur de la foulée sera :

$$l = g (n-1) = 30 (6-1) = 30 * 5 = 150 \text{ cm} = 1.5 \text{ m}$$

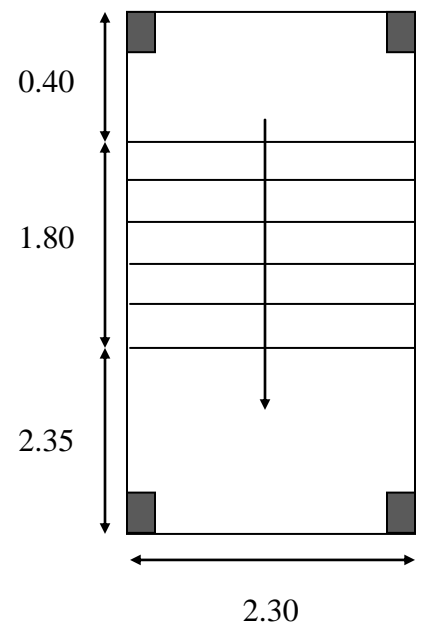


Figure.II.9. accès au RDC

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg}(\alpha) = 102/150 \implies \alpha = 34,216^\circ.$$

La longueur de la paillasse est : $L = 1.50/\cos(\alpha) = 1.814\text{m}$

L'épaisseur de la paillasse :

Condition de résistance : $L/30 < e < L/20 \implies 6.15 \text{ cm} < e < 9.07 \text{ cm}$

Pour deux heures de coupe feu, on a : $e \geq 11\text{cm}$

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

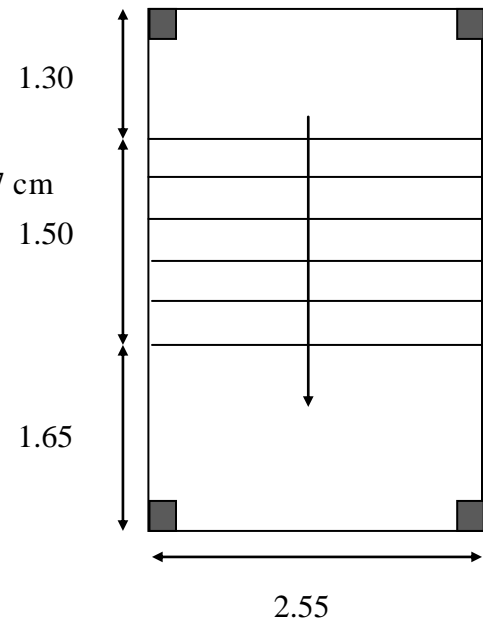


Figure.II.10. Accès au S.sol1

Type 2 : donne accès au Sous sol 2 depuis Sous sol 1 :

Hauteur d'étage = 3.06 m

Il contient 3 volées avec 2 paliers de repos.

➤ **Deux volées de 1.19 m de hauteur :**

Hauteur de la volée..... $h_v = 1.19 \text{ m}$

Giron $G = 0.3 \text{ m}$

On a: $14.5 < h < 18$

Pour $h = 17 \text{ cm}$, on aura '7' contre marches.

La longueur de la foulée sera :

$$l = g(n-1) = 30(7-1) = 30 * 6 = 180 \text{ cm} = 1.8 \text{ m}.$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg}(\alpha) = 119/180 \implies \alpha = 33,469^\circ.$$

La longueur de la paillasse est : $L = 1.80/\cos(\alpha) = 2.157\text{m}$

L'épaisseur de la paillasse :

Condition de résistance : $L/30 < e < L/20 \implies 7.19 \text{ cm} < e < 10.78 \text{ cm}$

Pour deux heures de coup de feu, on a : $e \geq 11\text{cm}$

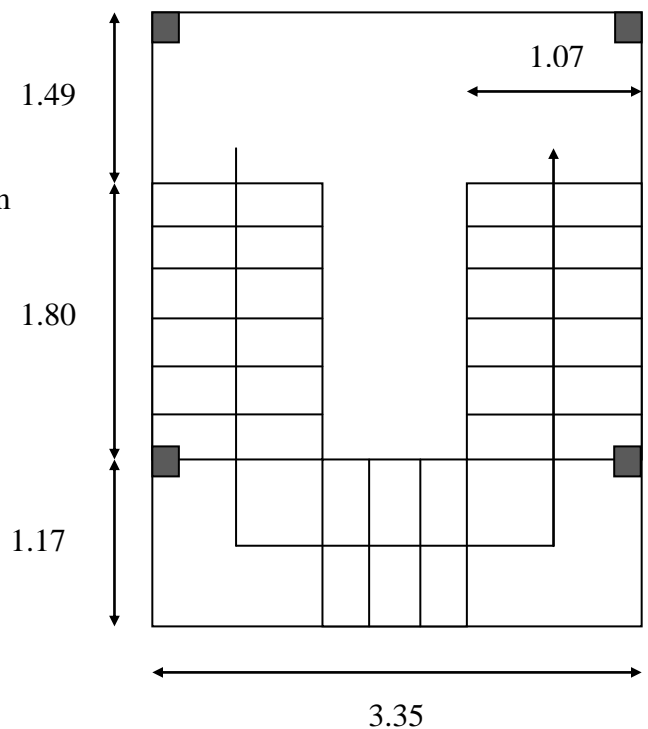


Figure.II.11. escalier type 2

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

➤ **Volée intermédiaire de 0.68m de hauteur :**

Hauteur $h = 0.68 \text{ m}$

Giron..... $g = 30 \text{ cm}$

On a: $14.5 < h < 18$

Pour $h = 17 \text{ cm}$ on aura '4' contre marches.

$l = g(n-1) = 90 \text{ cm}$

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg}(\alpha) = 0.68/0.9 \implies \alpha = 37.07^\circ.$$

La longueur de la paillasse:

$$L = 0.68/\sin(\alpha) = 1.128 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse :

Condition de résistance : $L/30 < e < L/20 \implies 3.76 \text{ cm} < e < 5.64 \text{ cm}$

Pour deux heures de coup de feu, on a : $e \geq 11 \text{ cm}$

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

Type 3 : donne accès au 1^{er} étage depuis le RDC

Hauteur d'étage = 3.06 m

Il contient 3 volées avec 2 paliers de repos.

➤ **La volée de 1.19 m de hauteur :**

Hauteur de la volée..... $h_v = 1.19 \text{ m}$

Giron $G = 0.3 \text{ m}$

On a: $14.5 < h < 18$

Pour $h = 17 \text{ cm}$, on aura '7' contre marches.

La longueur de la foulée sera :

$$l = g(n-1) = 30(7-1) = 30 * 6 = 180 \text{ cm} = 1.8 \text{ m}.$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg}(\alpha) = 119/180 \implies \alpha = 33,469^\circ.$$

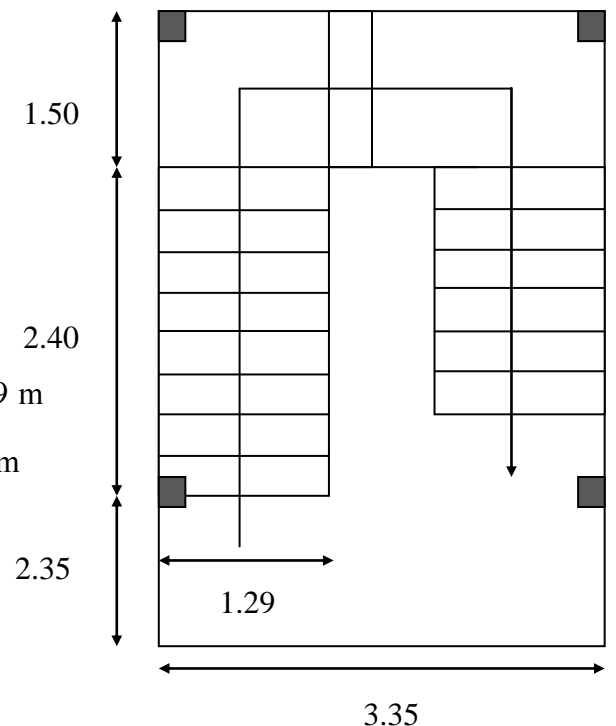


Figure.II.12. escalier type 3

La longueur de la paille est : $L = 1.80/\cos(\alpha) = 2.157\text{ m}$

L'épaisseur de la paille :

Condition de résistance : $L/30 < e < L/20 \implies 7.19\text{ cm} < e < 10.78\text{ cm}$

Pour deux heures de coup de feu, on a : $e \geq 11\text{ cm}$

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

➤ **La volée de 1.53 m de hauteur :**

Hauteur de la volée..... $h_v = 1.53\text{ m}$

Giron..... $G = 0.3\text{ m}$

On a: $14.5 < h < 18$

Pour $h = 17\text{ cm}$, on aura '9' contre marches.

La longueur de la foulée sera :

$l = g(n-1) = 30(9-1) = 30 * 8 = 240\text{ cm} = 2.4\text{ m}$.

L'inclinaison de la paille $\implies \text{Tg}(\alpha) = 153/240 \quad \alpha = 32,52^\circ$.

La longueur de la paille est : $L = 2.40/\cos(\alpha) = 2.85\text{ m}$

L'épaisseur de la paille :

Condition de résistance : $L/30 < e < L/20 \implies 9.5\text{ cm} < e < 14.25\text{ cm}$

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

➤ **Volée intermédiaire de 0.34m de hauteur :**

Hauteur..... $h = 0.34\text{ m}$

Giron..... $g = 30\text{ cm}$

On a: $14.5 < h < 18$

Pour $h = 17\text{ cm}$ on aura '2' contre marches.

$l = g(n-1) = 30 * 1 = 90\text{ cm} = 0.3\text{ m}$

Inclinaison de la paille :

$\text{Tg}(\alpha) = 0.34/0.3 \implies \alpha = 48.58^\circ$.

La longueur de la paille :

$L = 0.34/\sin(\alpha) = 0,45\text{ m}$

L'épaisseur de la paillasse :

Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \quad 1.5\text{cm} < e < 2.25\text{cm}$$

Pour deux heures de coup de feu, on a : $e \geq 11\text{cm}$

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

Type 4 : donne accès aux étages courant depuis le 1^{er} étage :

Hauteur d'étage = 3.06 m

Il contient 3 volées avec 2 paliers de repos.

➤ **Deux volées de 1.19 m de hauteur :**

Hauteur de la volée..... $h_v = 1.19\text{ m}$

Giron $G = 0.3\text{ m}$

On a: $14.5 < h < 18$

Pour $h = 17\text{ cm}$, on aura '7' contre marches.

La longueur de la foulée sera :

$$l = g(n-1) = 30(7-1) = 30 * 6 = 180\text{ cm} = 1.8\text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg}(\alpha) = 119/180 \implies \alpha = 33,469^\circ$$

La longueur de la paillasse est : $L = 1.80/\cos(\alpha) = 2.157\text{m}$

L'épaisseur de la paillasse :

Condition de résistance : $L/30 < e < L/20$

$$7.19\text{ cm} < e < 10.78\text{ cm}$$

Pour deux heures de coup de feu, on a : $e \geq 11\text{cm}$

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

➤ **Volée intermédiaire de 0.68m de hauteur :**

Hauteur $h = 0.68\text{m}$

Giron..... $g = 30\text{cm}$

On a: $14.5 < h < 18$

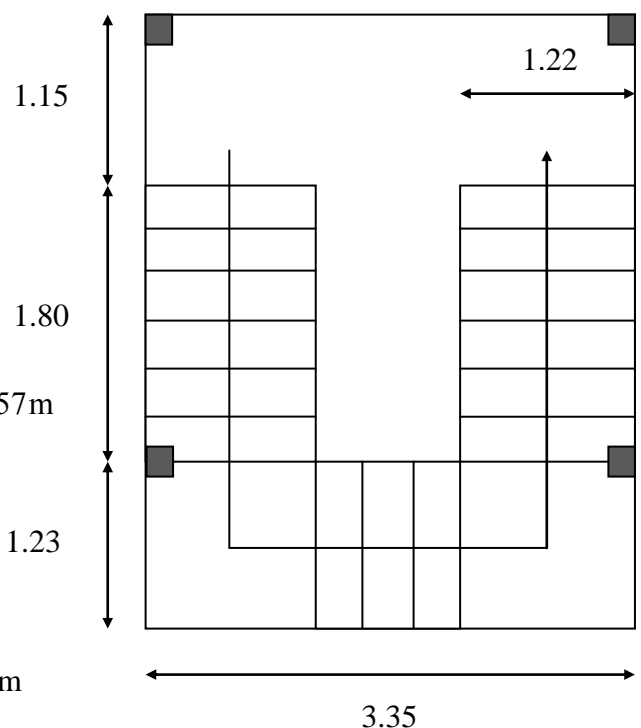


Figure.II.13. escalier type 4

Pour $h=17\text{cm}$ on aura '4' contre marches.

$$l = g(n-1) = 30 * 3 = 90 \text{ cm} = 0.9 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg}(\alpha) = 0.68/0.9 \implies \alpha = 37.07^\circ.$$

La longueur de la paillasse :

$$L = 0.68/\sin(\alpha) = 1.128 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse :

$$\text{Condition de résistance : } L/30 < e < L/20 \implies 3.76\text{cm} < e < 5.64\text{cm}$$

Pour deux heures de coup de feu, on a : $e \geq 11\text{cm}$

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

Evaluation des charges sur les volées :

Type 1 : accès au Sous Sol 1 et RDC :

Tableau II.5. Évaluation des Charges permanentes sur types 1.

Désignation des éléments	Épaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Revêtement en carrelage vertical	0.013	22	0.286
Matière de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marches	0.17/ 2	22	1.87
Paillasse	0.15/cos(34.216°)	25	4.534
Enduit en plâtre	0.02/cos(34.216°)	10	0.241
			$\Sigma = 8.131$

Type 2 et 4 : accès au SS2 et aux étages courants :

Tableau II.6. Évaluation des Charges permanentes sur l'escalier types 2 et 4.

Désignation des éléments	Épaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Revêtement en carrelage vertical	0.013	22	0.286

Matière de pose		0.02	20	0.40
Lit de sable		0.02	18	0.36
Marches		0.17/ 2	22	1.87
Paillasse	principale	0.15/cos(33.469)	25	4.495
	intermédiaire	0.15/cos(37.07)	25	4.699
Enduit en plâtre	principale	0.02/cos(33.469)	10	0.239
	intermédiaire	0.02/cos(37.07)	10	0.251
Σ	Volées principales			8.09
	Volée intermédiaire			8.306

Type 3 : accès au premier étage :

Tableau II.7. Évaluation des Charges permanentes sur l'escalier types 3.

Désignation des éléments	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)	
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44	
Revêtement en carrelage vertical	0.013	22	0.286	
Matière de pose	0.02	20	0.40	
Lit de sable	0.02	18	0.36	
Marches	0.17/ 2	22	1.87	
Paillasse	Volée 1	0.15/cos(33.469)	25	4.495
	intermédiaire	0.15/cos(48.58)	25	5.668
	Volée 2	0.15/cos(32.52)	25	4.447
Enduit en plâtre	Volée 1	0.02/cos(33.469)	10	0.239
	intermédiaire	0.02/cos(48.58)	10	0.302
	Volée 2	0.02/cos(32.52)	10	0.237
Σ	Volée 1			8.09
	Volée intermédiaire			9.326
	Volée 2			8.04

- D'après le **DTR BC 2.2**, la charge d'exploitation est : **Q = 2,50 KN/m²**.

➤ palier

Tableau II.8. Évaluation des Charges permanentes sur le palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40

Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
			$\Sigma = 5.15$

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 5.15 \text{ KN/m}^2$.
- D'après le **DTR BC 2.2**, la charge d'exploitation est : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$.

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Les éléments structuraux sont des éléments qui participent au système de contreventement (poutres, poteaux, voiles).

II.3.1. poutres principales

➤ **définition**

Ce sont les poutres qui reprennent les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles et leurs hauteurs sont données selon la condition de flèche.

➤ **Pré dimensionnement**

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

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{BAEL 91}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

L_{max} : la longueur maximale entre nus d'appuis

$$L_{max} = 397 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } 26.47 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 39.70 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h_{pp} = 35 \text{ cm}$$

Et :

$$0.3 h_{pp} \leq b \leq 0.7 h_{pp} \longrightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

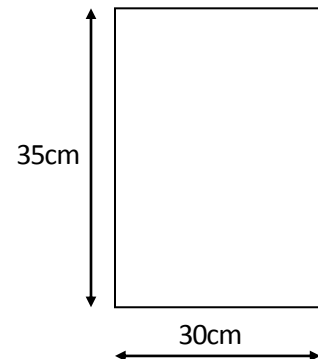
Coupe A-A

$$\text{Soit : } b = 30 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire (30 × 35) cm²

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right.$$



$h = 35 \geq 30 \text{ cm}$ Vérifie (**RPA 99 version 2003 Art 7.5.1**)
 $1/4 \leq h/b = 1.167 \leq 4$ vérifie

II.3.2. poutres secondaires

➤ **définition**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

➤ **Pré dimensionnement**

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

L_{\max} : la longueur maximale entre nus d'appuis

L_{\max} : 350 cm

D'où : $23.33\text{cm} \leq h_{ps} \leq 35 \text{ cm}$

Soit : $h_{ps} = 30 \text{ cm}$

Et :

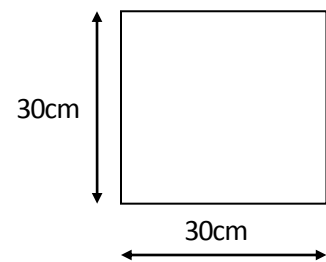
$$0.3 h_{ps} \leq b \leq 0.7 h_{ps} \longrightarrow 9\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

Soit : $b = 30 \text{ cm}$

On adopte une section rectangulaire (30 × 30) cm²

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 30 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \quad (\mathbf{RPA\ 99\ version\ 2003\ Art\ 7.5.1}) \\ 1/4 \leq h/b = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right.$$



Coupe A-A

II.3.3. les poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire, carré ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple à l'E.L.U, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

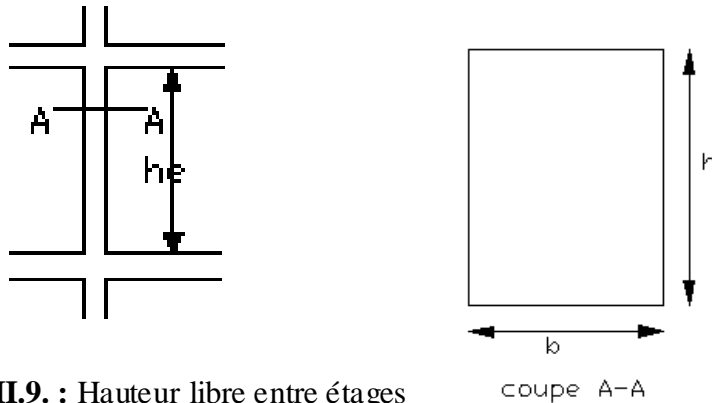


Figure II.9. : Hauteur libre entre étages

Le **RPA99** (article 7.4.1) préconise en zone sismique **Ila** que les poteaux doivent avoir les sections suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b ; h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (b ; h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Tel que :

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

h_e : 3.06m pour les étages courants, RDC et sous sol 2

h_e : 4.08 m pour sous sol 1

Remarque : on fixe la section des poteaux comme suit :

- Pour les poteaux du comble : $P_1 = 0.30 \times 0.30 \text{ cm}^2$
- Pour les poteaux de 8^{ème} étage : $P_2 = 0.30 \times 0.35 \text{ cm}^2$
- Pour les poteaux de 7^{ème} et 6^{ème} étage : $P_3 = 0.35 \times 0.40 \text{ cm}^2$
- Pour les poteaux de 5^{ème} et 4^{ème} étage : $P_4 = 0.40 \times 0.45 \text{ cm}^2$
- Pour les poteaux de 3^{ème} et 2^{ème} étage : $P_4 = 0.45 \times 0.50 \text{ cm}^2$
- Pour les poteaux de 1^{er} étage, RDC et sous sol 2 : $0.50 \times 0.50 \text{ cm}^2$
- Pour les poteaux de sous sol 1 : $P_4 = 0.50 \times 0.55 \text{ cm}^2$

II.3.3. les voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur a :

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right] \quad (\text{RPA99 Article 7.7.1})$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

Pour les étages courants + RDC + sous sol 2 la hauteur est égale à : 3.06m

$$a \geq \max\left[\frac{306}{20}; 15\text{cm}\right].$$

$$\Rightarrow a \geq \max[15.3; 15\text{cm}].$$

Soit $a = 20\text{ cm}$

Pour sous sol 1 la hauteur est égale à : 4.08m

$$a \geq \max\left[\frac{408}{20}; 15\text{cm}\right].$$

$$\Rightarrow a \geq \max[20.4; 15\text{cm}].$$

Soit $a = 25\text{ cm}$

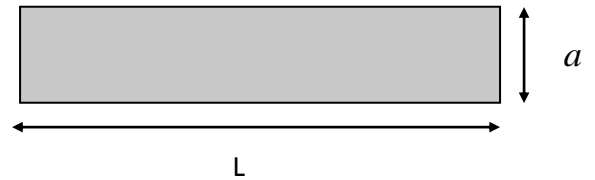


Figure II.10. Vue en plan d'un voile

II.4. DESCENTE DE CHARGES

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu' au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour les poteaux les plus sollicités et qui ont souvent les plus grandes surfaces afférentes.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à les supporté ; toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations par la loi de dégression des charges d'exploitation

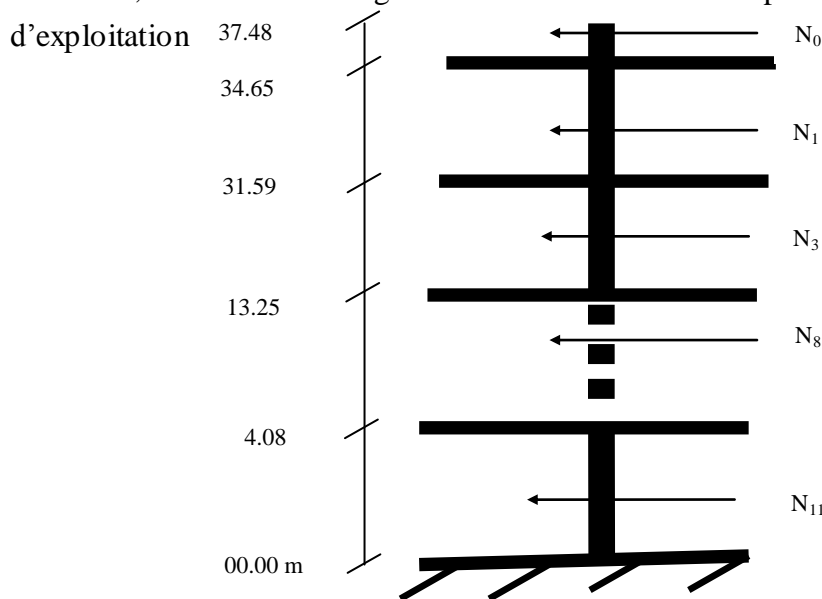


Figure II.11. schéma statique de la décente de charge

II.4.1. La loi de dégression des charges d'exploitation : DTR B.C 2.2 (article 6.3)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages courants (1 à 9).

On adoptera pour le calcul des points d'appui

Les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage (étage1) : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 4) : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

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

Et ainsi de suite en réduisant de 10 % par étage jusqu'à 0.5Q

Valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Dans notre cas : la surcharge d'exploitation est la même pour les planchers : sous sol 2, RDC, 1, 2, 3, ..., 8, comble (Étages à usage d'habitation), qui est : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

La surcharge d'exploitation est $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ pour le plancher sous sol 1 (usage de bureaux).

- Pour la toiture inaccessible : $Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$
- Balcons : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

II.4.2. Poteau B-3 (poteau de la cage d'escalier)

➤ **La surface afférente :**

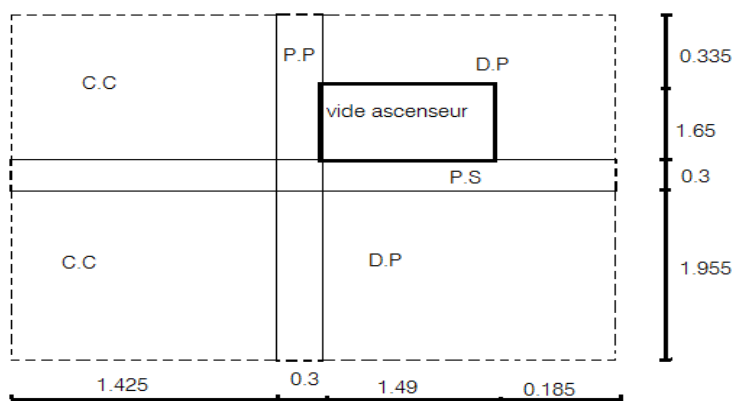


Figure II.12. Surface revenant au poteau B3.

Tableau II.9. surface afférente du poteau B3.

	Dale pleine (m ²)	Corps creux (m ²)
Planchers : étage courant, RDC	palier : 3.274	5.614
	plancher : 0.866	
Plancher 8 ^{ème} étage	3.325	8.889
Plancher SS2	Palier : 3.274	5.614
	Plancher : 3.325	
Plancher SS1	palier : 4.170	8.939
	volée : 2.428	

Pour la toiture :

$$S=14.01 \text{ m}^2$$

➤ Les charges et surcharges

$$\begin{aligned} \text{❖ Toiture en tuile :} & \left\{ \begin{array}{l} G=0.63 \times 14.01= 8.826 \text{ KN} \\ Q=1 \times 14.01= 14.01 \text{ KN} \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{❖ 8^{ème} étages :} & \left\{ \begin{array}{l} G= 5.25 \times 8.889+5.15 \times 3.325= 63.791 \text{ KN} \\ Q=1.5 \times 12.214= 18.321 \text{ KN} \end{array} \right. \end{aligned}$$

❖ 7^{ème} étage, étage courant, RDC,SS2

$$\text{Planchers :} \left\{ \begin{array}{l} G=5.25 \times 5.614+0.866 \times 5.15= 33.933 \text{ KN} \\ Q=1.5 \times 6.480= 9.721 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Escaliers :} \left\{ \begin{array}{l} G=5.15 \times 3.274= 16.861 \text{ KN} \\ Q=2.5 \times 3.274= 8.185 \text{ KN} \end{array} \right.$$

❖ sous sol 1 :

$$\text{Plancher :} \left\{ \begin{array}{l} G=5.25 \times 5.614+0.866 \times 5.15= 33.933 \text{ KN} \\ Q=2.5 \times 6.48= 16.2 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Escaliers : } \begin{cases} G=4.17 \times 5.15 + 2.428 \times 8.09 = 41.124 \text{ KN} \\ Q=2.5 \times 6.599 = 16.497 \text{ KN} \end{cases}$$

- **poutres :**

- Poutre principales : $P_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.94 = 10.342 \text{ KN}$
- Poutre secondaires : $P_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.1 = 6.975 \text{ KN}$
- Poids total des poutres : $P_t = P_{pp} + P_{ps} = 17.317 \text{ KN}$

- **Poteaux :**

- Pour les poteaux du comble : $P_1 = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 2.8 = 6.3 \text{ KN}$
- Pour les poteaux de 8^{ème} étage : $P_2 = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 3.06 = 8.032 \text{ KN}$
- Pour les poteaux de 7^{ème} et 6^{ème} étage : $P_3 = 25 \times 0.35 \times 0.40 \times 3.06 = 10.71 \text{ KN}$
- Pour les poteaux de 5^{ème} et 4^{ème} étage : $P_4 = 25 \times 0.40 \times 0.45 \times 3.06 = 13.77 \text{ KN}$
- Pour les poteaux de 3^{ème} et 2^{ème} étage : $P_4 = 25 \times 0.45 \times 0.50 \times 3.06 = 17.212 \text{ KN}$
- Pour les poteaux de 1^{er} étage, RDC et sous sol 2 : $P_4 = 25 \times 0.50 \times 0.50 \times 3.06 = 19.125 \text{ KN}$
- Pour les poteaux de sous sol 1 : $P_4 = 25 \times 0.50 \times 0.55 \times 4.08 = 28.05 \text{ KN}$

Tableau II.10 : récapitulation des résultats de la décente de charge (poteau B-3)

N°	Désignation	G (KN)	Q _{plancher} (KN)	Q _{accumulé}
N°0 Terrasse	Toiture en tuile Poutres. Poteaux.	8.826 0 6.3	14.01	
Σ		15.126	14.01	14.01
N°1 8eme	Venant de N°0. Plancher 8 ^{ème} étage Poutres Poteaux. Murs extérieurs	15.126 63.791 17.317 8.032 28.507	18.321	
Σ		132.773	18.321	32.331
N°2 7eme	Venant de N°1 Plancher étage courant Poutres Poteaux. Escaliers Murs extérieurs	132.773 33.933 17.317 10.71 16.861 43.606	9.721 8.185	
Σ		255.2	17.906	48.425
N°3 6eme	Venant de N°2 Plancher étage courant Poutres Poteaux. Escaliers Murs extérieurs	255.2 33.933 17.317 10.71 16.861 43.606	9.721 8.185	
Σ		377.627	17.906	62.729

N°4 5eme	Venant de N°3	377.627		
	Plancher étage courant	33.933	9.721	
	Poutres	17.317		
	Poteaux.	13.77		
	Escalier	16.861	8.185	
	Murs extérieurs	43.606		
Σ		503.114	17.906	75.243
N°5 4eme	Venant de N°4	503.114		
	Plancher étage courant	33.933	9.721	
	Poutres	17.317		
	Poteaux.	13.77		
	Escalier	16.861	8.185	
	Murs extérieurs	43.606		
Σ		628.601	17.906	85.966
N°6 3eme	Venant de N°5	628.601		
	Plancher étage courant	33.933	9.721	
	Poutres	17.317		
	Poteaux.	17.212		
	Escalier	16.861	8.185	
	Murs extérieurs	43.606		
Σ		757.53	17.906	94.898
N°7 2eme	Venant de N°6	757.53		
	Plancher étage courant	33.933	9.721	
	Poutres	17.317		
	Poteaux.	17.212		
	Escalier	16.861	8.185	
	Murs extérieurs	43.606		
Σ		886.459	17.906	103.80
N°8 1er	Venant de N°7	886.459		
	Plancher étage courant	33.933	9.721	
	Poutres	17.317		
	Poteaux.	19.125		
	Escalier	16.861	8.185	
	Murs extérieurs	43.606		
Σ		1017.301	17.906	112.706
N°9 rdc	Venant de N°8	1017.301		
	Plancher RDC	33.933	9.721	
	Poutres	17.317		
	Poteaux.	19.125		
	Escalier	16.861	8.185	
	Murs extérieurs	43.606		
Σ		1148.143	17.906	121.614
N°10 SS2	Venant de N°9	1148.143		
	Plancher S sol 2	33.933	9.721	
	Poutres	17.317		
	Poteaux	19.125		
	escaliers	16.861	8.185	
	Murs extérieurs	43.606		
Σ		1278.985	17.906	130.668

N°11 SS1	Venant de N°10	1278.985		
	Plancher S sol 1	33.933	16.2	
	Poutres	19.955		
	Poteaux	28.05		
	Escaliers	41.124	16.497	
	Murs extérieurs	50.712		
Σ		1452.759	32.697	148.951

➤ Calcul de l'effort normal (N)

à l'ELU $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$$N_u = 1.35 (1452.759) + 1.5 (148.951)$$

$$N_u = 2184.651 \text{ KN}$$

à l'ELS $N_s = G + Q$

$$N_s = 1452.759 + 148.951$$

$$N_s = 1601.71 \text{ KN}$$

II.4.3. Poteau B-2 (poteau centrale)

➤ La surface afférente

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = 3.275 + 2.828 + 3.225 + 2.785$$

$$S = 12.113 \text{ m}^2$$

Pour la toiture en tuile :

$$S = 13.899$$

➤ Les charges et surcharges

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } \begin{cases} G = 0.63 \times 13.899 = 8.756 \\ Q = 1 \times 13.899 = 13.899 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher 8}^{\text{ème}} \text{ étage : } \begin{cases} G = 5.25 \times 8.887 + 3.225 \times 5.15 = 63.266 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 12.113 = 18.169 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher 7}^{\text{ème}} \text{ étage jusqu'au sous sol 2 : } \begin{cases} G = 5.25 \times 12.113 = 63.593 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 12.113 = 18.169 \text{ KN} \end{cases}$$

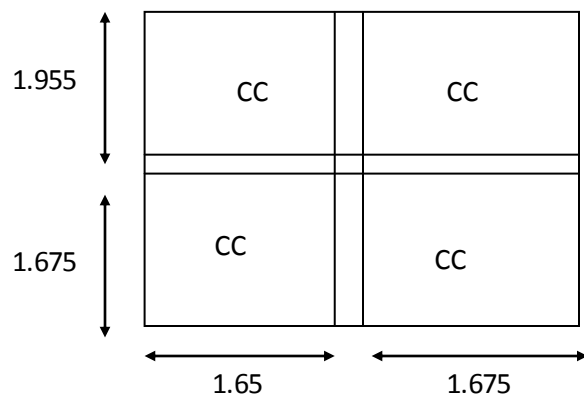


Figure II.13 surface revenant au poteau B2

$$\text{Plancher sous sol 1 : } \begin{cases} G=5.25 \times 12.113= 63.593 \text{ KN} \\ Q=2.5 \times 12.113= 30.282 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Poutres :**

- Poutre principales : $P_{pp}= 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.94 = 10.342 \text{ KN}$
- Poutre secondaires : $P_{ps}= 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.075 = 6.918 \text{ KN}$
- Poids total des poutres : $P_t= P_{pp} + P_{ps} = 17.26 \text{ KN}$

• **Poteaux :**

- Pour les poteaux du comble : $P_1=25 \times 0.30 \times 0.30 \times 2.8 = 6.3 \text{ KN}$
- Pour les poteaux de 8^{ème} étage : $P_2=25 \times 0.30 \times 0.35 \times 3.06 = 8.032 \text{ KN}$
- Pour les poteaux de 7^{ème} et 6^{ème} étage : $P_3=25 \times 0.35 \times 0.40 \times 3.06=10.71 \text{ KN}$
- Pour les poteaux de 5^{ème} et 4^{ème} étage : $P_4=25 \times 0.40 \times 0.45 \times 3.06=13.77 \text{ KN}$
- Pour les poteaux de 3^{ème} et 2^{ème} étage : $P_4=25 \times 0.45 \times 0.50 \times 3.06=17.212 \text{ KN}$
- Pour les poteaux de 1^{er} étage, RDC et sous sol 2: $P_4=25 \times 0.50 \times 0.50 \times 3.06=19.125 \text{ KN}$
- Pour les poteaux de sous sol 1 : $P_4=25 \times 0.50 \times 0.55 \times 4.08=28.05 \text{ KN}$

Tableau II.11 : tableau récapitulation des résultats de la décente de charge (poteau B-2)

N°	Désignation	G (KN)	Q _{plancher} (KN)	Q _{accumulée} (KN)
N°0 Terrasse	Toiture en tuile Poutres. Poteaux.	8.756 0 6.3	13.899	
Σ		15.056	13.899	13.899
N°1 8eme	Venant de N°0. Plancher 8 ^{ème} étage Poutres Poteaux Maçonnerie	15.056 63.266 17.26 8.032 0	18.169	
Σ		103.614	18.169	32.068
N°2 7eme	Venant de N°1 Plancher étage courant Poutres Poteaux Maçonnerie	103.614 63.593 17.26 10.71 0	18.169	
Σ		195.177	18.169	48.420
N°3 6eme	Venant de N°2 Plancher étage courant Poutres Poteaux Maçonnerie	195.177 63.593 17.26 10.71 0	18.169	
Σ		286.74	18.169	62.955
N°4 5eme	Venant de N°3 Plancher étage courant Poutres	286.74 63.593 17.26	18.169	

	Poteaux Maçonnerie	13.77 0		
Σ		381.363		75.673
N°5 4eme	Venant de N°4 Plancher étage courant Poutres Poteaux Maçonnerie	381.363 63.593 17.26 13.77 0	18.169	
Σ		475.986		86.575
N°6 3eme	Venant de N°5 Plancher étage courant Poutres Poteaux Maçonnerie	475.986 63.593 17.26 17.212 0	18.169	
Σ		574.051		95.659
N°7 2eme	Venant de N°6 Plancher étage courant Poutres Poteaux Maçonnerie	574.051 63.593 17.26 17.212 0	18.169	
Σ		672.116		104.707
N°8 1er	Venant de N°7 Plancher étage courant Poutres Poteaux Maçonnerie	672.116 63.593 17.26 19.125 0	18.169	
Σ		772.094		113.755
N°9 rdc	Venant de N°8 Plancher RDC Poutres Poteaux Maçonnerie	772.094 63.593 17.26 19.125 0	18.169	
Σ		872.072		122.803
N°10 SS2	Venant de N°9 Plancher sous sol 2 Poutres Poteaux Maçonnerie	872.072 63.593 17.26 19.125 0	18.169	
Σ		972.05		131.997
N°11 SS1	Venant de N°10 Plancher entre sol Poutres Poteaux Maçonnerie	972.05 63.593 17.26 28.05 30.899	18.169	
total		1111.852		148.713

➤ Calcul de l'effort normal (N)

à l'ELU $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$$N_u = 1.35 (1111.852) + 1.5 (148.713)$$

$$N_u = 1724.069 \text{ KN}$$

à l'ELS

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 1111.852 + 148.713$$

$$N_s = 1260.565 \text{ KN}$$

Poteau B-4 :

$$S_{\text{toiture}} = 14.01 \text{ m}^2.$$

➤ **Les charges et surcharges**

$$\text{Toiture en tuile : } \begin{cases} G = 0.63 \times 14.01 = 8.826 \text{ KN} \\ Q = 1 \times 14.01 = 14.01 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher 8}^{\text{ème}} \text{ étages : } \begin{cases} G = 5.25 \times 7.81 + 5.15 \times 3.318 = 58.09 \text{ KN.} \\ Q = 1.5 \times 11.807 = 17.71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Planchers 7}^{\text{ème}} \text{ étage, étage courant, RDC : } \begin{cases} G = 5.25 \times 5.22 + 3.318 \times 5.15 = 44.492 \text{ KN} \\ Q = 1.5 \times 8.538 = 12.807 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Escaliers : } \begin{cases} G = 5.15 \times 3.268 = 16.83 \text{ KN} \\ Q = 2.5 \times 3.268 = 8.17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher sous sol 1 : } \begin{cases} G = 5.25 \times 5.22 + 5.15 \times 3.229 = 44.034 \text{ KN} \\ Q = 2.5 \times 8.449 = 21.1225 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Escaliers : } \begin{cases} G = 4.17 \times 5.15 + 2.428 \times 8.09 = 41.124 \text{ KN} \\ Q = 2.5 \times 6.599 = 16.497 \text{ KN} \end{cases}$$

- Poutre principales : $P_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.94 = 10.342 \text{ KN}$
- Poutre secondaires : $P_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3 = 6.75 \text{ KN}$
- Poids total des poutres : $P_t = P_{pp} + P_{ps} = 17.092 \text{ KN}$
- Poteaux :
 - Pour les poteaux du comble : $P_1 = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 2.8 = 6.3 \text{ KN}$

- Pour les poteaux de 8^{ème} étage : $P_2=25 \times 0.30 \times 0.35 \times 3.06 = 8.032$ KN
- Pour les poteaux de 7^{ème} et 6^{ème} étage : $P_3=25 \times 0.35 \times 0.40 \times 3.06=10.71$ KN
- Pour les poteaux de 5^{ème} et 4^{ème} étage : $P_4=25 \times 0.40 \times 0.45 \times 3.06=13.77$ KN
- Pour les poteaux de 3^{ème} et 2^{ème} étage : $P_4=25 \times 0.45 \times 0.50 \times 3.06=17.212$ KN
- Pour les poteaux de 1^{er} étage, RDC et sous sol2: $P_4=25 \times 0.50 \times 0.50 \times 3.06=19.125$ KN
- Pour les poteaux de sous sol 1 : $P_4=25 \times 0.50 \times 0.55 \times 4.08=28.05$ KN

Tableau II.12 : tableau récapitulation des résultats de la décente de charge (poteau B-4)

N°	Désignation	G (KN)	Q _{plancher} (KN)	Q _{accumulé}
N°0 Terrasse	Toiture en tuile	8.826	14.01	
	Poutres.	0		
	Poteaux.	6.3		
Σ		15.126	14.01	14.01
N°1 8eme	Venant de N°0.	15.126		
	Plancher 8 ^{ème} étage	58.09	17.71	
	Poutres	17.092		
	Poteaux.	8.032		
	Maçonnerie	28.274		
Σ		126.614	17.71	31.72
N°2 7eme	Venant de N°1	126.614		
	Plancher étage courant	44.492	12.807	
	Poutres	17.092		
	Poteaux.	10.71		
	Escaliers	16.83	8.17	
	Maçonnerie	28.274		
Σ		244.012	20.977	50.762
N°3 6eme	Venant de N°2	244.012		
	Plancher étage courant	44.492	12.807	
	Poutres	17.092		
	Poteaux.	10.71		
	Escaliers	16.83	8.17	
	Maçonnerie	28.274		
Σ		361.41	20.977	67.707
N°4 5eme	Venant de N°3	361.41		
	Plancher étage courant	44.492	12.807	
	Poutres	17.092		
	Poteaux.	13.77		
	Escalier	16.83	8.17	
	Maçonnerie	28.274		
Σ		481.868	20.977	82.554
N°5 4eme	Venant de N°4	481.868		
	Plancher étage courant	44.492	12.807	
	Poutres	17.092		
	Poteaux.	13.77		
	Escalier	16.83	8.17	
	Maçonnerie	28.274		

Σ		602.326	20.977	95.304
N°6 3eme	Venant de N°5	602.326		
	Plancher étage ccourant	44.492	12.807	
	Poutres	17.092		
	Poteaux.	17.212		
	Escalier	16.83	8.17	
	Maçonnerie	28.274		
Σ		726.226	20.977	105.95
N°7 2eme	Venant de N°6	726.226		
	Plancher étage courant	44.492	12.807	
	Poutres	17.092		
	Poteaux.	17.212		
	Escalier	16.83	8.17	
	maçonnerie	28.274		
Σ		850.126	20.977	116.52
N°8 1er	Venant de N°7	850.126		
	Plancher étage courant	44.492	12.807	
	Poutres	17.092		
	Poteaux.	19.125		
	Escalier	16.83	8.17	
	Maçonnerie	28.274		
Σ		975.939	20.977	127.055
N°9 rdc	Venant de N°8	975.939		
	Plancher RDC	44.492	12.807	
	Poutres	17.092		
	Poteaux.	19.125		
	Escalier	16.83	8.17	
	Maçonnerie	28.274		
Σ		1101.752	20.977	137.57
N°10 SS2	Venant de N°9	1101.752		
	Plancher S sol 2	44.492	12.807	
	Poutres	17.092		
	Poteaux	19.125		
	escaliers	16.83	8.17	
	maçonnerie	28.274		
Σ		1227.565	20.977	148.236
N°11 SS1	Venant de N°10	1227.565		
	Plancher S sol 1	44.034	21.122	
	Poutres	17.092		
	Poteaux	28.05		
	Escaliers	41.124	16.497	
	maçonnerie	38.694		
Σ		1396.559	37.619	169.27

➤ Calcul de l'effort normal (N)

à PELU $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$$N_u = 1.35 (1396.559) + 1.5 (169.27)$$

$$N_u = 2139.262 \text{ KN}$$

à l'ELS $N_s = G + Q$

$$N_s = 1477.972 + 155.205$$

$$N_s = 1565.829 \text{ KN}$$

Donc : $N_{u_{\max}} = 2184.651 \text{ KN}$ et $N_{s_{\max}} = 1601.71 \text{ KN}$ (pour le poteau B-3)

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 15% tel que : $N_u = 1.15 \times (1.35 G + 1.5 Q)$

Donc $N_u = 1.15 \times 2184.651 = 2512.348 \text{ KN}$

L'effort normal maximum $N_u = 2512.348 \text{ KN}$

II.5. VERIFICATION DES POTEAUX

II.5.1. Vérification à la compression simple du poteau entre sol

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{A} \leq f_{bu} \Rightarrow A \geq \frac{N_u}{f_{bu}} \quad \text{Tel que} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A \geq \frac{2512.348 \times 10^{-3}}{14.2} \Rightarrow A \geq 0.177 \text{ m}^2$$

On a $A = 0.50 \times 0.55 = 0.275 \text{ m}^2$.

$A = 0.275 \geq 0.177 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

Tableau II.13 : résultats de vérification à la compression simple

Poteau	N_u (KN)	A_{cal} (m ²)	A_{adp} (m ²)	$A_{adp} \geq A_{cal}$
Sous sol 1	2512.348	0.177	0.275	Vérifié
S sol 2, RDC, 1 ^{er} étage,	2209.49	0.155	0.25	Vérifié
3 ^{ème} , 2 ^{ème} étage	1555.282	0.109	0.225	Vérifié
5 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	1124.194	0.079	0.18	Vérifié
7 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	694.47	0.048	0.14	Vérifié
8 ^{ème} étage	261.9	0.018	0.105	Vérifié

Comble	47.65	0.003	0.009	Vérifié
--------	-------	-------	-------	---------

II.5.2. Vérification au flambement

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

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures : $A_s \geq 0.8\% \times B_r$ On prend = 1% B_r

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

➤ Vérification du poteau de l'entre sol

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.856m.$$

$$B = 0.50 \times 0.55 = 0.275m^2.$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.5^3}{12} = 5.729 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{5.729 \times 10^{-3}}{0.275}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{2.856}{0.144} = 19.833 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{19.833}{35}\right)^2} = 0.798$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

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

$$B_r \geq \frac{2512.348 \times 10^{-3}}{0.798 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.143 m^2.$$

Or nous avons $B_r = (50 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4} = 0.254 m^2$

Donc : $0.254 > 0.1143$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.14 : résultats de vérification au flambement

Poteau	S sol 1	S sol 2, RDC, 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	comble
N _u (KN)	2512.348	2209.49	1555.282	1124.194	694.47	261.9	47.65
B _{adp} (m ²)	0.275	0.25	0.225	0.18	0.14	0.105	0.09
l ₀ (m)	4.08	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	2.8
l _f (m)	2.856	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142	1.96
I _x 10 ⁻³	5.729	5.208	3.797	2.40	1.429	0.787	0.675
i (m)	0.144	0.144	0.130	0.115	0.101	0.087	0.086
λ	19.787	14.840	16.489	18.550	21.20	24.734	22.632
α	0.798	0.820	0.814	0.805	0.792	0.773	0.784
B _{r cal} (m ²)	0.143	0.122	0.086	0.062	0.038	0.015	0.003
B _{r adp} (m ²)	0.254	0.230	0.206	0.163	0.125	0.092	0.078
Conclusion	Verifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	vérifié	vérifié	vérifié

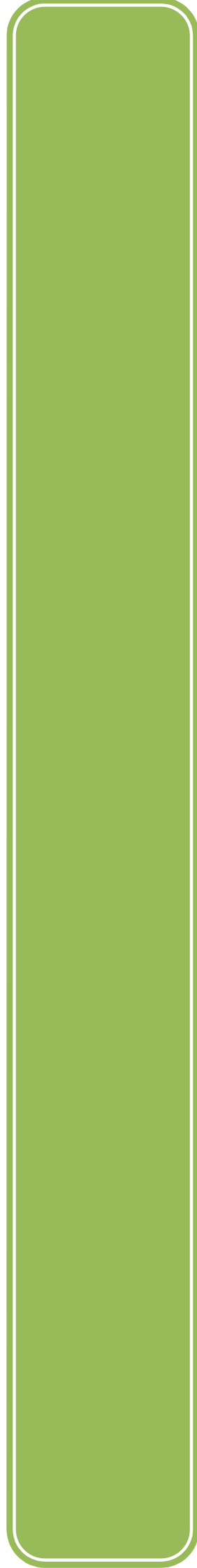
II.6. CONCLUSION

Après que nous avons pré dimensionné les éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- ❖ Poutres principales : 30 x 35 cm².
- ❖ Poutres secondaires : 30 x 30 cm².
- ❖ Poteaux du sous sol 1 : 50 x 55 cm².
- ❖ Poteaux du sol 2, RDC et 1^{er} étage : 50x 50 cm².
- ❖ Poteaux du 2^{eme} et 3^{eme} étage : 45 x 50cm².
- ❖ Poteaux du 4^{eme} et 5^{eme} étage : 40 x 45 cm².
- ❖ Poteaux du 6^{eme} et 7^{eme} étage : 35 x 40 cm².
- ❖ Poteaux du 8^{eme} étage : 30 x 35 cm².
- ❖ Poteaux du comble : 30 x 30 cm².

Chapitre III

Etude des éléments secondaires



III.1. INTRODUCTION

Une construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories selon leurs rôles de fonctionnement :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi, l'escalier qui est considéré comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'il ne contribue pas directement à la reprise de ces efforts), mais il est considéré comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. ETUDE DES PLANCHERS

Le choix du type de plancher dépend de son utilisation pour satisfaire les conditions suivantes :

- Résistance mécanique en supportant les sollicitations externe.
- Limitation des flèches pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements.

III.2.1. calcul des planchers à corps creux

III.2.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, ce sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

a. Pré dimensionnement

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que : $h = (16 + 4) \text{ cm}$.

- Hourdis de 16 cm d'épaisseur et de 55 cm de longueur.
- Table de compression de 4 cm.

b. Méthodes de calcul des sollicitations

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisés sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.

III.2.1.2. la méthode forfaitaire DTR BC-2 .41(Art. B 6.2.2.1)

Elle est applicable que si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Flexion simple.
- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25.
- Les moments d'inertie sont les même dans toutes les travées.
- La fissuration est peu nuisible.

a.1) Principe de la méthode forfaitaire

➤ Les moments fléchissant

On vérifie les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max[1 + (0.3 \times \alpha \times M_0); 1.05 \times M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Avec :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes (coefficient d'importance).

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: Pour l'appui intermédiaire pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: Pour les appuis de rive.

Remarques

- De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

- Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ($0.15M_0$).

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**

On peut évaluer l'effort tranchant soit :

Par la méthode de RDM, on tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i}$$

M_i et M_{i+1} sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).



Figure III.1 schéma statique de la poutelle

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 :

- 1) De 15% si la poutre a deux travées :

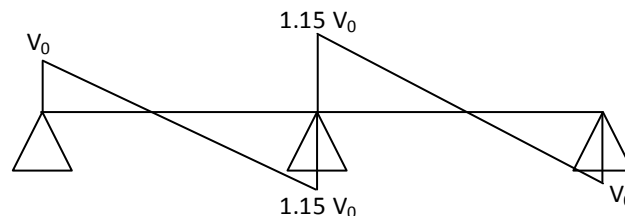


Figure III. 2 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

- 2) de 10% si une poutre a plus de deux travées :

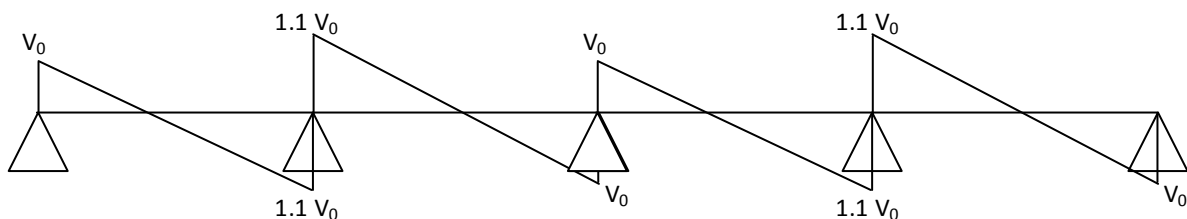


Figure III. 3 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

III.2.1.3. Méthode de CAQUOT DTR BC-2 .41(Art. B 6.2.2.2)**a. Condition d'application**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

b. Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

➤ Evaluation des moments**• Moment en appuis**

$$M_i = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

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

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$M_0(X) = \frac{P_u \times x}{2} (l - x)$$

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

$$\Rightarrow X = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

• L'effort tranchant

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

III.2.1.4. différents types des poutrelles

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
1 ^{er} Type	<p>A beam with three supports labeled A, B, and C. The distance between A and B is 3,75m, and the distance between B and C is 3,30m.</p>
2 ^{eme} Type	<p>A beam with three supports labeled A, B, and C. The distance between A and B is 3,10m, and the distance between B and C is 3,70m.</p>
3 ^{eme} Type	<p>A beam with four supports labeled A, B, C, and D. The distances between supports are: AB = 3,30m, BC = 3,80m, and CD = 3,10m.</p>
4 ^{eme} Type	<p>A beam with five supports labeled A, B, C, D, and E. The distances between supports are: AB = 3,30m, BC = 3,80m, CD = 3,10m, and DE = 3,70m.</p>

Remarques

Dans le plancher du sous sol 1 on trouve les types (1, 2)

Dans le plancher du sous sol 1 on trouve les types (1, 2, 3)

Dans le plancher RDC et ceux des étages courants on trouve les types (1, 2, 4)

Dans le plancher de 8^{eme} étage on trouve les types (1, 2, 3, 4)

a. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

À l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

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

Tableau III.2 : Charges et surcharges d’exploitation sur les poutrelles.

			ELU		ELS	
Niveau \ Charges	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	p _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	p _s (KN/ml)
	Sous sol 1	5.25	2.50	10.838	7.045	7.75
Sous sol 2	5.25	1.50	9.337	6.069	6.75	4.387
Étages courants	5.25	1.50	9.337	6.069	6.75	4.387
8 ^{ème} étage	5.25	1.50	9.337	6.069	6.75	4.387

b. Calcul des sollicitations

Dans notre calcul des poutrelles on prend un exemple (poutrelle type 1), les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul d’une poutrelle du plancher Sous sol 1

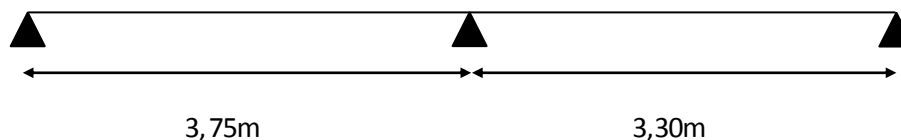


Figure III. 4 : Schéma statique de la poutrelle type 1

➤ **Choix de la méthode de calcul**

Pour Plancher étage courant : G = 5.25 KN/m² ; Q = 2.5 KN/m²

- $Q < 2 \times G$ Vérifiée
- $0.8 < (3.75/3.30) < 1.14 \rightarrow 0.8 < 1.25 < 1.25$ Vérifiée
- l’inertie est constante (les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées)Vérifiée
- la fissuration est peu nuisible..... Vérifiée

Les conditions d’application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, alors on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans tous les types des poutrelles. (On a un seul sens de disposition)

➤ **Calcul des sollicitations**

❖ **Moments isostatiques**

À l'ELU

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{7.044 \times 3.75^2}{8} = 12.382 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = 9.589 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{p_s \times l^2}{8} = \frac{5.038 \times 3.75^2}{8} = 8.856 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = 6.858 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments sur les appuis**

➤ **Appuis de rive**

$$M_A = M_C = 0$$

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

➤ **Appuis intermédiaires**

À l'ELU

$$M_B = -0.6 \times M_0^{AB} = -0.6 \times 12.382 = -7.429 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

$$M_B = -0.6 \times M_0^{AB} = -0.6 \times 8.856 = -5.314 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments fléchissant en travées :**

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0; 1.05 \times M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Avec :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.25} = 0.323$$

À l'ELU

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0^{AB} \Rightarrow M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.323}{2} \times 12.382 \\ M_t \geq 8.029 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{0+7.429}{2} \geq \max[(1+0.3 \times 0.323) \times 12.382 : 1.05 \times 12.382] \\ M_t \geq 9.867 \text{KN.m} \end{cases}$$

On adopte : $M_t = 9.867 \text{KN.m}$

Travée B-C

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0^{BC} \Rightarrow \frac{1.2+0.3 \times 0.323}{2} \times 9.589 \\ M_t \geq 6.218 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{7.429+0}{2} \geq \max[(1+0.3 \times 0.323) \times 9.589 : 1.05 \times 9.589] \\ M_t \geq 6.804 \text{KN.m} \end{cases}$$

On adopte : $M_t = 6.804 \text{KN.m}$

À l'ELS

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0^{AB} \Rightarrow M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.323}{2} \times 8.856 \\ M_t \geq 5.743 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{0+5.314}{2} \geq \max[(1+0.3 \times 0.323) \times 8.856 : 1.05 \times 8.856] \\ M_t \geq 7.057 \text{KN.m} \end{cases}$$

On adopte : $M_t = 7.057KN.m$

Travée B-C

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0^{BC} \Rightarrow \frac{1.2+0.3 \times 0.323}{2} \times 6.856 \\ M_t \geq 4.447KN.m \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{5.314+0}{2} \geq \max[(1+0.3 \times 0.323) \times 6.856 : 1.05 \times 6.856] \\ M_t \geq 4.866KN.m \end{array} \right.$$

On adopte : $M_t = 4.866KN.m$

❖ Les efforts tranchants

À L'ELU

Travée A-B

$$V_A = \frac{7.044 \times 3.75}{2} = 13.208KN$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -15.189KN$$

Travée B-C

$$V_B = 1.15 \times \frac{7.044 \times 3.30}{2} = 13.366KN$$

$$V_C = -11.623KN$$

À l'ELS

Travée A-B

$$V_A = \frac{5.038 \times 3.75}{2} = 9.446KN$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -10.863KN$$

Travée B-C

$$V_B = 1.15 \times \frac{5.038 \times 3.30}{2} = 9.560KN$$

$$V_C = -8.313KN$$

On résume les calculs dans les tableaux suivants :

Tableau III.3. Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de plancher du sous sol 1

Plancher Sous sol 1							
Types de poutrelles	ELU			ELS			Effort tranchant (V) (KN)
	M_t (KN.m)	$M_{a, int}$ (KN.m)	$M_{a, riv}$ (KN.m)	M_t (KN.m)	$M_{a, int}$ (KN.m)	$M_{a, riv}$ (KN.m)	
1	9.867	-7.429	-1.857	7.057	-5.314	-1.328	-15.189
2	9.606	-7.232	-1.808	6.870	-5.173	-1.293	14.986

Tableau III.4. Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de plancher du sous sol 2

Plancher Sous sol 2							
Types de poutrelles	ELU			ELS			Effort tranchant (V) (KN)
	M_t (KN.m)	$M_{a, int}$ (KN.m)	$M_{a, riv}$ (KN.m)	M_t (KN.m)	$M_{a, int}$ (KN.m)	$M_{a, riv}$ (KN.m)	
1	8.178	-6.401	-1.6	5.913	-4.628	-1.157	-13.086
2	7.962	-6.323	-1.558	5.757	-4.505	-1.126	12.912
3	6.207	-5.478	-1.239	4.487	-3.96	-0.896	±12.684

Tableau III.5. Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de plancher RDC et des étages courants

Plancher RDC et étages courant							
Types de poutrelles	ELU			ELS			Effort tranchant (V) (KN)
	M_t (KN.m)	M_{int} (KN.m)	M_{riv} (KN.m)	M_t (KN.m)	M_{int} (KN.m)	M_{riv} (KN.m)	
1	8.178	-6.401	-1.6	5.913	-4.628	-1.157	-13.086
2	7.962	-6.323	-1.558	5.757	-4.505	-1.126	12.912
4	8.481	-5.478	-1.558	6.132	-3.96	-1.272	12.684

Tableau III.6 : Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de plancher du 8^{ème} étage

Plancher 8 ^{ème} étage							
Types de poutrelles	ELU			ELS			Effort tranchant (V) (KN)
	M _t (KN.m)	M _{int} (KN.m)	M _{riv} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{int} (KN.m)	M _{riv} (KN.m)	
1	8.178	-6.401	-1.6	5.913	-4.628	-1.157	-13.086
2	7.962	-6.323	-1.558	5.757	-4.505	-1.126	12.912
3	6.207	-5.478	-1.239	4.487	-3.96	-0.896	±12.684
4	8.481	-5.478	-1.558	6.132	-3.96	-1.272	12.684

III.2.1.5. les sollicitations maximales**Tableau III.7 :** Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de chaque niveau

Etats limites							
Etage	ELU			ELS			Effort tranchant (V) (KN)
	M _t (KN.m)	M _{a, int} (KN.m)	M _{a, riv} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{int} (KN.m)	M _{riv} (KN.m)	
8 ^{ème} étage	8.481	-6.401	-1.6	6.132	-4.628	-1.272	-13.086
RDC et étages courant	8.481	-6.401	-1.6	6.132	-4.628	-1.272	-13.086
Sous sol 2	8.178	-6.401	-1.6	5.913	-4.628	-1.157	-13.086
Sous sol 1	9.867	-7.429	-1.857	7.057	-5.314	-1.328	-15.189

III.2.1.6. Ferrailage des poutrelles

On procède à un exemple de calcul. Soit l'exemple de calcul des poutrelles de type 1 du sous sol 1. On utilise les sollicitations maximales pour le ferrailage.

❖ Sollicitations maximales

A l'ELU

$$M_{Travée}^{Max} = 9.867 \text{ KN.m}$$

$$M_{a.max}^{rive} = -0.15 \times M_0^{\max} = -1.857 \text{ KN.m}$$

$$M_{a.max}^{inter} = -7.429 \text{ KN.m}$$

$$V^{Max} = -15.189 \text{ KN}$$

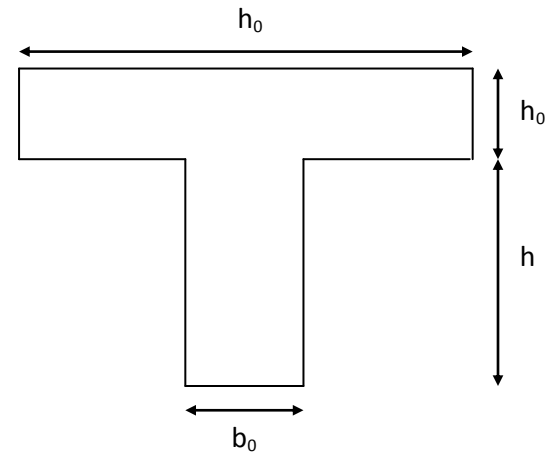
A l'ELS

$$M_{Travée}^{Max} = 7.057 \text{ KN.m}$$

$$M_{a.max}^{rive} = -0.15 \times M_0^{\max} = -1.328 \text{ KN.m}$$

$$M_{a.max}^{inter} = -5.314 \text{ KN.m}$$

$$V^{Max} = 10.863 \text{ KN}$$



Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

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

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

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

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

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

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

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

1) Calcul à l'ELU

A. Armatures longitudinales

$$\text{Avec ; } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ feE400 \\ fc28 = 25 \text{ MPa} \\ ft28 = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

a. En travée

b. Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \Rightarrow M_{tu} = 0.059 MN.m$$

$M_{tu} > M_u = 9.867 \times 10^{-3} MN.m \Rightarrow$ Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension :

$$(b \times h) = (65 \times 20) cm^2$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.867 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.033 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}}{0.8} = 0.042$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.042) = 0.177 m$$

$$A^{travée} = \frac{M_{\max}^{travée}}{z \times f_{st}}$$

$$A^{travée} = \frac{9.867 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.603 cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.412 cm^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 3HA10 = 2.36 cm^2$$

$$A_s = 2.36 cm^2 > A_{\min} = 1.412 cm^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée.}$$

c. En appuis

❖ Appuis de rives

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T_e sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20) m^2$.

$$M_{rive}^{a \max} = 1.857 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.857 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.040 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.040}}{0.8} = 0.052$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.052) = 0.176 \text{m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{1.857 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.303 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$\text{Soit : } A_s = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{cm}^2$$

$$A_s = 0.79 \text{cm}^2 > A_{Min} = 0.21 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

❖ Appuis intermédiaires

$$M_a^{Interne} = -7.429 \text{KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20) \text{m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.429 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.162 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.161}}{0.8} = 0.222$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.221) = 0.164 \text{m}$$

$$A_a^{Inter} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{Inter} = \frac{7.429 \times 10^{-3}}{0.164 \times 348} = 1.302 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{cm}^2$$

Soit : $A_s = 2HA10 = 1.57cm^2$

$A_s = 1.57cm^2 > A_{min} = 0.217cm^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée Pour les autres types de planchers le calcul se fera avec la même méthode précédente et les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Calcul des armatures principales

plancher	Élément	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
8 ^{eme} étage	Travée	8.481	0.028	0.036	0.177	1.374	1.412	2HA10 = 1.57
	Appui Intermédiaire	6.401	0.139	0.188	0.166	1.105	0.217	2HA10 = 1.57
	Appui de rive	1.6	0.035	0.044	0.177	0.26	0.217	1HA10 = 0.79
Etage courant	Travée	8.481	0.028	0.036	0.177	1.374	1.412	2HA10 = 1.57
	Appui Intermédiaire	6.401	0.139	0.188	0.166	1.105	0.217	2HA10 = 1.57
	Appui de rive	1.6	0.035	0.044	0.177	0.26	0.217	1HA10 = 0.79
Sous sol 2	Travée	8.178	0.028	0.036	0.177	1.374	1.412	2HA10 = 1.57
	Appui Intermédiaire	6.401	0.139	0.188	0.166	1.105	0.217	2HA10 = 1.57
	Appui de rive	1.6	0.035	0.044	0.177	0.26	0.217	1HA10 = 0.79
Sous sol 1	Travée	9.867	0.033	0.042	0.177	1.603	1.412	3HA10 = 2.36
	Appui Intermédiaire	-7.429	0.162	0.222	0.164	1.302	0.217	2HA10 = 1.57
	Appui de rive	-1.857	0.04	0.052	0.176	0.303	0.217	1HA10 = 0.79

❖ Vérification à l'ELU

Cisaillement :

$$V^{\max} = -15.189 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.189 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.844 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{1.5} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3.333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.844 < \bar{\tau}_u = 3.333 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

a) Choix des armatures transversales

On choisit un étrier $\Phi 6$

$$\Phi_t \leq \min \left[\frac{H}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_{\min} \right]$$

$$\Phi_t \leq \min \frac{200}{35}, \frac{100}{10}, 10 \text{ mm}$$

On opte pour :

$$\Phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2.$$

• Escapement:

$$T \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = 16.2 \text{ cm} \dots \dots (1)$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad (\text{Art A.5.1.2.2}) \dots \dots \dots (2)$$

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

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Flexion simple, armatures droites.)}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 1.01 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.669 - 0.3 \times 2.1)} = 820.513 \text{ cm}$$

$$St \leq 820.513 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \dots \dots \dots (3)$$

$$S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

$$\text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ Vérification à l'effort tranchant :**a) vérification des armatures longitudinales au cisaillement :****❖ appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(15.189 \times 10^{-3} - \frac{7.429 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.882 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or, } A_l = 3T10 + 2T10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifiée.}$$

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

❖ appui de rive

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u=0$.

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 15.189 \times 10^{-3} = 0.437 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.437 \text{ cm}^2$$

Or, $A_l = 3T10 + 1T10 = 3.15 \text{ cm}^2$ C'est vérifié.

b)- Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_U \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{15.189 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.1}{2}\right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.992 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.992 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ C'est vérifié.}$$

Pour les autres types de planchers le calcul se fera avec la même méthode précédente et les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.9 : Vérification de cisaillement et l'effort tranchant à l'ELU

	Cisaillement	Armatures transversales	espacements	Jonction table nervure	Armatures longitudinales aux appuis	
					Appui intermédiaire	Appui de rive
Vérifications	$\tau_u = \frac{V_U}{db_0} \leq \bar{\tau}_u$ $\bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa}$	$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi, \frac{b_0}{10}\right)$	$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$	$\tau_u = \frac{V_U \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa}$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d}\right)$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$
8^{eme} étage	$\tau_u = 0.727 \text{ MPa}$ Vérifiée	Epingle Φ avec $A_t = 2\text{HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ cm}$	$\tau_u = 0.854 \text{ MPa}$ Vérifiée	$A_l = 3.14 \text{ cm}^2$ $A_l \geq -1.136 \text{ cm}^2$ Vérifiée	$A_l = 2.36 \text{ cm}^2$ $A_l \geq 0.376 \text{ cm}^2$ Vérifiée
Etage Courant	$\tau_u = 0.727 \text{ MPa}$ Vérifiée	Epingle Φ avec $A_t = 2\text{HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ cm}$	$\tau_u = 0.854 \text{ MPa}$ Vérifiée	$A_l = 3.14 \text{ cm}^2$ $A_l \geq -1.136 \text{ cm}^2$ Vérifiée	$A_l = 2.36 \text{ cm}^2$ $A_l \geq 0.376 \text{ cm}^2$ Vérifiée
Sous sol 2	$\tau_u = 0.727 \text{ MPa}$	Epingle Φ avec	$S_t = 15 \text{ cm}$	$\tau_u = 0.854 \text{ MPa}$	$A_l = 3.14 \text{ cm}^2$ $A_l \geq -1.136$	$A_l = 2.36 \text{ cm}^2$ $A_l \geq 0.376 \text{ cm}^2$

	Vérifiée	$A_t=2HA6=0.57\text{cm}^2$		Vérifiée	cm^2 Vérifiée	Vérifiée
Sous sol 1	$\tau_u = 0.844\text{MPa}$ Vérifiée	Epingle Φ avec $A_t=2HA6=0.57\text{cm}^2$	$S_t = 15\text{cm}$	$\tau_u = 0.992\text{MPa}$ Vérifiée	$A_l = 3.93\text{ cm}^2$ $A_l \geq -0.882\text{cm}^2$ Vérifiée	$A_l = 3.15\text{cm}^2$ $A_l \geq 0.437\text{ cm}^2$ Vérifiée

❖ **Vérification des poutrelles à l'ELS**

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

❖ **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

❖ **En travée**

$$M_t^{\max} = 7.057\text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots\dots\dots \text{BAEL 91.L.III.3}$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-5}$$

$$H = 2.44 \times 10^{-5} > 0$$

Alors l'axe neutre passe par la table de compression, donc calcul d'une section rectangulaire (b x h)

Calcul de Y :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 \times A \times (d - Y) = 0$$

$$32.5Y^2 + 35.4Y - 637.2 = 0 \Rightarrow y = 3.92 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{65 \times 3.92^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.92)^2 \Rightarrow I = 8323.04 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{7.057 \times 10^{-3} \times 0.0392}{8323.04 \times 10^{-8}} = 3.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots \text{condition vérifiée} \quad (\text{BAEL E.III.2})$$

❖ **En appuis**

Appuis intermédiaires

$$M_{int,ser}^{a \max} = -5.314 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.903 \times 10^{-4}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

Calcul de y

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 \times A \times (d - Y) = 0$$

$$32.5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0 \Rightarrow y = 3.27 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{65}{3} \times 3.27^3 + 15 \times 1.57 \times (18 - 3.27)^2 \iff I = 5867.30 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^{a \max} \times y}{I} = \frac{5.314 \times 10^{-3}}{5867.30 \times 10^{-8}} \times 0.0327 = 2.959 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{CBA Art A.5.3.3})$$

$$\sigma_{bc} = 2.959 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pour les autres types de planchers les vérifications se feront avec la même méthode précédente est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : vérification des contraintes à L'ELS

Niveau	éléments	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I x10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
8 étage	Travée	6.132	3.27	5867.30	3.417	15	vérifiée
	appui	-4.628	3.27	5867.30	2.579	15	vérifiée
Etage courant	Travée	6.132	3.27	5867.30	3.417	15	vérifiée
	appui	-4.628	3.27	5867.30	2.579	15	vérifiée
Sous sol 2	Travée	5.913	3.27	5867.30	3.295	15	vérifiée
	appui	-4.628	3.27	5867.30	2.579	15	vérifiée
Sous sol 1	Travée	7.057	3.92	8323.04	3.321	15	vérifiée
	appui	-5.314	3.27	5867.30	2.959	15	vérifiée

❖ Etat limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

❖ Evaluation de la flèche :

(CBA 93 B.6.5.3)

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article.L.VI,2)}$$

h : Hauteur totale de la poutrelle.

l : Longueur de la travée

M_t : Moment réel en travée

M_0 : Moment isostatique

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{375} = 0.053 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

Cette condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

f_{ij} : 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).

❖ Evaluation des moments en travée

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.853 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.25 = 3.413 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.25 + 2.5) = 5.037 \text{ KN/m}$$

$$w = \frac{8M_{ts}^{max}}{q_p * L^2} \rightarrow w = \frac{8 * 7.057}{5.037 * 3.75^2} \rightarrow w = 0,80$$

$$M_{jser} = w \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.80 \times \frac{1.853 \times 3.75^2}{8} = 2.606 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = w \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.80 \times \frac{3.413 \times 3.75^2}{8} = 4.799 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = w \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.80 \times \frac{5.037 \times 3.75^2}{8} = 7.083 \text{ KN.m}$$

❖ Propriétés de la section

Position de l'axe neutre :

$$A = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

$$I = 8323.04 \text{ cm}^4$$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène :

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(Ad + A'd')}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')}$$

$$y_G = \frac{10 \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(2.36 * 18 + 0)}{10 * 20 + (65 - 10)4 + 15(2.36 + 0)}$$

$$y_G = 6.757 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 + \frac{b_0 * (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) * (y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{65}{3} 6,757^3 + \frac{10 * (20 - 6,757)^3}{3} - \frac{(65 - 10) * (6,757 - 4)^3}{3} + 15[2.36(18 - 6,757)^2 + 0]$$

$$I_0 = 18516.539 \text{ cm}^4$$

Calcul de λ_i et λ_v

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 \text{ Le rapport de l'aire de la section tendue à l'aire de la section}$$

utile de la nervure.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.013} = 3.253$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.253 = 1.301$$

❖ Contraintes

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - Y)}{I} = 15 \times \frac{2.606 \times (0.18 - 0.0392) \times 10^{-3}}{8323.04 \times 10^{-8}} = 66.138 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - Y)}{I} = 15 \times \frac{4.799 \times (0.18 - 0.0392) \times 10^{-3}}{8323.04 \times 10^{-8}} = 121.819 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - Y)}{I} = 15 \times \frac{7.083 \times (0.18 - 0.0392) \times 10^{-3}}{8323.04 \times 10^{-8}} = 179.784 \text{ MPa}$$

❖ Calcul de μ

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{si : } \mu > 0 \quad \text{si non } \mu = 0.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 66.138 + 2.1} = 0.340 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 121.819 + 2.1} = 0.567 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 179.784 + 2.1} = 0.681 > 0$$

$$E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

❖ Moment d'inertie fictive (I_f)

D'une manière générale l'inertie fictive est donnée par la relation suivante :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} : \text{ le moment d'inertie fictif est calculé pour tenir compte de l'existence}$$

éventuelle des fissures dans les zones tendues.

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 18516539}{1 + 3.253 \times 0.340} = 9669.998 \text{ cm}^4 .$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 18516539}{1 + 3.253 \times 0.567} = 7159.445 \text{ cm}^4 .$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 18516539}{1 + 3.253 \times 0.681} = 6332.724 \text{ cm}^4 .$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 16978659}{1 + 1.301 \times 0.567} = 11719.494 \text{ cm}^4 .$$

❖ Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{2.606 \times 10^{-3} \times 3.75^2}{10 \times 32164.20 \times 9669.998 \times 10^{-8}} = 0.00532 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{4.799 \times 10^{-3} \times 3.75^2}{10 \times 32164.2 \times 7159.449 \times 10^{-8}} = 0.00290 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{7.083 \times 10^{-3} \times 3.75^2}{10 \times 32164.2 \times 6332.724 \times 10^{-8}} = 0.00485 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{4.799 \times 10^{-3} \times 3.75^2}{10 \times 10721.40 \times 11719.494 \times 10^{-8}} = 0.00532 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00532 - 0.00117 + 0.00485 - 0.00290 = 0.00609 \text{ m} = 0.609 \text{ cm}$$

❖ La flèche admissible

- $f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow$ Pour une portée ≤ 5 m.
- $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 \rightarrow$ Pour une portée > 5 m.

Dans notre cas, la portée de la poutre est inférieure à 5 m.

$\Delta f = 0.609 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.75 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

Tableau. III. 11. Evaluation des moments en travées.

poutrelles	w	L _{max} (m)	q _{jser}	q _{gser}	q _{pser}	M _j ^{ser}	M _g ^{ser}	M _p ^{ser}
			(Kn/m)			(Kn. m)		
8 ^{eme} étage	0,79	3,75	1,853	3,413	4,388	2,573	4,740	6,093
Etage courant	0,77	3,80	1,853	3,413	4,388	2,575	4,744	6,099
Sous sol 2	0,77	3,75	1,853	3,413	4,388	2,508	4,620	5,939
Sous sol 1	0,80	3,75	1,853	3,413	5,037	2,606	4.799	7.083

Tableau. III. 12. Calcul des contraintes.

Poutrelles	I	I ₀	ρ	λ _i	λ _v	σ _j	σ _g	σ _p	μ _j	μ _g	μ _p
	(cm ⁴)					(Mpa)					
8 ^{eme} étage	5867,302	16978,659	0,0087	4,891	1,956	96,919	178,513	229,509	0,330	0,559	0,636
Etage courant	5867,302	16978,659	0,087	4,891	1,956	97,001	178,664	229,704	0,330	0,559	0,637
Sous sol 2	5867,302	16978,659	0,0087	4,891	1,956	94,465	173,994	223,669	0,319	0,550	0,629
Sous sol 1	8323.04	18516.539	0,013	3.253	1,301	66.138	121.819	179.784	0.340	0.567	0.681

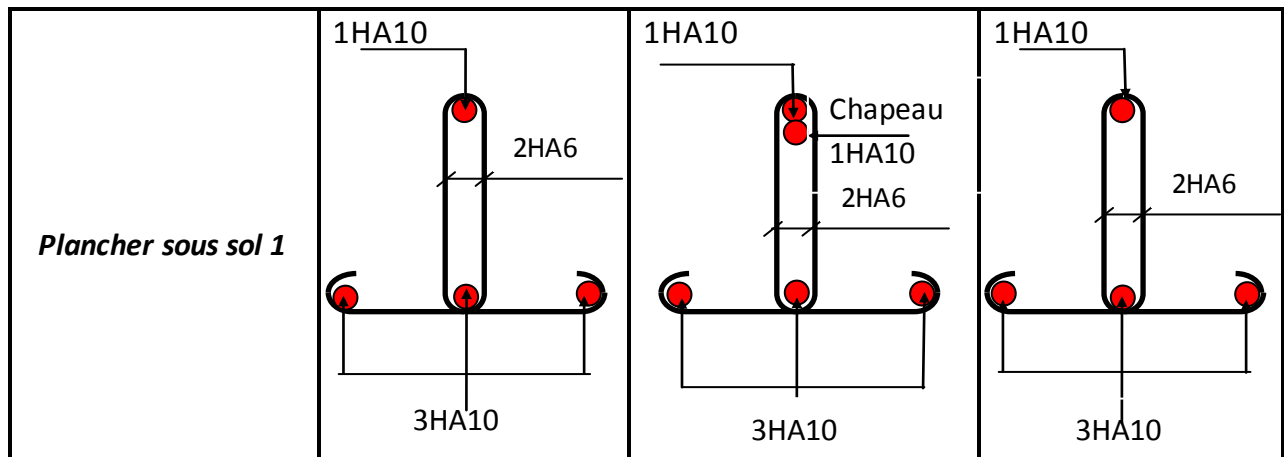
Tableau. III. 13. Evaluation des flèches.

Poutrelles	I_{ij}	I_{ig}	I_{ip}	I_{vg}	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	Δf	f_{adm}	Observation
	(cm ⁴)				(cm)				(cm)		
8 ^{eme} étage	7151,167	5003,819	4541,579	8923,406	0,157	0,414	0,587	0,697	0,712	0,75	vérifiée
Etage courant	7146,474	5001,985	4540,261	8921,073	0.162	0,426	0,603	0,716	0,732	0,76	vérifiée
Sous sol 2	7296,499	5060,282	4582,131	8994,999	0,150	0,399	0,567	0,674	0,691	0,75	vérifiée
Sous sol 1	9669.998	7159.449	6332.724	11719.494	0.117	0.290	0.485	0.532	0.609	0,75	vérifiée

- Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III.14 : Schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Planchers 8 ^{ème} étage, étage courant et sous sol 2			
	2HA10	2HA10	2HA10
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive



II.2.1.7. Ferrailage de la dalle de compression

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Selon le **BAEL 91** et **CBA93(B.6.8.4.2.3)** la dalle de compression, sera armée par un quadrillage des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- **20 cm (5p.m)** : Pour les armatures perpendiculaire aux nervures ;
- **33cm (3p.m)** : Pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise des barres de type rond lisse de nuance $f_e=235$ MPa

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :

$$A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 \perp \text{ aux poutrelles}$$

Espacement : $S_t = 20$ cm

b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :

$$A_{//} = 3 \phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 \perp // \text{ aux poutrelles}$$

Espacement : $S_t = 33$ cm

Remarque : on peut prendre un treillis soudé : TS $\phi 5$

On aura $A_{\perp} = 1.18 \text{ cm}^2$ et $A_{//} = 1.18 \text{ cm}^2$

❖ Schéma de ferrailage de la dalle de compression

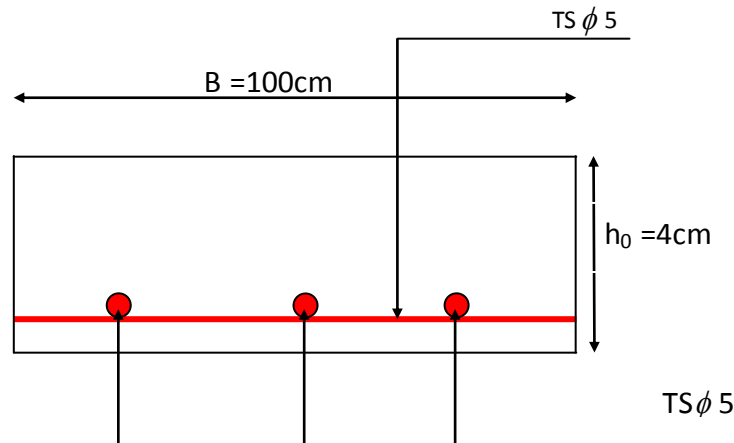


Figure III.5 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression

III.3. Etude des dalles pleines

III.3.1. Type 1 (dalle sur quatre appuis)

III.3.1.1. Panneau sur 3 appuis (DP1)

$G = 5.15 \text{ KN.m}$

$Q = 1.5 \text{ KN.m}$

$l_x = 2.395 \text{ m.}$

$l_y = 3.5 \text{ m.}$

$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2.395}{3.5} = 0.68 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

❖ Calcul des sollicitations :

$$L_x \geq \frac{L_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_y^0 = \frac{P \cdot L_y^2}{8} * \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{P L_y^3}{48} \\ M_x^0 = \frac{P \cdot L_y^3}{24} \end{cases}$$

$$L_x < \frac{L_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x^0 = \frac{P \cdot L_x^2 * L_y}{2} - \frac{2 P L_x^3}{3} \\ M_y^0 = \frac{P \cdot L_x^3}{3} \end{cases}$$

$$M_y^0 = \frac{9,203 * 3.5^2}{8} * \left(2.395 - \frac{3.5}{2} \right) + \frac{9,203 * 3.5^3}{48} = 17.31$$

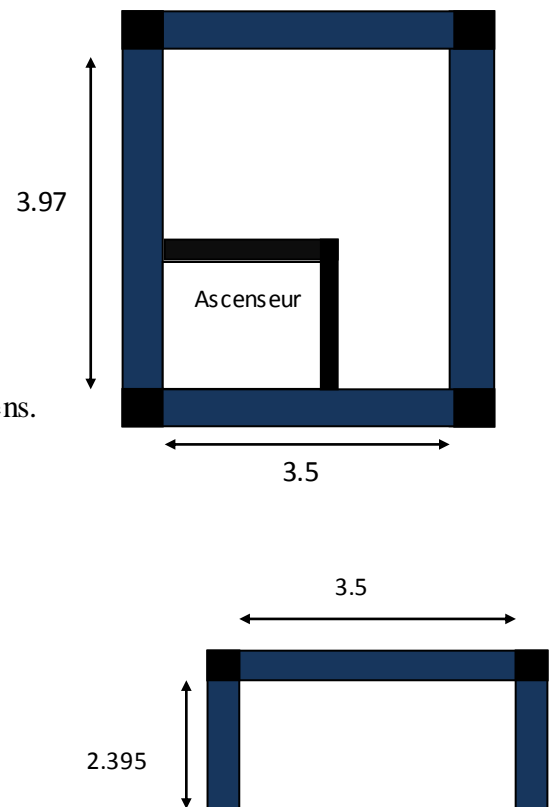
$$M_x^0 = \frac{9,203 * 3.5^3}{24} = 16.44$$

$M_x^t = 0,85 * M_x^0 = 0,85 * 16.44 = 13.97 \text{ KN.m}$

$M_y^t = 0,85 * M_y^0 = 0,85 * 17.31 = 14.71 \text{ KN.m}$

$M_a^x = M_a^y = 0,3 * 16.44 = 4.93 \text{ KN.m}$

❖ Ferrailage :



Le ferrailage se fait à la flexion simple.

$b=100\text{cm}$; $e=12\text{cm}$, $d=9\text{cm}$; $f_c=25\text{Mpa}$; $f_{bu} = 14.2\text{ Mpa}$,

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

En travée :

Sens X-X :

$$\mu_{bu} = \frac{13.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.058 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.075$$

$$Z = d[1 - 0.4\alpha] \Rightarrow Z = 0.126\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{13.87 \times 10^{-3}}{0.126 \times 348} = 3.18\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On opte pour : $A_s = 5\text{HA}10 = 3.93\text{ cm}^2 / \text{ml} // l_x$

Sens Y-Y :

$$\mu_{bu} = \frac{14.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.061 < 0.186 \rightarrow \text{le diagramme passe par le pivot A ;}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.079$$

$$Z = d[1 - 0.4\alpha] \Rightarrow Z = 0.125\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{14.71 \times 10^{-3}}{0.126 \times 348} = 3.36\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On opte pour : $A_s = 5\text{HA}10 = 3.93\text{ cm}^2 / \text{ml} // l_y$

Aux appuis :

$$_M_a^x = M_a^y = -4.932\text{ Kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^y}{b * d^2 * f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{4.932 * 10^{-3}}{1 * 0,13^2 * 14,2} \rightarrow \mu_{bu} = 0,021$$

$\mu_{bu} = 0,021 < 0,186 \rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot A ;

$$\mu_{bu} = 0,021 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow \alpha = 0,026$$

$$Z = d[1 - 0.4\alpha] \rightarrow Z = 0.128\text{m}$$

Sens X-X :

$$A_s = \frac{M_a^x}{z * f_{st}} \rightarrow A_s = \frac{4.932 * 10^{-3}}{0.128 * 348} \rightarrow A_s = 1,102 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{ax} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Sens Y-Y :

$$A_s = \frac{M_a^y}{0.128 * f_{st}} \rightarrow A_s = \frac{4,932 * 10^{-3}}{0.128 * 348} \rightarrow A_s = 1,02 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{ay} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures :

L'espacement des barres longitudinales S_t doit vérifié :

1) Sens principale L_x (FPN):

Sous charge répartie :

$$S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm})$$

Sous charge concentrée :

$$S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm})$$

2) Sens principale L_y (FPN) :

Sous charge répartie :

$$S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm})$$

Sous charge concentrée :

$$S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm})$$

Si : FNS_t ≤ min(2e, 25 cm)

Si : FTNS_t ≤ min(1,5e, 20 cm)

e : C'est l'épaisseur de la dalle.

Dans notre cas la fissuration est FPN alors :

Sens L_x :

$$S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Sens L_y :

$$S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

❖ **Vérifications à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

Pour : $e < 12 \text{ cm}$

$$\text{Si : } \rho \leq 0,4 \rightarrow A_x^{\min} = 0,23 * b * d_x * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Si : } \rho > 0,4 \rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 0,23 * b * d_x * \frac{f_{t28}}{f_e} \\ A_y^{\min} = 0,23 * b * d_y * \frac{f_{t28}}{f_e} \end{cases}$$

Pour : $e \geq 12 \text{ cm}$

$$\text{Si : } \rho \leq 0,4 \rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$\text{Si : } \rho > 0,4 \rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} * (3 - \rho) b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

Avec : ρ_0 : coefficient dépend de la nature de l'acier utilisé :

$$\rho_0 = \begin{cases} 0,0006 & \rightarrow f_e E 500 \\ 0,0008 & \rightarrow f_e E 400 \\ 0,0012 & \rightarrow f_e E 215 \text{ ou } 235 \end{cases}$$

Il faut toujours vérifier que :

$$A_{ty} \geq \begin{cases} \frac{A_{tx}}{4} & \text{chargement reparti} \\ \frac{A_{tx}}{3} & \text{charges concentrées en plus.} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} * (3 - 0,68) 100 * 15 & \rightarrow A_x^{\min} = 1,389 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok} \\ A_y^{\min} = 0,0008 * 100 * 15 & \rightarrow A_y^{\min} = 1,20 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok} \end{cases}$$

En appui :

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} * (3 - 0,68) 100 * 15 & \rightarrow A_x^{\min} = 1,389 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok} \\ A_y^{\min} = 0,0008 * 100 * 15 & \rightarrow A_y^{\min} = 1,20 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok} \end{cases}$$

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

Les armatures transversal ne sont pas nécessaire si la dalle est collée sont reprise de bétonnage

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \frac{0,07*f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec : } b=1\text{m}$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, on doit augmenter l'épaisseur de la dalle.

Sinon on calcul les A_t comme pour une poutre et dans ce cas la contraint de cisaillement limite est de :

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) k \rightarrow \text{FPN ;}$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) k \rightarrow \text{FN et FTN ;}$$

$$k = \min \left(\frac{10}{3} e ; 1 \right) [\text{cm}].$$

Nous avons : $\rho = 0,68 > 0,4$

$$\text{Donc : } \begin{cases} V_x = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \\ V_y = \frac{q_u * L_y}{2} * \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_x = 9.038 \text{ Kn} \\ V_y = 2.896 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$\tau_{u,\max} = \frac{V_{ux}}{b*d} \leq \frac{0,07 * f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \tau_{u,\max} = \frac{9.038 * 10^{-3}}{1 * 0,13} = 0,069 \text{ Mpa} \leq \frac{0,07 * f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ Mpa}$$

C'est vérifié, pas de risque de rupture par cisaillement.

Tableau III.15 : Ferrailage d'une dalle pleine sur trois appuis.

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal(cm ² /ml)	Aadp(cm ² /ml)
travée	x-x	13.974	0.058	0.075	0.126	3.186	5HA10=3.93
	y-y	14.713	0.061	0.079	0.125	3.36	5HA10=3.93
appui	x-x	4.932	0.021	0.026	0.128	1.102	4HA8=2.01
	y-y						

▪ **Vérification à l'ELS :**

D'après le BAEL (art : A.45.2 et A.45.33), on a des fissurations peu nuisibles donc on doit vérifier que :

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$

Et :

$$M^0 = \begin{cases} M_x^0 = 11.88 \text{ Kn.m} \\ M_y^0 = 12.508 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$M_{ser} = \begin{cases} M_t^x = 10,098 \text{ Kn.m} \\ M_t^y = 10.632 \text{ Kn.m} \\ M_a^x = -3,564 \text{ Kn.m} \\ M_a^y = -3,752 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_t^x = 3.333 \text{ cm} \\ y_t^y = 3.333 \text{ cm} \\ I_t^x = 6602.951 \text{ cm}^4 \\ I_t^y = 6602.951 \text{ cm}^4 \end{cases} \quad \text{Et:} \quad \begin{cases} y_a^x = 2.51 \text{ cm} \\ y_a^y = 2.51 \text{ cm} \\ I_a^x = 3844.81 \text{ cm}^4 \\ I_a^y = 3844.81 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc}^{xt} = 5.097 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ok} \\ \sigma_{bc}^{yt} = 5.366 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ok} \\ \sigma_{bc}^{xa} = 2.33 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ok} \\ \sigma_{bc}^{ya} = 2.45 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ok} \end{cases}$$

▪ **Vérification de la flèche :**

Sens X-X :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\frac{e}{L_x} \geq \frac{M_t^x}{20 * M_x} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{15}{239.5} = 0.0626 \geq \left[\frac{10.09}{20 \times 11.87} \right] = 0.0425 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.83}{100 \times 13} = 0.0029 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire suivant X-X.

$$\frac{e}{L_y} \geq \frac{M_t^y}{20 * M_y} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

Sens Y-Y :

$$\frac{e}{L_y} \geq \frac{M_t^y}{20 * M_y} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{15}{350} = 0.0428 \geq \left[\frac{10.63}{20 \times 12.50} \right] = 0.0425 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.83}{100 \times 13} = 0.0029 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire suivant Y-Y.

La flèche est vérifiée suivant les deux sens.

➤ **Schéma de ferrailage :**

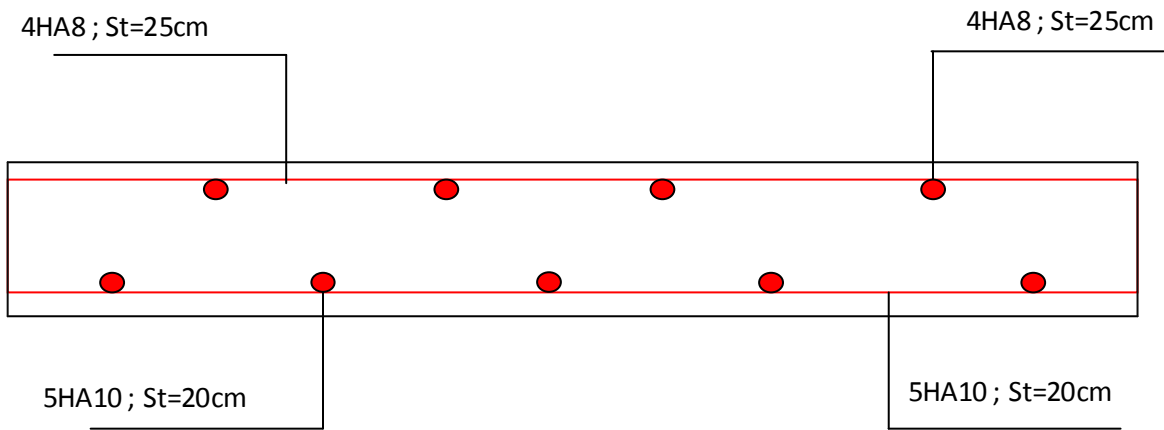


Figure III.6 : schéma de ferrailage de la dalle DP1

III.3.1.2. Dalle pleine type (DP1) pour le plancher SS1

$G = 5.15 \text{ KN.m}$

$Q = 2.5 \text{ KN.m}$

$l_x = 2.395 \text{ m}$

$l_y = 3.5 \text{ m}$

$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2.395}{3.5} = 0.68 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

❖ Calcul des sollicitations :

$$L_x \geq \frac{L_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_y^0 = \frac{P * L_y^2}{8} * \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{P L_y^3}{48} \\ M_x^0 = \frac{P * L_y^3}{24} \end{cases}$$

$$L_x < \frac{L_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x^0 = \frac{P * L_x^2 * L_y}{2} - \frac{2 P L_x^3}{3} \\ M_y^0 = \frac{P * L_x^3}{3} \end{cases}$$

$M_y^0 = 20.01$

$M_x^0 = 19.12$

$M_x^t = 0,85 * M_x^0 = 16.25 \text{ KN.m}$

$M_y^t = 0,85 * M_y^0 = 17.11 \text{ KN.m}$

$M_a^x = M_a^y = 5.73 \text{ KN.m}$

❖ Ferrailage :

Tableau.III. 16. Calcul du ferrailage de la dalle DP1.

Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	St (cm)
------	---------	------------	----------	------	-----------------	-----------------	------------------	---------

En travée	x-x	16.25	0.067	0.087	0.125	3.72	1.389	4HA12 =4.52	25
	y-y	17.11	0.071	0.092	0.125	3.92	1.2	4HA12 =4.52	25
En appui	x-x ≡ y-y	5.73	0.023	0.03	0.128	1.28	1.2	4HA10=3.14	25

Tableau. III. 17. Vérification des contraintes pour la dalle DP1 .

	Sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\tau_{u,max} < \tau_{adm}$ (Mpa)	Observation
En travée	x-x	11.61	3.5	7545.74	5.503<15	0.065<1,25	OK
	y-y	12.23	3.5	7545.74	5.79<15		OK
En appui	x-x ≡ y-y	0.409	2.25	3101.18	2.97<15		OK

Evaluation de la flèche :

Sens X-X :

$$\frac{e}{L_x} \geq \frac{M_t^x}{20 * M_x} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{15}{239.5} = 0.0626 \geq \left[\frac{11.61}{20 \times 13.66} \right] = 0.0425 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire suivant X-X.

Sens Y-Y :

$$\frac{e}{L_y} \geq \frac{M_t^y}{20 * M_y} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{15}{350} = 0.0428 \geq \left[\frac{12.23}{20 \times 14.388} \right] = 0.0425 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

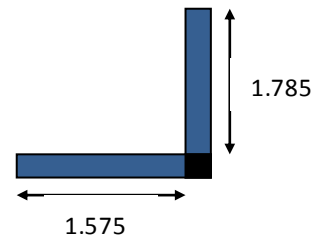
Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire suivant Y-Y.

III.3.1.3. Panneau sur deux (02) appuis (DP2)

$$\begin{cases} L_x = 1.575 \text{ m} \\ L_y = 1.785 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = 0.88$$

$\rho = 0.88 > 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens x-x et y-y



Méthode de calcul :

1) La charge sur la dalle :

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q \\ q_s = G + Q \end{cases}$$

2) La dalle travaille dans les deux sens, donc du tableau (Annexe 1) on tire la valeur μ_x et

$$\mu_y \text{ à l'ELU et à l'ELS tel que } \rho \rightarrow \begin{cases} \mu_x^{\text{corres}} \\ \mu_y^{\text{corres}} \end{cases}$$

3) Calcul des moments isostatique :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x * L_x^2 * q_u \\ M_{0y} = \mu_y * M_{0x} \end{cases}$$

Le calcul se fait par une bande de 1 m de largeur et sur toute la portée.

4) Les moments en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85M_{0x} \\ M_y^t = 0,85M_{0y} \end{cases}$$

5) Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0,3M_{0x}$$

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	St (cm)
En	x-x	0.924	0.0038	0.0048	0.129	0.205	1.271	5HA10=3.93	20

travée	y-y	0.0687	0.0029	0.0036	0.129	0.152	1.2	5HA10=3.93	20
En appui	x-x ≡ y-y	0,0326	0.00136	0.0017	12,99	0,072	1.2	4HA8=1.57	25

Tableau. III. 18. Calcul du ferrailage de la dalle DP2 .

Vérification des contraintes :

Tableau. III. 19. Vérification des contraintes pour la dalle DP2 .

	Sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\tau_{u,max} < \tau_{adm}$ (Mpa)	Observation
En travée	x-x	0.766	3.333	6602.95	0,386<15	0.035<1,25	OK
	y-y	0.629	3.333	6602.95	0,317<15		OK
En appui	x-x ≡ y-y	0.27	2.51	3844.81	0,176<15		OK

Evaluation de la flèche :

Sens X-X :

$$\frac{e}{L_x} \geq \frac{M_t^x}{20 * M_x} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{15}{157.5} = 0.0952 \geq \left[\frac{0.76}{20 \times 0.9} \right] = 0.0422 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les deux conditions

sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire suivant X-X.

Sens Y-Y :

$$\frac{e}{L_y} \geq \frac{M_t^y}{20 * M_y} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \dots\dots\dots (2)$$

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{15}{178.5} = 0.084 \geq \left[\frac{0.629}{20 \times 0.74} \right] = 0.0425 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire suivant Y-Y.

Donc la flèche est vérifiée suivant les deux sens.

Schéma de ferrailage :

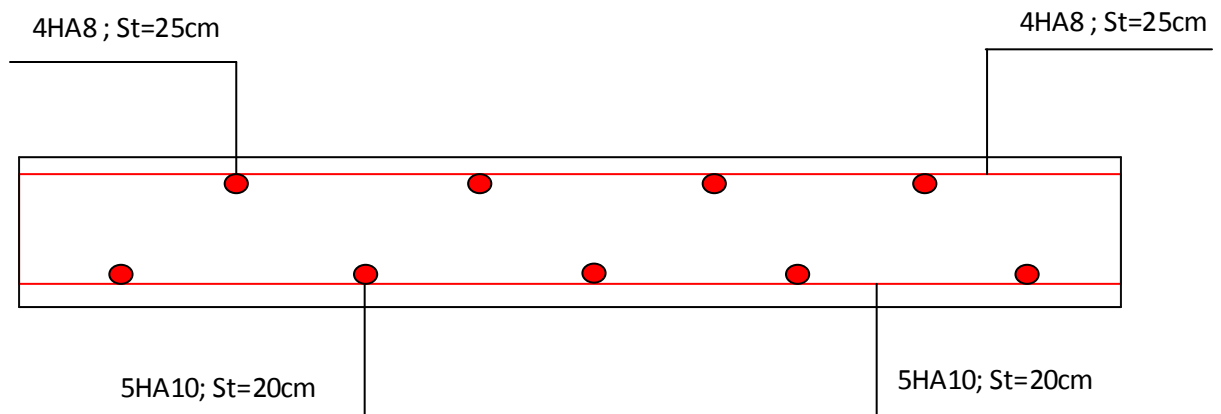


Figure III.7 : schéma de ferrailage de la dalle DP2

III.3.1.4. Dalle pleine type(DP2) pour le plancher SS1

Tableau III.20 : calcul de ferrailage

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	St (cm)
En travée	x-x	1.07	0.0044	0.0056	0.129	0.238	1.271	2HA10+2HA12 =2.01	25
	Y-Y	0.798	0.0033	0.0041	0.129	0.176	1.2	2HA10+2HA12 =2.01	25

En appui	x-x ≡ y-y	0,379	0.00158	0.00198	0.129	0,083	1.2	2HA10=1.57	25
----------	-----------	-------	---------	---------	-------	-------	-----	------------	----

Vérification des contraintes :

Tableau. III. 21. Vérification des contraintes.

	Sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\tau_{u,max} < \tau_{adm}$ (Mpa)	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Observation
En travée	x-x	0.88	2.51	3844.81	0,57<15	0.043<1,25	/	OK
	y-y	0.72	2.51	3844.81	0,47<15		/	OK
En appui	x-x ≡ y-y	0.31	2.25	3101.18	0,22<15		/	OK

Evaluation de la fleche :

Sens X-X :

$$\frac{e}{L_x} \geq \frac{M_t^x}{20 * M_x} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{15}{157.5} = 0.0952 \geq \left[\frac{0.88}{20 \times 1.03} \right] = 0.0427 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire suivant X-X.

Sens Y-Y :

$$\frac{e}{L_y} \geq \frac{M_t^y}{20 * M_y} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{15}{178.5} = 0.084 \geq \left[\frac{0.72}{20 \times 0.85} \right] = 0.0423 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire suivant Y-Y.

Donc la flèche est vérifiée suivant les deux sens.

III.3.2. Type 2 (dalle sur 2 appuis, balcon)

$L_x = 1.275$ m. $L_y = 3.825$ m

$\rho = 0.333 < 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille dans le sens l_x

Evaluation des charges :

Charges permanentes : $G = 5.15$ KN/m².

Charge mur garde-corps : $P = 1$ KN.

Charge d'exploitation : $Q = 3.5$ KN/m².

$$P_U = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_U = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.5 = 12.203 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN}$$

$$M_U = -\frac{p_u \times l^2}{2} - P \times l$$

$$M_U = -11.64 \text{ KN.m}$$

$$V_U = p_u \times l + p$$

$$V_U = 16.909 \text{ KN}$$

Sens x-x :

Les armatures principales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1 m.

On a : $b = 100$ cm, $h = 15$ cm, $e = 3$ cm (F.N), $d = 12$ cm, $f_{c28} = 25$ Mpa et $f_e = 400$ Mpa

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

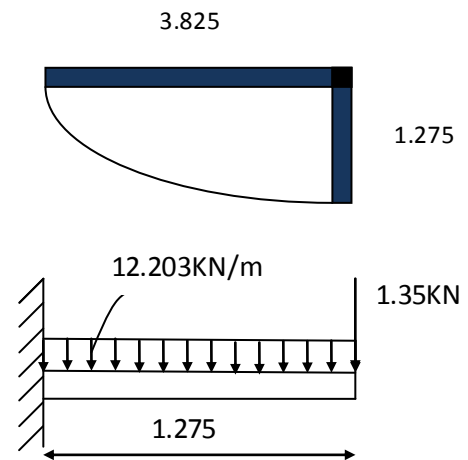
$$\mu_{bu} = \frac{|Mu|}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.057 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc pas d'aciers comprimé

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0735$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.116 \text{ m}$$



$$\mu_{bu} = 0.057 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc : } f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_t = M_w / (z * f_{st}) \Rightarrow A_t = 2.873 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité

$$A^{\min} = p_0 * b * e \Rightarrow A^{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée

Donc :

On ferraille avec : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Sens y-y :

Les armatures de répartition :

$$A_t \geq \frac{A_s}{3} = \frac{3.14}{3} = 1.047 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On ferraille avec : $A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Calcul des espacements :

$$S_{TX} = \min(25\text{cm}, 2 \times e) = \min(25\text{cm}, 2 \times 15) : \text{soit } S_{TX} = 25\text{cm}.$$

$$S_{TY} = \min(33\text{cm}, 3 \times e) = \min(33\text{cm}, 3 \times 15) : \text{soit } S_{TY} = 25\text{cm}.$$

Vérifications : [BAEL91] :

L'effort tranchant

$b = 100 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$, $V_u = 16.909 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.909 \times 10^{-3}}{1 \times 0.012} = 0.141 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ Mpa} \dots \text{vérifié}$$

Les sollicitations à l'ELS

$$q_s = 5.15 + 3.5 = 8.65 \text{ KN/m}$$

$$P = 1 \text{ KN}$$

$$M_s = -8.831 \text{ KN.m}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Position de l'axe neutre :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

$$y = 3.214 \text{ cm}$$

$$I = 5645.661 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.729 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite d'ouverture des fissures

$$\text{On à : Fissuration nuisible} \rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.6 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 8.306 \times 10^{-3} \times (0.12 - 0.0321)] / (5645.661 \times 10^{-8}) = 193.88 \text{ MPa. Fissuration nuisible}$$

Avec : $\eta = 1.6$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{15}{127.5} = 0.118 \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\diamond \frac{A}{b \times d} = 0.0026 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc flèche est vérifiée suivant les deux sens.

Schéma de ferrailage de la dalle

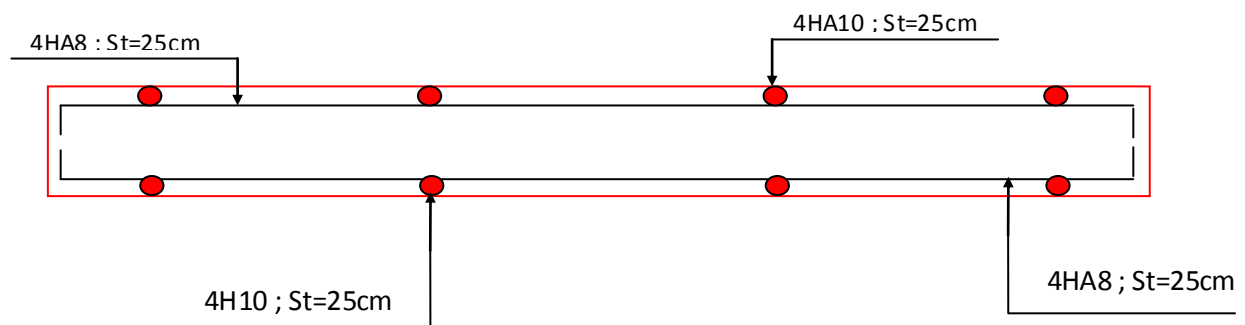


Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle type 2

III.3.3. Type 3 (dalle sur 3 appuis, balcon)

$$G = 5.15 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) * 1 \text{ m}$$

$$P_u = 9.20 \text{ Kn/ml}$$

$$P_s = (G+Q) * 1 \text{ m}$$

$$P_s = 6.65 \text{ Kn/ml}$$

$$l_x = 1.275 \text{ m.}$$

$$l_y = 3.0 \text{ m.}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.275}{3.0} = 0.43 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Calcul des sollicitations :

$$l_x = 1.275 < \frac{l_y}{2} = 1.5$$

$$L_x < \frac{L_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x^0 = \frac{P_u * L_x^2 * L_y}{2} - \frac{2PL_x^3}{3} \\ M_y^0 = \frac{P * L_x^3}{6} \end{cases}$$

$$M_x^0 = \frac{9.20 * 1.275^2 * 3.0}{2} - \frac{2 * 9.20 * 1.275^3}{3} = 9.72$$

$$M_y^0 = \frac{9.20 * 1.275^3}{6} = 3.18$$

$$M_x^t = 0,85 * M_x^0 = 0,85 * 9.72 = 8.26 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 * M_y^0 = 0,85 * 3.18 = 2.70 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 * 9.72 = -2.92 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fait à la flexion simple.

b=100cm ; e=15cm, d=13 cm ; $f_{c28}=25\text{Mpa}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$,

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

Les armatures transversal ne sont pas nécessaire si la dalle est collée sont reprise de bétonnage

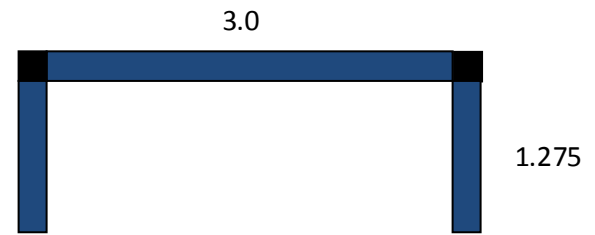
$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \frac{0,07 * f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec : } b= 1 \text{ m}$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, on doit augmenter l'épaisseur de la dalle.

Sinon on calcul les A_t comme pour une poutre et dans ce cas la contraint de cisaillement

limite est de :

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) k \rightarrow \text{FPN ;}$$



$$\tau_u = \min \left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) k \rightarrow \text{FN et FTN} ;$$

$$k = \min \left(\frac{10}{3} e ; 1 \right) [\text{cm}].$$

Nous avons : $\rho = 0,4 > 0,4$

Donc $V_u = 4.74 \text{ KN}$

$$\tau_{u,\max} = \frac{V_{ux}}{b*d} \leq \frac{0,15*f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \tau_{u,\max} = \frac{4.74 * 10^{-3}}{1*0,13} = 0.036 \text{ Mpa} \leq 1,25 \text{ Mpa}$$

C'est vérifié, pas de risque de rupture par cisaillement.

Tableau III.22 : Ferrailage d'une dalle pleine sur trois appuis.

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal(cm ² /ml)	Aadp(cm ² / ml)
travée	x-x	8.26	0.034	0.044	0.128	1.86	4HA8=2.01
	y-y	2.70	0.011	0.014	0.129	0.600	4HA8=2.01
appui	x-x	-2.92	0.012	0.015	0.131	0.641	4HA8=2.01
	y-y						

▪ Vérification à l'ELS

D'après le BAEL (art : A.45.2 et A.45.33), on a des fissurations peu nuisibles donc on doit vérifier que :

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Et : } \begin{cases} M_x^0 = 7.03 \text{ Kn.m} \\ M_y^0 = 2.30 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$M_{ser} = \begin{cases} M_t^x = 5.97 \text{ Kn.m} \\ M_t^y = 1.95 \text{ Kn.m} \\ M_a^x = -2.11 \text{ Kn.m} \\ M_a^y = -2.11 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

Tableau. III. 23. Vérification des contraintes .

	Sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\tau_{u,max} < \tau_{adm}$ (Mpa)	Observation
En travée	x-x	5.97	2.51	3844.812	3.91<15	0.036<1.25	OK
	y-y	1.95	2.51	3844.812	1.28<15		OK
En appui	x-x \equiv y-y	-2.11	2.25	3101.184	1.53<15		OK

▪ **Vérification de la flèche :**

Sens X-X :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\frac{e}{L_x} \geq \frac{M_t^x}{20 * M_x} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.275} = 0.118 \geq \left[\frac{6.87}{20 \times 8.08} \right] = 0.0425 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc : Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire selon l'axe **x-x'**

Sens Y-Y' :

$$\frac{e}{L_x} \geq \frac{M_t^x}{20 * M_x} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{3.0} = 0.05 \geq \left[\frac{2.25}{20 \times 2.64} \right] = 0.0426 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc : Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire selon l'axe **y-y'**.

III.3.4. Etude de la dalle de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

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, soit ($e=15\text{cm}$).

On a $l_x = 1.29\text{m}$ et $l_y = 1.45\text{m}$ donc une surface $S = 1.29 \times 1.45 = 1.87 \text{ m}^2$.

Evaluation des charges et surcharges

- Poids la dalle en béton armé

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2.$$

- Poids du revêtement en béton ($e=5\text{cm}$)

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2.$$

- Poids de la machine

$$G_3 = F_c / S = 145 / 1.87 = 77.54 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{totale}} = G_1 + G_2 + G_3 = 82.39 \text{ KN/m}^2.$$

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

❖ Cas d'une charge répartie

Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 G_{\text{totale}} + 1.5 Q = 112.72 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.29}{1.45} = 0.88 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$\text{Sens } x-x : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 8.98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y-y : M_0^y = \mu_y \times q_u \times l_y^2 = 6.67 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

$$\text{En travée : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.63 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.66 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a^y = M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 2.69 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1 m de longueur et 15 cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$.

-En travée

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{7.63 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.031$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0403$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0403) = 0.127 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\sigma_{st} \times z} = \frac{7.63 \times 10^{-3}}{348 \times 0.127} = 1.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens y-y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{5.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.023$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0298$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.128 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t^y}{\sigma_{st} \times z} = \frac{5.66 \times 10^{-3}}{348 \times 0.128} = 1.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-En appui

$$// I_x = // I_y$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.0112$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.014$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.129 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a^x}{\sigma_{st} \times z} = \frac{2.69 \times 10^{-3}}{348 \times 0.129} = 0.599 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau 24 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous chargement uniformément repartis.

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	Adop (cm ² /ml)
travée	x-x	7.63	0.031	0.0403	0.127	1.71	4HA10=3.14
	y-y	5.66	0.023	0.0298	0.128	1.27	4HA10=3.14
appui	x-x y-y	2.69	0.0112	0.014	0.129	0.599	4HA10=3.14

▪ **Vérification à l'ELU :**

- Condition de non fragilité

-En travée

On Calcul A_{min} :

$$h_0 > 12$$

$$\rho > 0.4$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

$$\text{On des HA} \Rightarrow f_c E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

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

$$b = 100\text{cm}$$

$$\rho = 0.88$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.272 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{min}^y = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$A_{t \text{ adopt } \epsilon}^x = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min}^x = 1.272 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \text{vérifiée.}$$

$$A_{t \text{ adopt } \epsilon}^y = 3.14 > A_{min}^y = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \text{vérifiée.}$$

$$A_{t \text{ adopt } \epsilon}^y > \frac{A_{t \text{ adopt } \epsilon}^x}{4} \dots \text{vérifiée.}$$

- En appui

$$A_{a \text{ adopt } \epsilon}^x = A_{a \text{ adopt } \epsilon}^y = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min}^x = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \text{vérifiée.}$$

- Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \text{ on opte pour } S_t = 25\text{cm.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\rho = 1 > 0.4 \Rightarrow$ flexion simple dans les deux sens :

$$V_u^x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = 31.47 = 28.03 \text{ KN}$$

$$V_u^y = 31.47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{31.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.24 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau} \text{ vérifiée (pas de risque repture par cisaillement)}$$

A P'ELS :

$$q_s = G_{\text{totale}} + Q = 83.39 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 7.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 6.22 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.43 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.287 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a^y = M_a^x = 2.27 \text{ KN.m}$$

- Vérification des contraintes dans le béton

On vérifiée que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Sens x-x

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 5608.737 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.51 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ verifier.}$$

Sens y-y

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 5608.737 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

En appui :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.05\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 5608.737 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.24\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \text{ verifier.}$$

❖ Cas d'une charge concentrée

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

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

$u \times v$: Surface d'impacte.

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

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

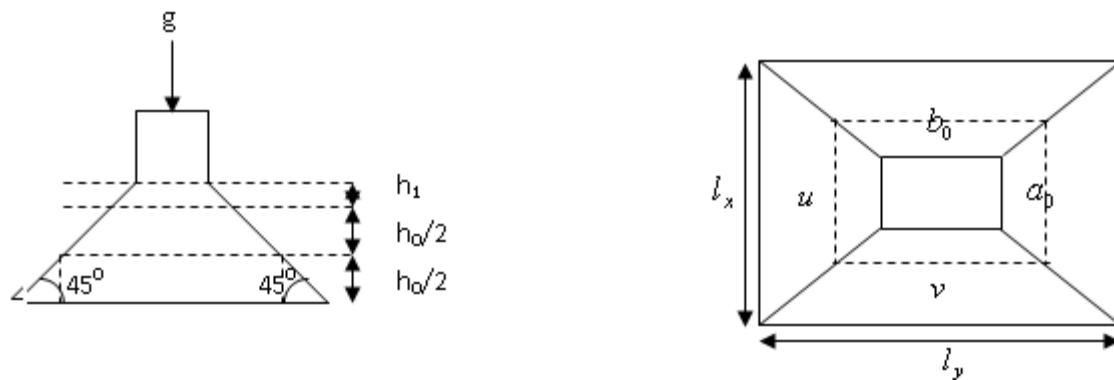


Figure III.9 : Schéma représentant la surface d'impact.

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

$$\text{On a une vitesse } V = 1.6\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

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

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow u = 105\text{cm}. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow v = 105\text{cm}. \end{cases}$$

- Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \text{ avec } v : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} v = 0 \text{ à l'ELU} \\ v = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho ; \quad \frac{u}{l_x} = 0.81 \text{ et } \rho = 0.88$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho ; \quad \frac{v}{l_y} = 0.72 \text{ et } \rho = 0.88$$

En se référant à l'abaque PIGEAU (annexe 2 on trouve $M_1 = 0.065$ et $M_2 = 0.052$)

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

$$\begin{cases} M_x = P_u \times M_1 \\ M_y = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 6.34 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 5.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.04 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.47 \text{ KN.m}$$

- Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travées : Sens } x-x' : M_t^x = 0.85 \times M_x = 5.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85 \times M_y = 4.7 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en appui : } M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 2.09 \text{ KN.m}$$

- Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de longueur à la flexion simple.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.25 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée.

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	Adop (cm ² / ml)
travée	x-x	5.93	0.024	0.031	0.128	1.32	4HA10=3.14

	y-y	4.70	0.019	0.024	0.128	1.04	4HA10=3.14
appui	x-x y-y	2.09	0.0087	0.0109	0.129	0.464	4HA10=3.14

Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité :

En travée

$$A_{t \text{ adopt } \epsilon}^x = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{min}}^x = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_{t \text{ adopt } \epsilon}^y = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{min}}^y = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_{t \text{ adopt } \epsilon}^y > \frac{A_{t \text{ adopt } \epsilon}^x}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

En appui

$$A_{a \text{ adopt } \epsilon}^x = A_{a \text{ adopt } \epsilon}^y = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{min}}^x = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Vérification du poinçonnement :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA 93 (Article A.2.4.2)}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$P_u = 97.60 \text{ KN} ; \gamma_b = 1.5$$

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \times d}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 30.98 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{\text{max}} = 30.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée (pas de risque de cisaillement)}$$

- Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(60\text{cm}; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \text{ on opte pour } S_t = 25\text{cm}.$$

* vérification à l'ELS

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELS :

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 8.64 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 8.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELS :

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.52 \text{ KN.m}$$

- Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.28 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travées : Sens } x-x' : M_t^x = 0.85 \times M_x = 7.88 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85 \times M_y = 7.82 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en appui : } M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 2.78 \text{ KN.m}$$

- Vérification des contraintes

$$\text{On vérifiée que } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Sens x-x :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 5608.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ vérifier.}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.05\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 5608.73\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.26\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \text{ verifier.}$$

En appui :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.05\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 5608.73\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.51\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \text{ verifier.}$$

La FPN pas de vérification de la contrainte dans l'acier

- Vérification de la flèche

Sens x-x :

Les conditions à vérifier sont les suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.116 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{h}{l} = 0.116 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{7.88}{10 \times 9.28} = 0.084 \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14 + 3.14}{100 \times 13} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire suivant le sens x-x.

Sens y-y :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.103 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{h}{l} = 0.103 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{7.82}{10 \times 9.21} = 0.084 \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14 + 3.14}{100 \times 13} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire suivant le sens y-y.

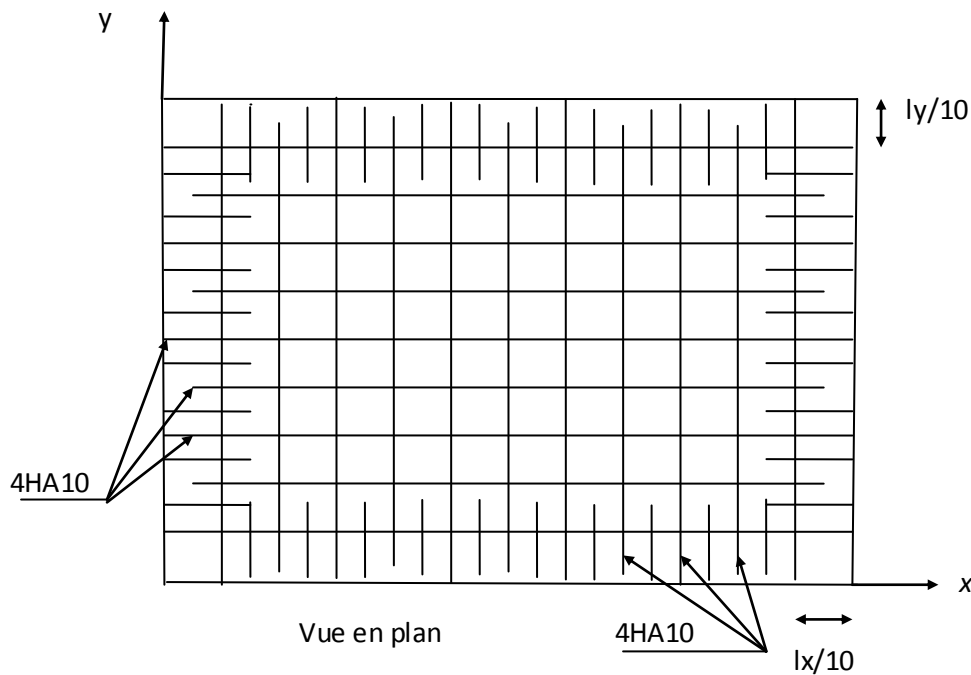


Figure.III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

III.4. Calcul des escaliers

III.4.1. Type d'escalier 1 (escalier à une seule volée du sous sol)

❖ Calcul de la volée

Evaluation des charges et surcharges :

$$\text{Palier : } G_{\text{palier}} = 5.15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Volée : } G_{\text{paillasse}} = 8.131 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q_{\text{escalier}} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Calcul des sollicitations :

L'ELU :

$$q_v = 1.35 \times 8.131 + 1.5 \times 2.5 = 14.73 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5 = 10.70 \text{ KN} / \text{ml}$$

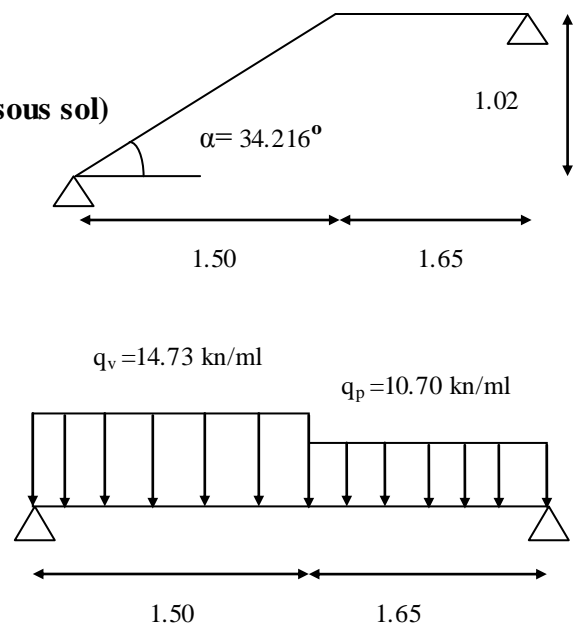


Figure III.11 : Schéma statique du 1^{er} type d'escalier

Par la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 21.46KN$$

$$R_B = 18.29KN$$

$$M_0 = 15.63KN.m$$

$$M_t^{max} = 0.75 * M_0 = 11.72KN.m$$

$$M_a = 0.5 * M_0 = 7.81KN.m$$

$$V_{Elu} = 21.46KN$$

L'ELS :

$$q_v = 8.131 + 2.5 = 10.631KN / m$$

$$q_p = 5.15 + 2.50 = 7.65KN / m$$

Après le calcul, on trouve :

$$R_A = 15.46KN$$

$$R_B = 13.11KN$$

$$M_0 = 11.23KN.m$$

$$M_t^{max} = 9.55KN.m$$

$$M_a = 4.49N.m$$

$$V_{ser} = 17.14KN$$

Calcul des armatures :

À l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h).

Avec :

$$\begin{cases} b = 100cm. \\ h = 15cm. d = 13cm. \end{cases}$$



Figure III.12 : Section à ferrailer.

En travée : $M_t = 11.72KN.m$

En appuis : $M_a = 7.81KN.m$.

Les calculs du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.26 : Résumé des résultats de ferrailage du 1^{er} type d'escalier.

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adopté} (cm^2/ml)$
En travée	11.72	0.049	0.063	0.127	2.66	5HA10=3.93
En appuis	7.81	0.032	0.041	0.127	1.76	4HA10=3.14

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,13 \cdot 2,1 / 400 = 1,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3,325 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{21,46 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (21,46 \times 10^{-3} - \frac{11,72 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13}) \times \frac{1,15}{400} = -2,26 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures de répartition :

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,983 \text{ cm}^2 / \text{m}, \text{ on choisit : } 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{En appui : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3,21}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 / \text{m}, \text{ on choisit : } 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Ecartement des barres :

- armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$, on adopte $S_l = 20 \text{ cm}$
- armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e; 45) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$, on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

À l'ELS :

Les fissurations sont peu nuisibles car les escaliers sont à l'abri des intempéries donc les

Vérifications à faire sont :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{ser}} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}}$$

$$\bar{\tau}_{\text{ser}} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} ; \text{ Avec } \psi = 1,5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{\text{ser}} = V_{\text{ser}} / 0,9 \cdot d \cdot \sum U_i$$

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 5 \times 0,8 \times 3,14 = 12,56 \text{ cm}.$$

$$\tau_u = \frac{17,14 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12 \times 12,56 \times 10^{-2}} = 1,15 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{\text{ser}} < \bar{\tau}_{\text{ser}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'état limite de compression du béton :**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 58.95 \times y - 766.35 = 0$$

$$y = 3.37 \text{ cm}$$

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

$$I = 6742.599 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.55 \times 10^{-3}}{6742.599 \times 10^{-8}} \times 0.0337 = 4.772 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.53 < \overline{\sigma} (=15 \text{ MPa}) \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appui :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 47.1 \times y - 612.3 = 0$$

$$y = 3.06 \text{ cm}$$

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

$$I = 5608.737 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.49 \times 10^{-3}}{5608.737 \times 10^{-8}} \times 0.0306 = 2.452 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.452 < \overline{\sigma} (=15 \text{ MPa})$$

Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \dots \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad \dots \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \dots \quad (3)$$

(1) : $0.048 < 0.0625$ Condition n'est pas vérifiée.

(2) : $0.18 > 0.085$ Condition vérifiée.

(3) : $0.003 < 0.006$ Condition vérifiée.

La relation (1) n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats Sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

$$y = 3.37 \text{ cm}, I = 6742.599 \text{ cm}^4, \rho = 0,003, \lambda_i = 6.95, \lambda_v = 2.78$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

Tableau. III. 27 : charges sur l'escalier type 1

	Volée	Palier
j (t/m)	0,6404	0,375
g (t/m)	0,8131	0,515
p (t/m)	1,0631	0,765

$$M_{jser} = 5.30 \text{ KN.m} ; M_{gser} = 6.93 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 9.55 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 113.62 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 148.56 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 204.60 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0 ; \mu_g = 0.06 ; \mu_p = 0.20$$

Tableau III.28 : Vérification de la flèche.

	If_{ij}	If_{ip}	If_{ig}	If_{vg}	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	Δf	f_{adm}	Observation
	(cm^4)				(cm)				(cm)		
	208211.56	88025.73	149270.11	179811.15	0.078	0.014	0.033	0.035	0.047	0.63	vérifiée

III.4.2. Type d'escalier 2 (escalier à Trois volées du Sous Sol 1)

❖ **Calcul de la volée**

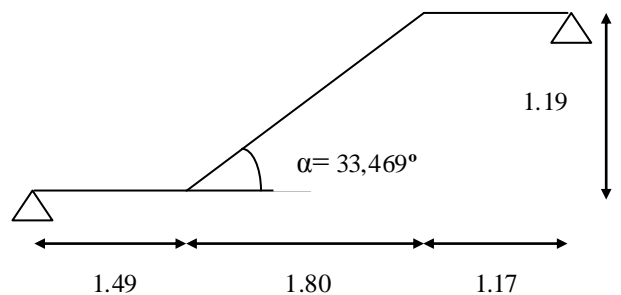
Evaluation des charges et surcharges :

Palier : $G_{palier} = 5.15 \text{ KN} / \text{m}^2$

Volée : $G_{paillasse} = 8.09 \text{ KN} / \text{m}^2$

$Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$

Calcul des sollicitations :



L'ELU :

$$q_v = 1.35 \times 8.09 + 1.5 \times 2.5 = 14.672 \text{ KN / ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5 = 10.70 \text{ KN / ml}$$

Par la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 27.18 \text{ KN}$$

$$R_B = 27.69 \text{ KN}$$

$$M_0 = 32.92 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 0.75 * M_0 = 24.69 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 * M_0 = 16.46 \text{ KN.m}$$

$$V_{Elu} = 27.69 \text{ KN}$$

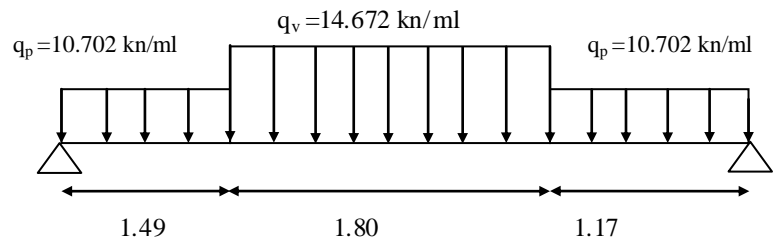


Figure III.13 : Schéma statique du 2^{ème} type d'escalier

L'ELS :

$$q_v = 8.09 + 2.5 = 10.59 \text{ KN / m}$$

$$q_p = 5.15 + 2.50 = 7.65 \text{ KN / m}$$

Après le calcul, on trouve :

$$R_A = 19.51 \text{ KN}$$

$$R_B = 19.89 \text{ KN}$$

$$M_0 = 23.70 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 20.14 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 9.48 \text{ KN.m}$$

$$V_{ser} = 26.01 \text{ KN}$$

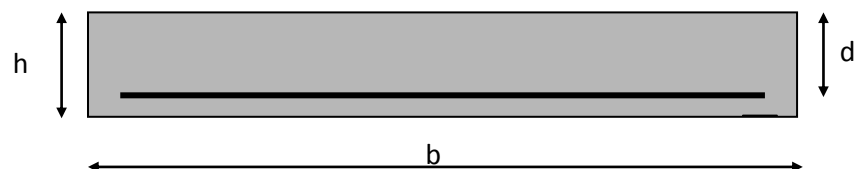
Calcul des armatures :

À l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h).

Avec :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm.} \\ h = 15 \text{ cm. } d = 13 \text{ cm.} \end{cases}$$



Section à ferriller.

Les calculs du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.29 : Résumé des résultats de Ferrailage du 2^{ème} type d'escalier.

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adopté} (cm^2/ml)$
En travée	24.59	0.103	0.136	0.123	5.78	5HA12=5.65
En appuis	16.46	0.069	0.089	0.125	3.78	5HA10=3.93

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0.13.2,1/400 = 1,45cm^2 / ml.$$

On a : $A > A_{\min}$... Condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3,325MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{27.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0,21MPa < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (27.69 \times 10^{-3} - \frac{16.46 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -3.25cm^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures de répartition :

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.413cm^2 / m, \text{ on choisit : } 4\Phi 8 = 2.01cm^2 / m$$

$$\text{En appui : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.983cm^2 / m, \text{ on choisit : } 4\Phi 8 = 2.01cm^2 / m$$

Ecartement des barres :

- armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times e; 33)cm = 33cm$, on adopte $S_l = 20$ cm
- armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e; 45)cm = 33cm$, on adopte $S_t = 20$ cm

À PÊLS :

Les fissurations sont peu nuisibles car les escaliers sont à l'abri des intempéries donc les

Vérifications à faire sont :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1,5^2) \times 2.1 = 2,83MPa ; \text{ Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d. \sum U_i$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 5 \times 0.8 \times 3.14 = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{26.01 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 1.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'état limite de compression du béton :

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 84.75 \times y - 1101.75 = 0$$

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

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

$$I = 8995.206 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20.14 \times 10^{-3}}{8995.206 \times 10^{-8}} \times 0.0392 = 8.784 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.784 < \overline{\sigma} (=15 \text{ MPa}) \quad \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

En appui :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 47.1 \times y - 612.3 = 0$$

$$y = 3.06 \text{ cm}$$

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

$$I = 6742.60 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.48 \times 10^{-3}}{6742.60 \times 10^{-8}} \times 0.0306 = 4.737 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.737 < \overline{\sigma} (=15 \text{ MPa})$$

Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

(1) : 0.034 < 0.0625 Condition n'est pas vérifiée.

(2) : 0.034 > 0.085 Condition vérifiée.

(3) : 0.0043 < 0.006 Condition vérifiée.

La relation (1) n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats Sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

$$y = 3.92 \text{ cm}, I = 8995.206 \text{ cm}^4, \rho = 0,004, \lambda_i = 4.83, \lambda_v = 1.93$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

Tableau. III.30 : charges sur l'escalier type 2

	Volée	Palier
j (t/m)	0,6365	0,375
g (t/m)	0,809	0,515
p (t/m)	1,059	0,765

$$M_{jser} = 11.46 \text{ KN.m} ; M_{gser} = 14.86 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 20.14 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 173.50 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 224.94 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 304.90 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0.28 ; \mu_g = 0.39 ; \mu_p = 0.50$$

Tableau III.31 : Vérification de la flèche

	$I_{f_{ij}}$	$I_{f_{ip}}$	$I_{f_{ig}}$	$I_{f_{vg}}$	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	Δf	f_{adm}	Observation
	(cm^4)				(cm)				(cm)		
	88545.12	60909.72	72656.94	119400.48	0.079	0.12	0.20	0.23	0.23	0.892	vérifiée

❖ Calcul de la volée de 0.64m

Calcul des sollicitations :

$$G_v = 8,307 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$P = 0,1 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 14,96 \text{ kn}$$

$$P_u = 0,135 \text{ kn}$$

$$M^{\max} = \frac{(1,35G_v + 1,5Q)l^2}{2} + 1,35Pl$$

$$\Rightarrow M^{\max} = \frac{(1,35 * 8,307 + 1,5 * 2,5)1,17^2}{2} + 1,35 * 0,1 * 1,17 = 10,40 \text{ KNm.}$$

$$V_u = (1,35G_v + 1,5Q)l + P = 17,64 \text{ KN.}$$

Ferraillage :

La section à ferrailer est (b×e)

Armatures longitudinales :

Tableau III.32 : Résultat de ferraillage de la console.

	M^{\max} (KNm)	μ_{bu}	α	Z	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En appui	10.40	0,043	0,056	0,127	2,35	5HA10=3,93

Armatures de répartitions

$$A^{\text{rep}} = \frac{A^l}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

on choisit 4HA8 Soit $A^{\text{rep}} = 2,01 \text{ cm}^2$.

Vérifications à l'Etat Limite Ultime :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0.13.2,1/400 = 1,45 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification vis à vis de l'effort tranchant : ...

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{17,64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,136 \text{ MPa} < \tau_u^- . \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_{bu}^- = \min(0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0,17 \text{ MPa} < \tau_{bu}^- = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

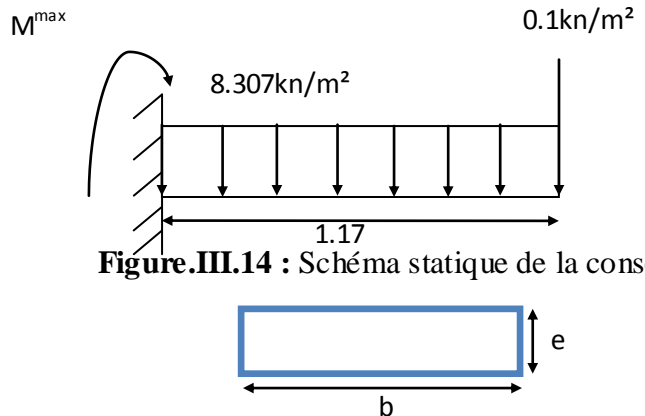


Figure.III.14 : Schéma statique de la console.

$$A_l \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3,93 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15 \cdot 20,61 \cdot 10^{-3}}{400} = 0,59 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Espacement des armatures :

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 20 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

Etat limite de compression du béton :

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.33 : Vérification des contraintes.

Localisation	M _{ser} (KNm)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (Mpa)
Appuis	7.52	6742.599	3.37	3.758	15

Les conditions sont vérifiées.

Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

(1) ⇒ $\frac{h}{l} = 0.128 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$

(2) ⇒ $M^t = M_0 \Rightarrow \text{la 2}^{\text{eme}} \text{ condition est vérifiée.}$

(3) ⇒ $0.003 < 0.0105$

Les 3 conditions sont toutes vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

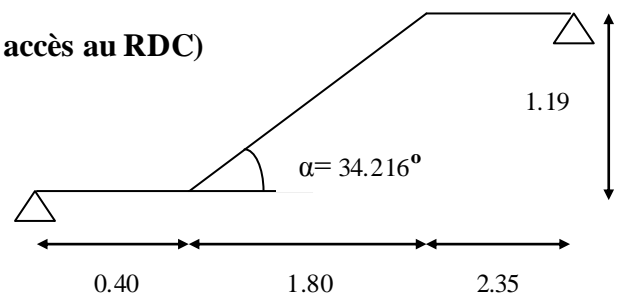
III.4.3. Type d'escalier 1 (escalier à une seule volée, accès au RDC)

❖ Calcul de la volée

Evaluation des charges et surcharges :

Palier : $G_{palier} = 5.15 \text{KN} / \text{m}^2$

Volée : $G_{paillasse} = 8.131 \text{KN} / \text{m}^2$



$$Q_{escalier} = 2.50KN / m^2$$

Calcul des sollicitations :

L'ELU :

$$q_v = 1.35 \times 8.131 + 1.5 \times 2.5 = 14.73.KN / ml$$

$$q_p = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5 = 10.70KN / ml$$

Par la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 29.52KN$$

$$R_B = 26.42KN$$

$$M_0 = 32.58KN.m$$

$$M_t^{max} = 0.75 * M_0 = 24.44KN.m$$

$$M_a = 0.5 * M_0 = 16.29KN.m$$

$$V_{Elu} = 29.52KN$$

L'ELS :

$$q_v = 8.131 + 2.5 = 10.63KN / m$$

$$q_p = 5.15 + 2.50 = 7.65KN / m$$

Après le calcul, on trouve :

$$R_A = 21.24KN$$

$$R_B = 18.94KN$$

$$M_0 = 23.42KN.m$$

$$M_t^{max} = 19.91KN.m$$

$$M_a = 9.37N.m$$

$$V_{ser} = 24.75KN$$

Calcul des armatures :

À l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h).

Avec :

$$\begin{cases} b = 100cm. \\ h = 15cm. d = 13cm. \end{cases}$$



Section à ferrailer.

Les calculs du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

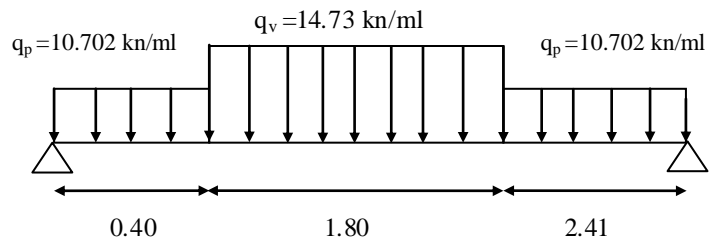


Figure III.15 : Schéma statique du 3^{ème} type d'escalier

Tableau III.34 : Résumé des résultats de ferrailage

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adopté} (cm^2/ml)$
En travée	24.44	0.102	0.135	0.123	5.71	6HA12=6.69
En appuis	16.29	0.068	0.088	0.125	3.73	5HA10=3.93

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0,23 * 1 * 0.13 * 2,1 / 400 = 1,45 cm^2 / ml.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3,325MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{29.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0,23MPa < \tau_u^- \text{ Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (29.52 \times 10^{-3} - \frac{16.29 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -3.15 cm^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures de répartition :

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6.69}{4} = 1.725 cm^2 / m \text{ , on choisit : } 4\Phi 8 = 2.01 cm^2 / m$$

$$\text{En appui : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.983 cm^2 / m \text{ , on choisit : } 4\Phi 8 = 2.01 cm^2 / m$$

Ecartement des barres :

- armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times e; 33) cm = 33 cm$, on adopte $S_l = 16.66 cm$
- armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e; 45) cm = 33 cm$, on adopte $S_t = 20 cm$

À l'ELLS :

Les fissurations sont peu nuisibles car les escaliers sont à l'abri des intempéries donc les

Vérifications à faire sont :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1,5^2) \times 2.1 = 2,83MPa \text{ ; Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d \cdot \sum U_i$$

$$\sum U_i \text{ : Somme des périmètres des barres } = \pi \times n \times \phi$$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 5 \times 0.8 \times 3.14 = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{24.64 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 1.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{ser} < \overline{\tau}_{ser} \quad \dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'état limite de compression du béton :

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 100.35 \times y - 1304.55 = 0$$

$$y = 4.20 \text{ cm}$$

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

$$I = 10240.70 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19.91 \times 10^{-3}}{10240.70 \times 10^{-8}} \times 0.0420 = 8.169 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.3169 < \overline{\sigma} (=15 \text{ MPa}) \quad \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

En appui :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 58.95 \times y - 766.35 = 0$$

$$y = 3.37 \text{ cm}$$

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

$$I = 6742.599 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.37 \times 10^{-3}}{6742.599 \times 10^{-8}} \times 0.0337 = 4.682 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.682 < \overline{\sigma} (=15 \text{ MPa})$$

Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

(1) : 0.033 < 0.0625Condition n'est pas vérifiée.

(2) : 0.033 > 0.085Condition vérifiée.

(3) : 0.005 < 0.006Condition vérifiée.

La relation (1) n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats

Sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

$$y = 4.20 \text{ cm}, I = 10240.70 \text{ cm}^4, \rho = 0,005, \lambda_i = 4.08, \lambda_v = 1.63$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

Tableau III.35 : Charges sur l'escalier type 3

	Volée	Palier
j (t/m)	0,6404	0,375
g (t/m)	0,8131	0,515
p (t/m)	1,0631	0,765

$$M_{jser} = 11.04 \text{ KN.m} ; M_{gser} = 14.45 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 19.91 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 142.32 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 186.17 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 256.55 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0.27 ; \mu_g = 0.38 ; \mu_p = 0.50$$

Tableau III.36 : Vérification de la flèche

	If_{ij}	If_{ip}	If_{ig}	If_{vg}	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	Δf	f_{adm}	Obs
	(cm^4)				(cm)				(cm)		
travée	99849.1	68742.0	82103.1	129288.05	0.07	0.11	0.18	0.21	0.22	0.91	vérifiée
e	4	6	0								

III.4.4. Type d'escalier 3 (escalier à trois volées, RDC vers R+1)

❖ Calcul de la 1^{ère} volée

➤ Evaluation des charges et surcharges :

Palier : $G_{palier} = 5.15 \text{ KN/m}^2$
 Volée : $G_{paillasse} = 8.04 \text{ KN/m}^2$
 $G_{mur} = 2.85 \cdot (3.06 - 0.15) = 8.29 \text{ KN/m}$
 $Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN/m}^2$

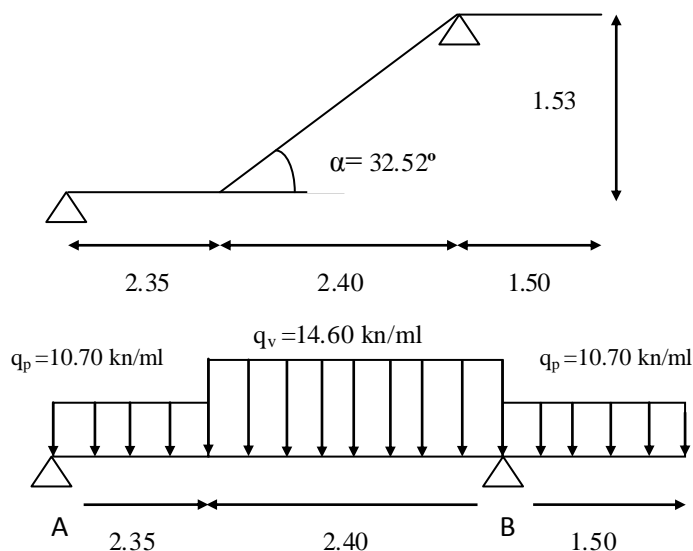


Figure III.16 : Schéma statique du 4^{er} type

➤ Calcul des sollicitations :

Par la méthode RDM, on trouve :

Tableau III.37 : Résumé des sollicitations

	q_v (kn/m)	q_p (kn/m)	R_A (kn)	R_B (kn)	M_0 (kn.m)	M_t (kn.m)	M_a (kn.m)	V (kn)
ELU	14.60	10.70	65.73	21.72	/	21.88	28.83	27.25
ELS	10.54	7.65	47.55	15.49	25.87	15.57	21.04	19.77

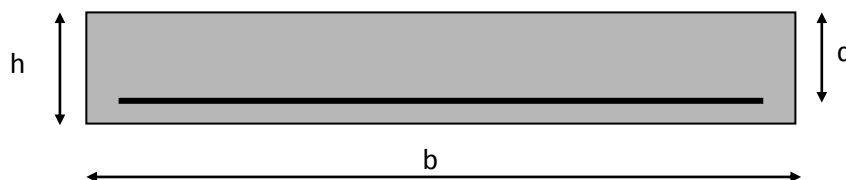
Calcul des armatures :

À l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \cdot h$).

Avec :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm.} \\ h = 15 \text{ cm. } d = 13 \text{ cm.} \end{cases}$$



Section à ferrailer.

Les calculs du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.38 : Ferrailage du 4^{ème} type d'escalier.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	$A_{Adobté}$ (cm ² /ml)
En travée	21.88	0.091	0.120	0.123	5.08	5HA12=5.65
En appuis	28.83	0.120	0.161	0.122	6.81	5HA14=7.70

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0,23 * 1 * 0,13 * 2,1 / 400 = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A = 5,65 > A_{\min}$ Condition vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3,325 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{27,25 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,21 \text{ MPa} < \tau_u^- \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (27,25 \times 10^{-3} - \frac{28,83 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13}) \times \frac{1,15}{400} = -6,30 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,413 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ , on choisit : } 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{En appui : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,925 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ , on choisit : } 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

➤ **Ecartement des barres :**

- armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$, on adopte $S_l = 16,66 \text{ cm}$
- armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e; 45) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$, on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

À L'ÉL :

Les fissurations sont peu nuisibles car les escaliers sont à l'abri des intempéries donc les

Vérifications à faire sont :

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \text{ ; Avec } \psi = 1,5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d \cdot \sum U_i$$

$$\sum U_i \text{ : Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 5 \times 0,8 \times 3,14 = 12,56 \text{ cm}.$$

$$\tau_u = \frac{19,67 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12 \times 12,56 \times 10^{-2}} = 1,45 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

Tableau III.39 : Vérification des contraintes.

	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ'_{bc} (MPa)	Obs
Travée	3.92	8995.21	6.79	15	Vérifiée
Appui	4.44	11380.70	8.22		

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

En travée A-B :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

(1) : 0.032 < 0.0625 Condition n'est pas vérifiée.

La relation (1) n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats Sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

Tableau III.40 : Charges sur l'escalier type 4

	Volée	Palier
j (t/m)	0,6317	0,375
g (t/m)	0,804	0,515
p (t/m)	1,054	0,765

$$y = 3.92 \text{ cm}, I = 6983.43 \text{ cm}^4, \rho = 0,004, \lambda_i = 4.83, \lambda_v = 1.93$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$M_{jser} = 12.28 \text{ KN.m} ; M_{gser} = 16.03 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 21.99 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 2.39E-06 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 3.12E-06 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 4.29E-06 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0 ; \mu_g = 0 ; \mu_p = 0$$

Tableau III.41 : Vérification de la flèche

	$I_{f_{ij}}$	$I_{f_{ip}}$	$I_{f_{ig}}$	$I_{f_{vg}}$	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	Δf	f_{adm}	Obs
	(cm^4)				(cm)				(cm)		
travée	209070.0 56	209070.0 56	209070.0 56	209070.05 6	0.041	0.053	0.073	0.16	0.13	0.95	vérifiée

La flèche est vérifiée

En console :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

(1) : $0.1 < 0.0625$ Condition vérifiée.

(2) : $0.1 > 0.085$ Condition vérifiée.

(3) : $0.005 < 0.0105$ Condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, dont la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Calcul de la 2^{ème} volée**

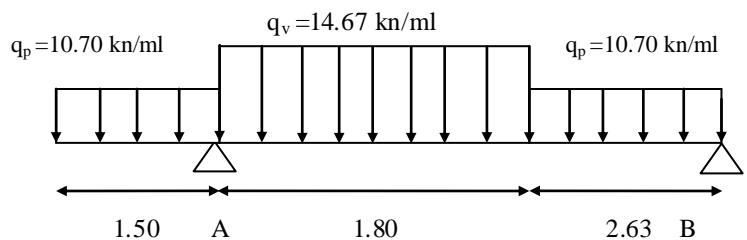
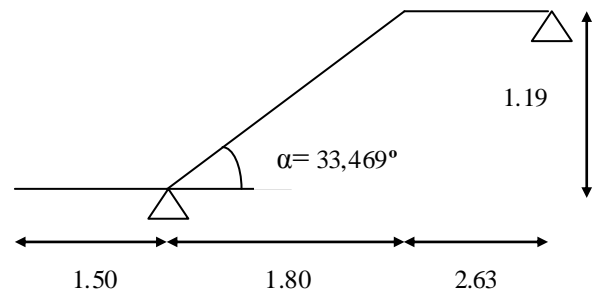
➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

Palier : $G_{palier} = 5.15 KN / m^2$

Volée : $G_{pailleasse} = 8.09 KN / m^2$

$G_{mur} = 2.85 \times (3.06 - 0.15) = 8.29 KN/m$

$Q_{escalier} = 2.50 KN / m^2$



➤ **Calcul des sollicitations :**

Par la méthode RDM, on trouve :

Tableau III.42 : Résumé des sollicitations

	q_v (kn/m)	q_p (kn/m)	R_A (kn)	R_B (kn)	M_0 (kn.m)	M_t (kn.m)	M_a (kn.m)	V (kn)
ELU	14.67	10.70	63.15	18.65	/	15.11	28.23	27.25
ELS	10.59	7.65	45.68	13.27	21.22	10.66	21.04	19.77

➤ **Calcul des armatures :**

À l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h).

Avec :

$$\begin{cases} b = 100\text{cm.} \\ h = 15\text{cm. } d = 13\text{cm.} \end{cases}$$



Section à ferriller.

Les calculs du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.43 : Résumé des résultats de ferrailage.

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adopté} (cm^2/ml)$
En travée	15.11	0.063	0.082	0.126	3.45	5HA10=3.93
En appuis	28.83	0.120	0.161	0.122	6.81	5HA14=7.70

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

$$A_{min} = 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0,23 * 1 * 0.13 * 2,1 / 400 = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On a : $A > A_{min}$ Condition vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.133 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}) = 3,325 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{27.25 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0,21 \text{MPa} < \bar{\tau}_u. \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (27.25 \times 10^{-3} - \frac{28.83 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -6.30 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.983 \text{ cm}^2 / \text{m}$, on choisit : $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$

En appui : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2 / \text{m}$, on choisit : $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$

➤ **Ecartement des barres :**

- armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$, on adopte $S_l = 20 \text{ cm}$
- armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e; 45) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$, on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

À l'ELS :

Les fissurations sont peu nuisibles car les escaliers sont à l'abri des intempéries donc les Vérifications à faire sont :

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d \times \sum U_i$$

$$\sum U_i : \text{ Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 5 \times 0.8 \times 3.14 = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{19.67 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 1.45 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

Tableau III.44 : Vérification des contraintes

	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ' _{bc} (MPa)	Obs
Travée	3.37	6742.60	5.33	15	Vérifiée
Appui	4.44	11380.70	8.22		

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

En travée A-B :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

(1) : 0.034 < 0.0625 Condition n'est pas vérifiée.

La relation (1) n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

Tableau III.45 : Charges sur l'escalier type 4, volée 2

	Volée	Palier
j (t/m)	0,6365	0,375
g (t/m)	0,809	0,515
p (t/m)	1,059	0,765

$$y = 3.37 \text{ cm}, I = 5467.29 \text{ cm}^4, \rho = 0.003, \lambda_i = 6.95, \lambda_v = 2.78$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$M_{jser} = 9.71 \text{ KN.m} ; M_{gser} = 12.82 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 17.97 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 2.56E-06 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 3.39E-06 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 4.75E-06 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0 ; \mu_g = 0 ; \mu_p = 0$$

Tableau III.46 : Vérification de la flèche

	$I_{f_{ij}}$	$I_{f_{ip}}$	$I_{f_{ig}}$	$I_{f_{vg}}$	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	Δf	f_{adm}	Obs
	(cm^4)				(cm)				(cm)		
travée	208211.5 6	208211.5 6	208211.5 6	208211.5 6	0.028	0.037	0.052	0.011	0.098	0.89	vérifiée

La flèche est vérifiée

En console :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

- (1) : 0.1 < 0.0625 Condition vérifiée.
- (2) : 0.1 > 0.05 Condition vérifiée.
- (3) : 0.003 < 0.0105 Condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, dont la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Calcul de la volée intermédiaire :**

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

Volée : $G_{paillasse} = 9.326KN / m^2$

$G_{mur} = 2.85 \times 0.9 = 2.565KN/m$

$Q_{escalier} = 2.50KN / m^2$

➤ **Calcul des sollicitations :**

Par la méthode RDM, on trouve :

Tableau III. 47 : Résumé des sollicitations

	q_v (kn/m)	p_u (kn/m)	M_u (kn.m)	V (kn)
ELU	14.96	3.46	10.4	17.64
ELS	10.81	2.565	7.52	12.75

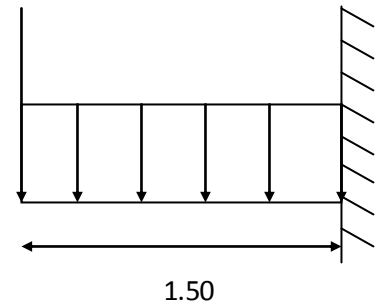


Figure III.17 : Schéma statique de volée intermédiaire

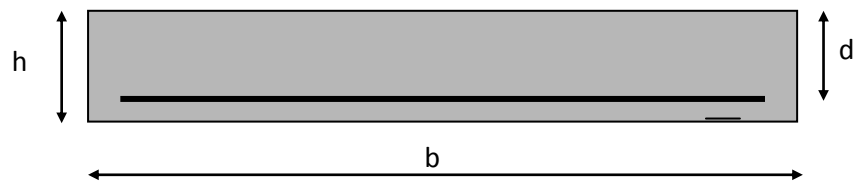
➤ **Calcul des armatures**

À l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h).

Avec :

$$\begin{cases} b = 100\text{cm.} \\ h = 15\text{cm. } d = 13\text{cm.} \end{cases}$$



Section à ferriller.

Les calculs du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.48 : Résumé des résultats de ferrailage.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	$A_{Adobté}$ (cm ² /ml)
En travée	10.4	0.043	0.055	0.127	2.35	5HA10=3.93

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0.13 \times 2,1 / 400 = 1,57\text{cm}^2 / \text{ml.}$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.133 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3,325MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{17.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0,14MPa < \bar{\tau}_u. \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(17.64 \times 10^{-3} - \frac{10.4 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}\right) \times \frac{1.15}{400} = -2.05cm^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{3} = \frac{3.93}{3} = 1.31cm^2/m$, on choisit : $4\Phi 8 = 2.01cm^2/m$

➤ **Ecartement des barres :**

- armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times e; 33)cm = 33cm$, on adopte $S_l = 20$ cm
- armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e; 45)cm = 33cm$, on adopte $S_t = 25$ cm

À P'ELS :

Les fissurations sont peu nuisibles car les escaliers sont à l'abri des intempéries donc les Vérifications à faire sont :

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1,5^2) \times 2.1 = 2,83MPa \quad ; \text{ Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d \times \sum U_i$$

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 4 \times 0.8 \times 3.14 = 12.56cm.$$

$$\tau_u = \frac{12.75 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 0.93MPa.$$

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

Tableau III.49 : Vérification de la flèche

	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ'_{bc} (MPa)	Obs
Travée	3.37	6742.599	3.758	15	Vérifiée

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

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq 0.1 \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

(1) : $0.1 > 0.0625$ Condition n'est pas vérifiée.

(2) : $0.1 = 0.1$ Condition n'est pas vérifiée.

(3) : $0.003 < 0.105$ Condition n'est pas vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.4.5. Type d'escalier 4 (donne accès aux étages courant, trois volées)

❖ **Calcul de la volée**

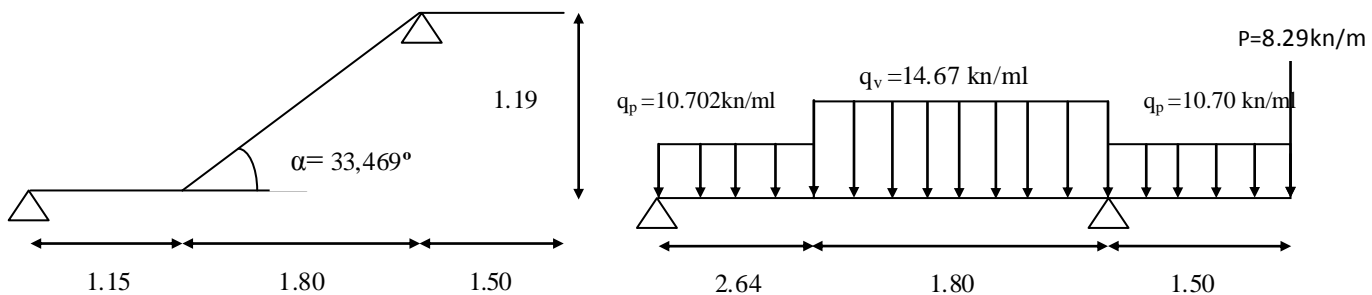


Figure III.18 : Schéma statique du 5^{ème} type d'escalier

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

$$G_{palier} = 5.15 KN / m^2$$

$$G_{paillasse} = 8.09 KN / m^2$$

$$Q_{escalier} = 2.50 KN / m^2$$

$$P_{mur} = 8.29 KN/ml$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

L'ELU :

$$q_v = 1.35 \times 8.09 + 1.5 \times 2.5 = 14.67 KN / ml$$

$$q_p = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5 = 10.70 KN / ml$$

$$p_{mur} = 2.85 \times (3.06 - 0.15) = 8.29 KN / ml$$

Par la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 63.19 KN$$

$$R_B = 18.71 KN$$

$$M_t^{\max} = 15.21 \text{KN.m}$$

$$M_a = 28.82 \text{KN.m}$$

$$V_{Elu} = 27.24 \text{KN}$$

L'ELS :

$$q_v = 8.09 + 2.5 = 10.59 \text{KN / m}$$

$$q_p = 5.15 + 2.50 = 7.65 \text{KN / m}$$

Après le calcul, on trouve :

$$R_A = 45.70 \text{KN}$$

$$R_B = 13.31 \text{KN}$$

$$M_t^{\max} = 10.73 \text{KN.m}$$

$$M_a = 21.10 \text{N.m}$$

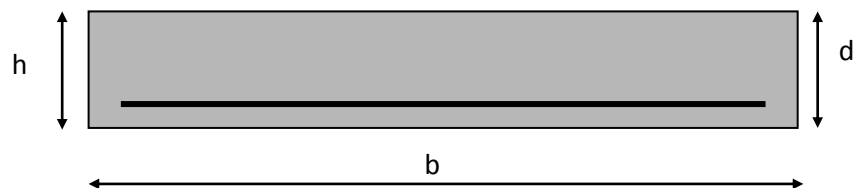
$$V_{ser} = 19.76 \text{KN}$$

➤ **Calcul des armatures :**

À l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h).

Avec :



$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{cm.} \\ h = 15 \text{cm.} \\ d = 13 \text{cm.} \end{array} \right.$$

Les calculs du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.50 : Résumé des résultats de ferrailage

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{Adobité} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$
En travée	15.21	0.074	0.096	0,115	3.79	5HA12=5.65
En appuis	28.82	0,141	0,191	0,11	7.47	5HA14=7.70

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

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28} / f_e = 1,569 \text{cm}^2 / \text{ml.}$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.133 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3,325MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{27.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0,227MPa < \bar{\tau}_u = 3.325Mpa \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(27.24 \times 10^{-3} - \frac{15.21 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}\right) \times \frac{1.15}{400} = -2.95cm^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2/m, \text{ on choisit : } 4\Phi 8 = 2.01cm^2/m$$

$$\text{En appui : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.925cm^2/m, \text{ on choisit : } 4\Phi 8 = 2.01cm^2/m$$

➤ **Ecartement des barres :**

$$\text{Armatures longitudinales : } S_l \leq (3 \times e; 33)cm = 33cm \longrightarrow \text{on choisit } \frac{100}{5} = 20cm$$

$$\text{Armatures transversales : } S_t \leq (4 \times e; 45)cm = 33cm \longrightarrow \text{on choisit } \frac{100}{4} = 25cm$$

À l'ELS :

Les fissurations sont peu nuisibles car les escaliers sont à l'abri des intempéries donc les Vérifications à faire sont :

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2,83MPa$$

Avec $\psi = 1.5$ pour les HA

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d \times \sum U_i$$

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 4 \times 1 \times 3.14 = 12.56cm.$$

$$\tau_u = \frac{19.76 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 1.45MPa.$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$y = 3.74cm$$

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

$$I = 7526.08cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.73 \times 10^{-3}}{7526.08 \times 10^{-8}} \times 0.0374 = 5.33MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6.57 < \overline{\sigma} (=15MPa) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$y = 4.23cm$$

$$I = 9495.95cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 9.38 < \overline{\sigma} (=15MPa) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Partie B-C :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

$$(1) : 0.1 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$(2) : 0.1 > 0.050 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$(3) : 0.0059 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire pour la partie B-C.

Partie A-B :

$$(1) : 0.033 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on procède la vérification de la flèche pour la partie A-B.

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

$$y = 3.92 \text{ cm, } I = 8995.21cm^4, \rho = 0.0043, \lambda_i = 4.83, \lambda_v = 1.93$$

$$E_i = 32164.2Mpa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4Mpa$$

$$M_{jser} = 9.74KN.m ; M_{gser} = 12.87.KN.m ; M_{pser} = 18.04KN.m$$

$$\sigma_{sj} = 147.44MPa ; \sigma_{sg} = 194.82MPa ; \sigma_{sp} = 273.088MPa$$

$$\mu_j = 0.211 ; \mu_g = 0.33 ; \mu_p = 0.463$$

$$I_{f_{ij}} = 10329871m^4 ; I_{f_{ig}} = 80547.61m^4 ; I_{f_{ip}} = 64554.64m^4 ; I_{f_{vg}} = 12761843cm^4$$

$$f_{ji} = 0.57mm ; f_{gi} = 0.97mm ; f_{pi} = 1.69mm ; f_{gv} = 1.83mm$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.99m$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4.44}{500} = 0.88cm.$$

D'où la flèche est vérifiée.

❖ **La volée Intermediaire:**

L'étude de cette partie se fera en considérant la volée comme une console encastrée à l'un de ces extrémités comme indique la figure ci-dessous :

➤ **Calcul les sollicitations :**

$$G_v = 8.306 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

$$P = 3.705 \text{ KN/ml.}$$

$$M^{\max} = \frac{(1,35G_v + 1,5Q)l^2}{2} + 1,35Pl$$

$$\Rightarrow M^{\max} = 25.16 \text{ KNm.}$$

$$V_u = (1,35G_v + 1,5Q)l + P = 27.89 \text{ KN.}$$

➤ **Ferraillage :**

La section à ferrailer est (b×e)

➤ **Armatures longitudinales :**

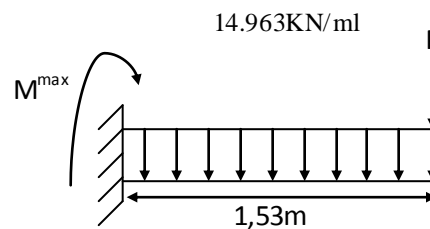


Figure III.19 : Schéma statique de la console.

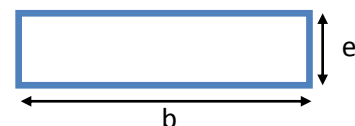


Tableau III.51 : Résultat de ferraillage de la console.

	M^{\max} (KNm)	μ_{bu}	α	Z	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En appui	25.16	0.105	0,139	0,122	5.89	5HA14=7.7

➤ **Armatures de répartitions**

$$A^{rep} = \frac{A^l}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.925 \text{ cm}^2$$

on choisit 4HA8 Soit $A^{rep} = 2.01 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérfications à l'Etat Limite Ultime :**

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_a > A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 1,569 \text{ cm}^2 / \text{ml. cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Ecartement des barres :**

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow$ on choisit $\frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e; 45) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow$ on choisit $\frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

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

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{27.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0,214 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3.325 \text{ Mpa. Mpa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_{bu} = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0,17 \text{ MPa} < \tau_{bu}^- = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

$$A_l \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3,93 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15 \cdot 20,61 \cdot 10^{-3}}{400} = 0,59 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Etat limite de compression du béton :

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.52 : Vérification des contraintes.

Localisation	M _{ser} (KNm)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ⁻ (Mpa)	Observation
Appuis	18.31	11380.69	4.44	7.15	15	vérifiée

Les conditions sont vérifiées.

➤ **Etat limite de déformation :**

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$\frac{h}{l} = 0.098 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

$M^t = M_0 \Rightarrow \frac{h}{l} = 0.098 \geq \frac{1}{10} = 0.1 \dots\dots\dots$ condition non vérifiée.

$0.004 \geq 0.0105 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on doit vérifier la flèche.

Tableau.III.53. Evaluation des flèches.

If _{ij}	If _{ig}	If _{ip}	If _{vg}	f _{ij}	f _{ig}	f _{ip}	f _{vg}	Δf	f _{adm}	Observ
(cm ⁴)				(mm)				(mm)		
34780.76	21373.52	23169.22	27804.30	0.098	0.37	0.31	0.86	0.70	4.32	vérifiée

Exemple de schéma de ferrailage :

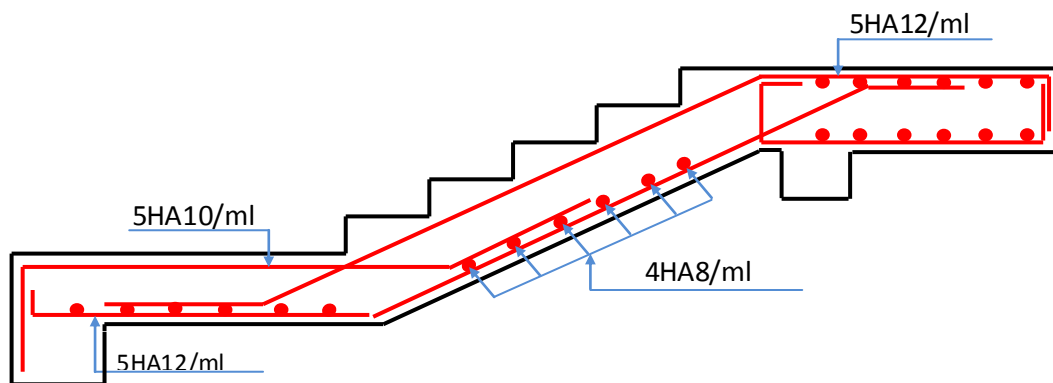


Figure III.20 : schéma de ferrailage du 1^{er} type d'escalier (SS1)

III.5. Etude de la poutre palière

❖ Dimensionnement

Condition de RPA :

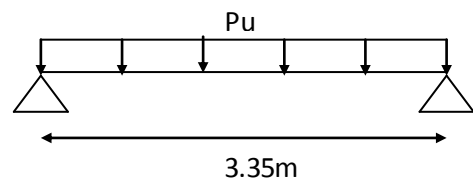


Figure III.21. : Schéma statique de la poutre palière

$$b \geq 20\text{cm}$$

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

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

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$27\text{cm} < h < 40\text{cm} \quad \text{On prend} \quad \begin{cases} h = 30\text{ cm} \\ b = 25\text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Les charges sur la poutre :**

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25\text{KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

$$\text{ELU} : R_B = 49.15\text{KN}$$

$$\text{ELS} : R_B = 35.35\text{KN}$$

❖ **Les sollicitations :**

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 52.19 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 73.21\text{KN/m}$$

$$M^t = 0.85M_0 = 62.23\text{KN/m}$$

$$M^a = -0.4M_0 = -29.28\text{KN/m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 87.41\text{KN}$$

❖ **Calcul d'armature à la flexion simple :**

Tableau III.54 : calcul de ferrailage

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$
En travée	62.23	0.187	0.261	0.251	7.13
En appui	29.28	0.88	0.115	0.267	3.15

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

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0,23 * 0,3 * 0,28 * 2,1 / 400 = 1.014\text{cm}^2 / \text{ml.}$$

⇒ $A_{cal} > A_{min}$ Condition vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3,325MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{87.41 \times 10^{-3}}{0.28 \times 0.28} = 1,7041MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (87.41 \times 10^{-3} - \frac{62.23 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}) \times \frac{1.15}{400} = -4,587cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3)$$

- (1) : $0.089 > 0.0625$ Condition vérifiée.
- (2) : $0.089 > 0.085$ Condition vérifiée.
- (3) : $0.001 < 0.006$ Condition vérifiée.

d) Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée (moment au niveau de l'appui

$$M^{torsion} = M_b^a = 16.46KN.m$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **(Art A.5.4.2 .2.) [4]**

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_1 : section d'acier

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

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

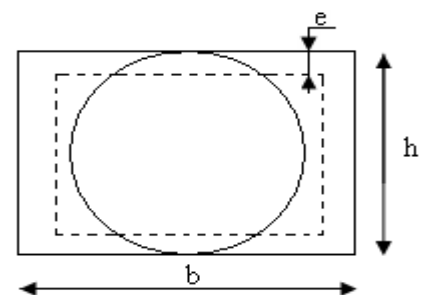


Figure III.22 : Section creuse équivalente

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

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. (**Art A.5.421 BAEL91**).

On a $V_{\max} = 63.41 \text{ kN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{63.41 \times 10^{-3}}{0.28 \times 0.3} = 0.751 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{16.46 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 2.634 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.739 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.325 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A_l = \frac{16.46 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 3.786 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des armatures

En travée

$$A' = 7.13 + \frac{3.786}{2} = 9.023 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

En appui

$$A' = 3.15 + \frac{3.786}{2} = 5.043 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

– **Flexion simple :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.751 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.79 \text{ cm}^2$$

– **Torsion :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{16.46 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.57 \text{ cm}^2$$

D’ou $A_t = 0.79 + 0.57 = 1.36 \text{ cm}^2$ soit $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification de l’état limite de compression de béton**

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$$

Avec

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

$y = 12.76 \text{ cm}$; $I = 57983.19 \text{ cm}^4$

En travée : ($M^t = 44.83 \text{ KN.m}$)

Application numérique $\sigma_{bc} = \frac{44.83^{-3}}{57983.19 \times 10^{-8}} \times 0.1276 = 9.865$

$$\bar{\sigma} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 9.865 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifié

En appui : ($M_a = 21.10 \text{ KN.m}$)

$$\sigma_{bc} = 5.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$
 Condition vérifié

❖ **Schéma de ferrailage de la poutre palière :**

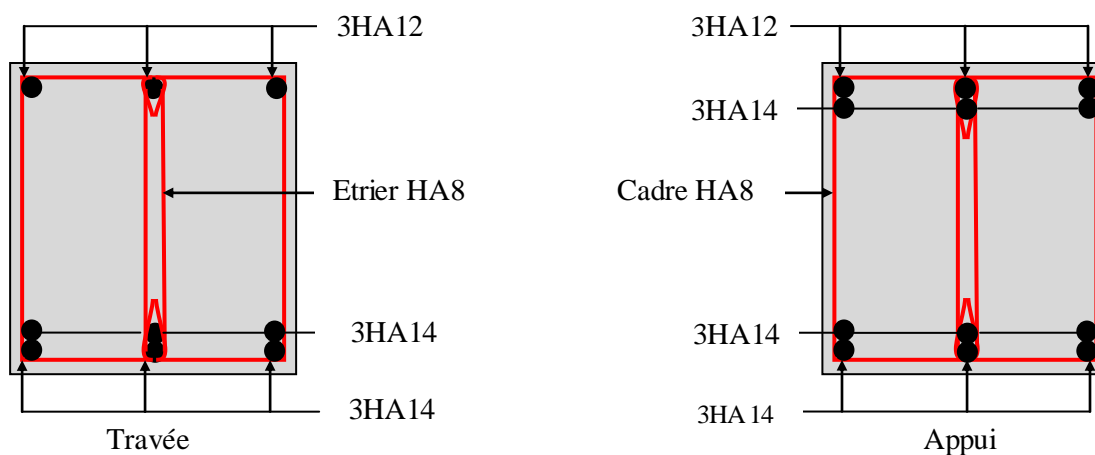


Figure III.23 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6. Calcul de la poutre brisée

La poutre brisée est dimensionnée d’après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

Selon le CBA 93 :

La hauteur « h » de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22.26 \leq h \leq 33.4 \text{ cm}$$

On prend : **h = 30 cm**

Et on a :

$$0.3 h_{pp} \leq b \leq 0.7 h_{pp} \longrightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : **b = 30 cm.**

Selon le RPA99.V2003 :

- $h=30\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée,
- $b=30\text{cm} \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée
- $h/b = 30/30 = 1 < 4$ condition vérifiée

Donc on choisit une section de la poutre brisée $b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple et aussi à la flexion simple et aussi à la torsion

➤ **Sollicitations :**

Le poids propre de la poutre :

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.3 \times 0.35 / \cos 37.07^\circ = 2.82 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

$$q_g = 63.19 + g_0 = 65.44 \text{ KN/ml}$$

$$q_d = 63.19 + g_0 = 65.44 \text{ KN/ml}$$

$$q_m = 27.89 + g_1 = 30.71 \text{ KN/ml}$$

❖ **Flexion simple**

➤ **Ferraillage :**

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de cisaillement, la fissuration est considérée comme peu nuisible.

Tableau III.55 : Les sollicitations dans la poutre

R_A (KN)= R_B (KN)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V_u (KN)
132.69	97.93	73.44	48.96	132.69

Tableau III.56 : Résumé des résultats de ferrailage

	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}(\text{KN.m})$	α	$Z(\text{m})$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{calculé}}(\text{cm}^2)$
En travée	73.44	0.22	0.315	0.244	1.0143	8.63
en appuis	48.96	0.146	0.199	0.257	1.0143	5.464

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_u = 66.48\text{KN}$$

$$\tau_u^- = \min (0,133 f_{c28}, 5\text{MPa}) = 3,325\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{132.69 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 1.579\text{MPa} < \tau_u^-.$$

$\tau_u < \tau_u^-$: pas de risque de cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D'une autre part on a :

❖ **Calcul à la torsion :**

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$\Rightarrow M^{\max} = 25.16 \text{ KNm.}$$

$$V_u = (1,35G_v + 1,5Q)l + P = 27.89\text{KN}$$

Charges revenantes à la console :

$$G_v = 8, 306 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2, 5 \text{ KN/ml.}$$

$$P = 3.705\text{KN}$$

$$M^t = 25.16\text{KNm}$$

$$V_u = 27.89\text{KN}$$

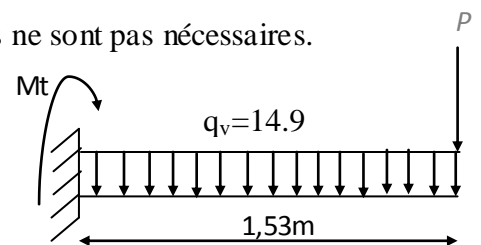
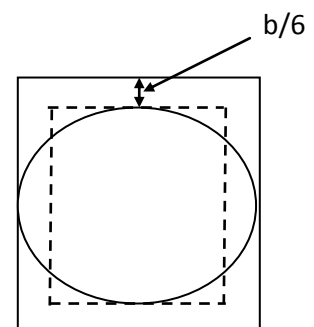


Figure III.24 : Schéma statique de la poutre brisée



➤ **Vérification de la contrainte du cisaillement :**

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

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

$$\tau_{\text{flexion}} = 1.579\text{MPa}$$

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\tau_{\text{tor}} = 4.0256\text{MPa}$$

On vérifie que : $\tau_{\text{tor}}^2 + \tau_{\text{flex}}^2 \leq \tau_{\text{adm}}$

$$\tau_{\text{adm}} = 3.33\text{MPa}$$

$$4.0256^2 + 1.579^2 \leq 3,33^2 \Rightarrow 18.698 \leq 11.11 \dots \text{ Condition non vérifiée}$$

On doit augmenter la section de la poutre : soit $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.58 \text{ cm}$$

$$\Omega = (h-e)(b-e) = 865.53 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{\text{flexion}} = 1.148 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\tau_{\text{tor}} = 2.60 \text{ MPa}$$

On vérifie que : $\tau_{\text{tor}}^2 + \tau_{\text{flex}}^2 \leq \tau_{\text{adm}}$

$$\tau_{\text{adm}} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$2.60^2 + 1.148^2 \leq 3.33^2 \Rightarrow 8.07 \leq 11.11 \dots \text{ Condition vérifiée}$$

Donc on adopte une poutre brisée de : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage de la poutre :**

Armatures longitudinales :

$$\mu = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 117.68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_{st} \times \Omega} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

➤ **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

A partir des conditions de CBA 93 les armatures transversales doivent respecter les conditions suivantes :

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm}$$

Si on fixe $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = 0.626 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage de la poutre brisée :**

Armatures longitudinales :

En travée :

$$A_s = A_{\text{flexion}}^t + A_{\text{torsion}}^t / 2 = 8.63 + 2.82 = 11.45 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour $A_s^t = 6\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 11.50 \text{ cm}^2$

Sur appuis :

$$A_s = A_{\text{flexion}}^a + A_{\text{torsion}}^t / 2 = 5.464 + 2.82 = 8.284 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour $A_s^a = 6\text{HA}14 = 6.03 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

$$A_{\text{flexion}}^T = \frac{(0.4 \times b \times S_t)}{f_e} = 0.525 \text{ cm}^2$$

$$A^T = 0.525 + 0.626 / 2 = 0.575 \text{ cm}^2$$

On choisit (cadre+étrier) de $\Phi 8$, soit : $A^T = 2.01 \text{ cm}^2$

Armatures minimales :

$A_{\min} = 0,4 \cdot e \cdot U / f_e = 0,4 \times 0,0558 \times 1,1768 / 400 = 0,82 \text{ cm}^2 < A^T = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$
condition vérifiée.

Selon l'art 7.5.2.2 de RPA99.V2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Zone courante : $St \leq h/2 = 17,5 \text{ cm}$
- Zone nodale : $St \leq \min (h/4; 12 \Phi_l) = 8,75 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants

- Zone courante : $St = 15 \text{ cm}$
- Zone nodale : $St = 5 \text{ cm}$

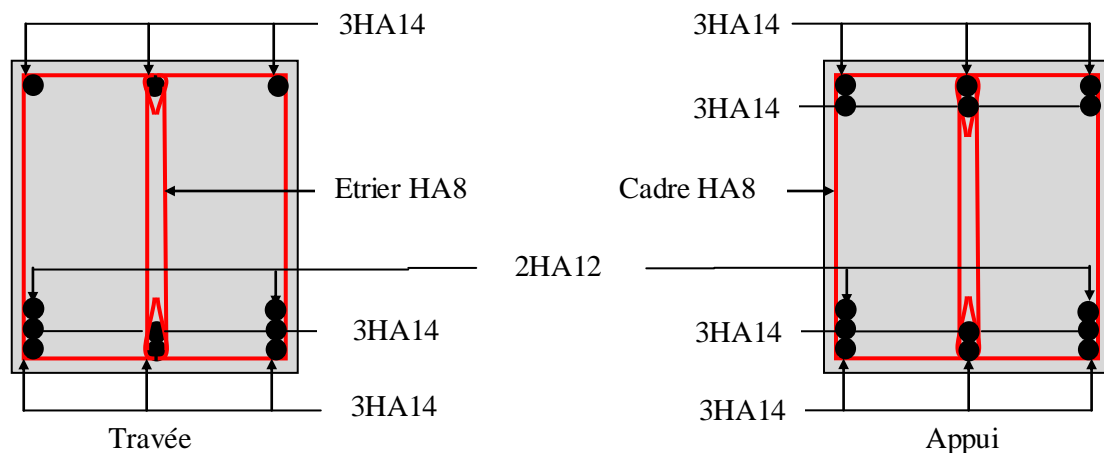
➤ Schéma de ferrailage :

Figure III.25 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.7. Conclusion :

Le but de ce chapitre était la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Le plancher de l'ascenseur est réalisée en dalle pleine ainsi que les différents portes à faux et balcons. Ensuite nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de local des machines.

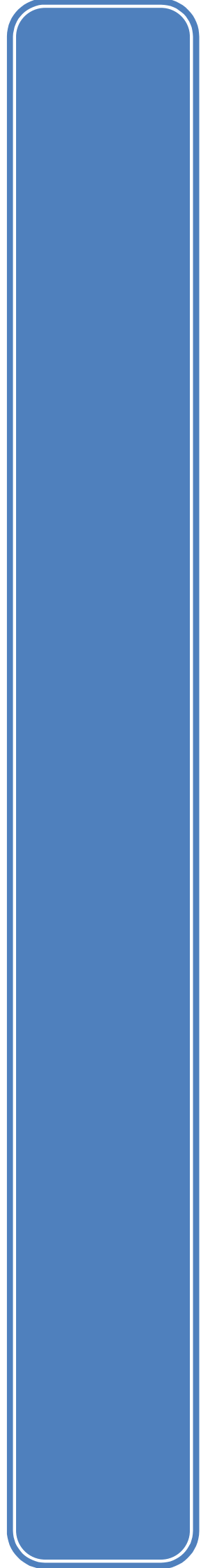
Ces dalles pleines ont fait l'objet d'étude dans ce chapitre.

Dans notre structure, nous avons quatre types d'escaliers, le premier et a une seule volée, le deuxième, le troisième et le quatrième ont trois volées.

Ces quatre types ont été étudiés et ferrillé.

Chapitre IV

Etude sismique



IV.1. INTRODUCTION

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

Dans cette étude On fait appel à un modèle mathématique de calcul à base des éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utilisé est le SAP2000 *version.14.0.0*.

IV.2. OBJECTIFS ET EXIGENCES

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :

- ❖ Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dans l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'**ELU**).
- ❖ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'**ELS**). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels leur stabilité doit être assurée à l'**ELS**.

IV.3. METHODES DE CALCUL

Les règles parasismiques (*RPA99 addenda 2003*) offrent trois méthodes de calcul :

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies car elle est irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone **IIa** et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

IV.4. ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi l'effort tranchant à la base est calculé par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

IV.4.1. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1- T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.4)}$$

$$2- T_2 = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec : $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$\Rightarrow h_N = 27,54 \text{ m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$$\Rightarrow C_T = 0.05 \quad \text{RPA (tableau 4.6)}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

D'où : $T_1 = 0.60\text{s}$.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{sens (X): } D = 17.65 \text{ m} & \text{donc: } T_2 = 0.59\text{s.} \\ \text{sens (Y): } D = 9.51\text{m} & \text{donc : } T_2 = 0.80\text{s.} \end{array} \right.$$

Donc la période fondamentale :

$$T_x = \min(0.60, 0.59) = 0.59\text{s}$$

$$T_y = \min(0.60, 0.80) = 0.60 \text{ s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{Sx} = 1.3 \times 0.59 = 0.767\text{s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.60 = 0.78 \text{ s} \end{array} \right.$$

IV.4.2. Calcul de la force sismique totale

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. (RPA tableau 4.1)

Dans notre cas : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est on fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans notre cas on à un Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. **RPA 99** (Article .4.2.3).

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

(Tableau 4.4 du RPA99 addenda 2003)

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère Q	Valeurs de $p_q(x)$		Valeurs de $p_q(y)$	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses		0.05		0.05
Redondance en plan		0.05	0	
Régularité en plan	0		0	
Régularité en élévation	0		0	
Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
Contrôle de la qualité de la construction	0		0	

Donc : $Q_x = 1.1$ et $Q_y = 1.05$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003).

Le sol d'implantation de notre structure est classé : **Site S3**

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.3).}$$

Avec : ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir tableau (4.2 , RPA99/V2003).

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$.

RPA (Article 4.2.3)

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$

T : Est la période fondamentale de la structure, tel que : $\begin{cases} T_{Sx} = 0.59s \\ T_{Sy} = 0.60s \end{cases}$

$$T_2 = 0.5s \leq T_{Sx} \leq 3s \text{ d'ou } 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{Sx}} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.5}{0.59} \right)^{2/3} \text{ don : } D_x = 1,827$$

$$T_2 = 0.5s \leq T_{Sy} \leq 3s \text{ d'ou } 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{Sy}} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.5}{0.6} \right)^{2/3} \text{ donc : } D_y = 1.806$$

W : Poids total de la structure

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

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

W_Q : Surcharge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5 RPA99),

Bâtiment à usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.2$

Le poids total de la structure « W » a été calculé en utilisant le logiciel **Sap2000 V.14.0.0**, et la valeur trouvée est : $W = 26880,682 \text{ KN}$

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sensX: } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.827 \times 1.1}{5} \times 26880.682$$

$$\text{sensY: } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.806 \times 1.05}{5} \times 26880.682$$

$$\begin{cases} V_x = 1620.66 \text{ KN} \\ V_y = 1529.22 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.4. 3.Méthode d’analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n’est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s’impose.

a. Principe

Il est recherché par cette méthode 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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

Avec :A : coefficient d’accélération de zone.

η : Facteur de correction d’amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**), le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

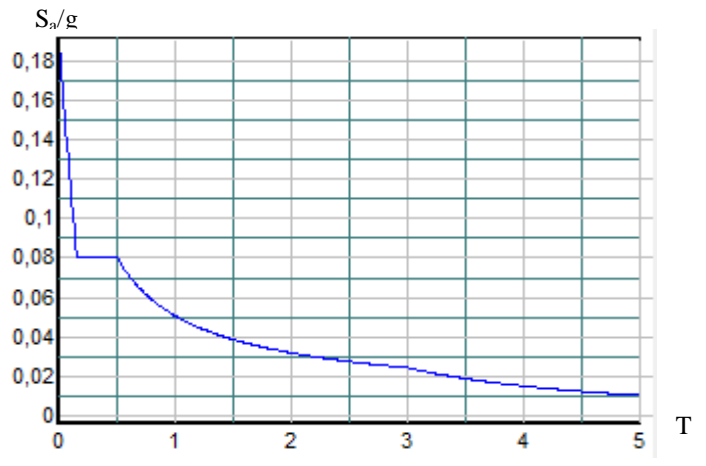
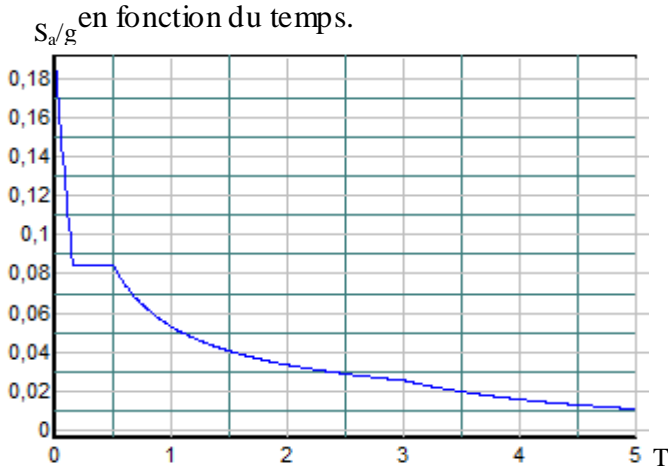


Figure IV.1 : spectre de réponse suivant x-x’

Figure IV.2 : spectre de réponse suivant y-y’

b. les hypothèses

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.4. 4. Description de logiciel SAP 2000

Notre structure sera modélisé grâce au logiciel SAP2000 version 14.0.0, Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

➤ Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de la longueur et l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

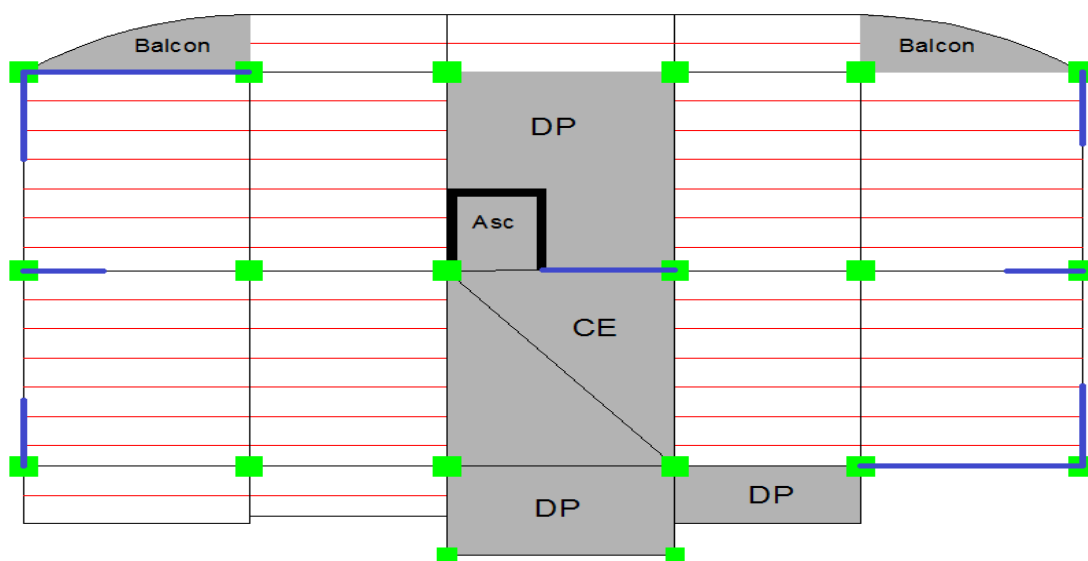


Figure IV. 3 : disposition des voiles

➤ Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000 V14.0.0

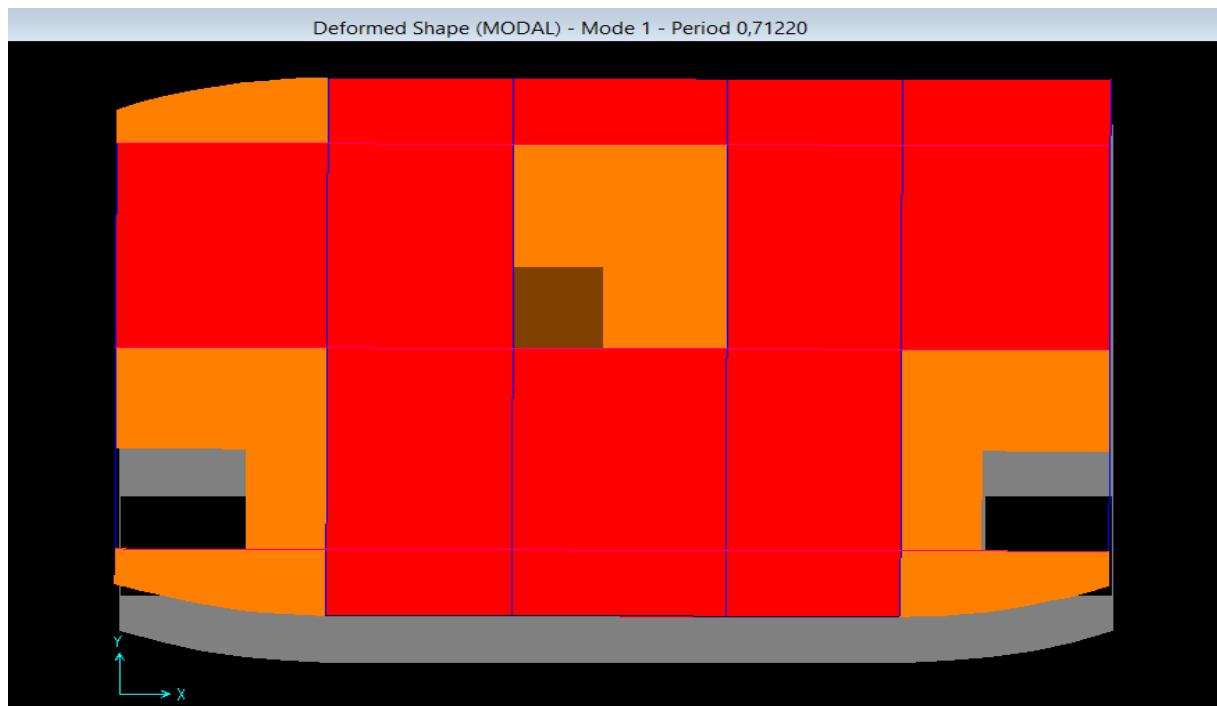


Figure IV.4 : 1^{ère} mode de déformation (translation suivant y-y)



Figure IV.5 : 2^{ème} mode de déformation (translation suivant x-x)

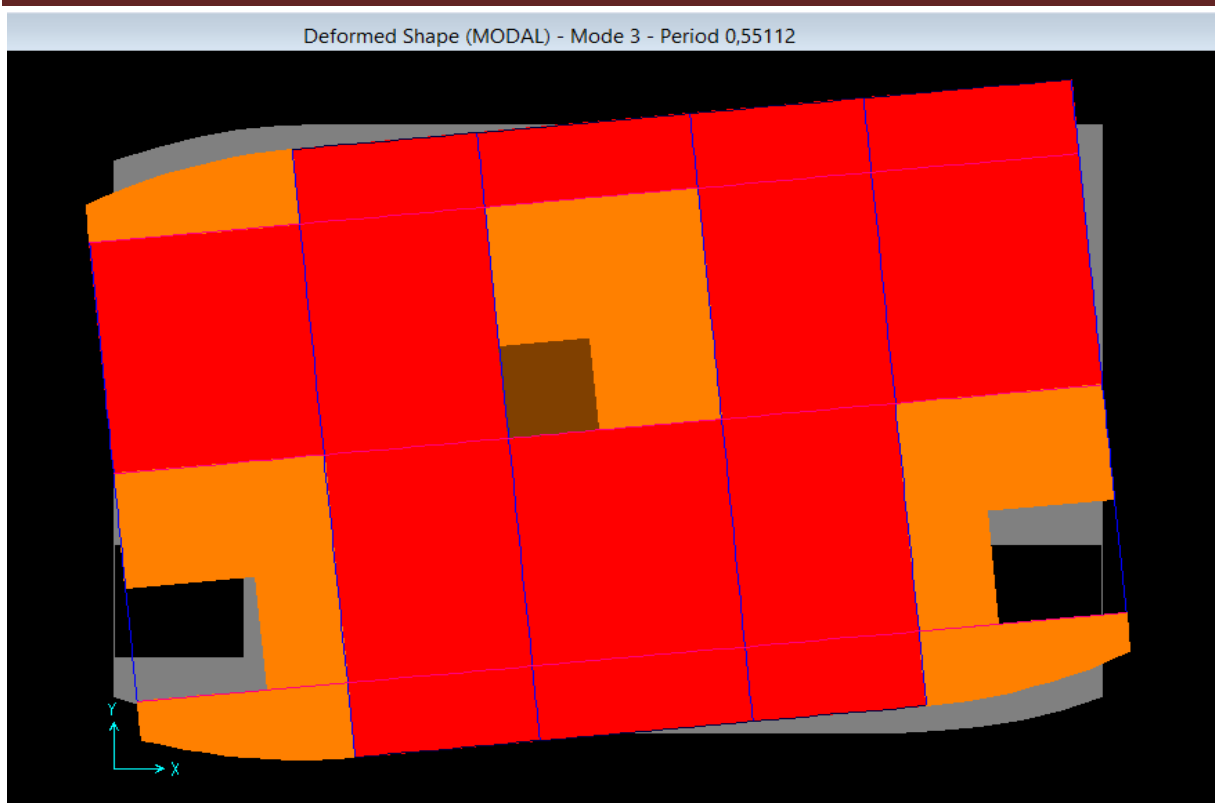


Figure IV.6 : 3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z)

❖ Analyse des résultats

On voit bien que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculé par la formule empirique du RPA 99 majorée de 30% ($T=0.71s \leq T_{st}=0.767s$).

La participation modale du 1^{er} mode suivant le sens x-x prépondérant ce qui donne un mode de translation suivant le sens y-y tel que montré sur la figure IV.3 et on constate que la 2^{ème} est aussi un mode de translation suivant x-x, tel que montré sur la figure IV.4).

➤ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période [sec]	Somme cumulée (%)		Modes individuel (%)	
		Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0.712205	0.18	68.92	0.18	68.92
2	0.643061	69.31	69.16	69.13	2.35
3	0.551122	69.31	69.18	0.003	0.026
4	0.197954	69.55	84.40	0.23	15.22
5	0.18244	86.58	84.82	17.04	0.32
6	0.15823	86.76	84.72	18.20	0.0006

7	0.093377	87.99	87.81	1.23	3.09
8	0.091488	89.14	88.08	1.15	2.77
9	0.089302	92.05	90.12	2.91	1.93

➤ Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales 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.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Tableau IV. 3 : Vérification de l'interaction sous charges verticale

Niveaux	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	24410.86	3023.09	88.98	11.02
1^{er} étage	19840.31	1852.21	91.46	8.54
2^{er} étage	16875.25	1769.60	90.51	9.49
3^{er} étage	13973.90	1579.42	89.85	10.15
4^{er} étage	11378.51	1351.09	89.39	10.61
5^{er} étage	8726.40	1109.08	88.72	11.28
6^{er} étage	6186.86	866.74	87.71	12.29
7^{er} étage	3838.78	605.73	86.37	13.63

8^{er} étage	1787.72	590.16	75.18	24.82
-----------------------------	---------	--------	-------	-------

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	667.608	376.46	63.94	36.06	605.85	619.63	49.44	50.56
1^{er} étage	271.108	463.87	36.89	63.11	278.88	360.78	43.60	56.40
2^{er} étage	251.075	453.79	35.62	64.38	278.18	338.24	45.13	54.87
3^{er} étage	244.212	423.04	36.60	63.40	267.43	323.7	45.24	54.76
4^{er} étage	250.193	370.16	40.33	59.67	269.29	288.93	48.24	51.76
5^{er} étage	228.708	314.06	42.14	57.86	232.85	256.31	47.60	52.40
6^{er} étage	209.915	243.10	46.34	53.66	202.02	211.08	48.90	51.10
7^{er} étage	183.267	164.50	52.70	47.30	156.80	166.12	48.56	51.44
8^{er} étage	135.355	115.31	54.00	46.00	192.47	144.85	57.06	42.94

❖ **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales et horizontales est vérifiée dans tous les étages.

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V_{st.}$, nous avons :

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base

	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	observation
Sens x-x	1620.66	1322.85	0.8162	Vérifie
Sens y-y	1529.22	1242.03	0.8122	Vérifie

➤ **Vérification vis-à-vis des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C à d : $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus.

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements de la structure

Niveau	h_k (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
RDC	306	0.04	0.20	0	0.20	0.065	0.05	0.25	0	0.25	0.082
1^{er} étage	306	0.13	0.65	0.20	0.45	0.15	0.15	0.75	0.25	0.50	0.16
2^{er} étage	306	0.25	1.25	0.65	0.60	0.20	0.28	1.40	0.75	0.65	0.21
3^{er} étage	306	0.37	1.85	1.25	0.60	0.20	0.43	2.15	1.40	0.75	0.25
4^{er} étage	306	0.5	2.50	1.85	0.65	0.21	0.58	2.90	2.15	0.75	0.25
5^{er} étage	306	0.64	3.20	2.50	0.70	0.23	0.73	3.65	2.90	0.75	0.25
6^{er} étage	306	0.77	3.85	3.20	0.65	0.21	0.88	4.40	3.65	0.75	0.25
7^{er} étage	306	0.90	4.50	3.85	0.65	0.21	1.01	5.05	4.40	0.65	0.21

8^{er} étage	306	1.01	5.05	4.50	0.55	0.18	1.13	5.65	5.05	0.60	0.20
-----------------------------	-----	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

❖ **Analyse des résultats :** les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

➤ **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 : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ RPA99/2003(Article 5.9)

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ». $v_k = \sum_{i=1}^n f_i$

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-dessus :

Tableau IV.7 : Vérification a L'effet P-Δ.

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (10^{-2} m)	V_k (KN)	θ_k 10^{-2}	Δ_k (10^{-2} m)	V_k (KN)	θ_k 10^{-2}
RDC	3.06	5324.989	0.20	1044.064	0.3	0.25	1225.481	0.28
1^{er} étage	3.06	2801.83	0.45	734.975	0.56	0.50	639.653	0.64
2^{er} étage	3.06	2841.758	0.60	704.864	0.79	0.65	616.421	0.90
3^{er} étage	3.06	2588.125	0.60	667.254	0.76	0.75	591.125	0.86
4^{er} étage	3.06	2653.387	0.65	620.354	0.9	0.75	558.222	1.01
5^{er} étage	3.06	2544.408	0.70	542.77	1.10	0.75	489.191	1.19

6^{er} étage	3.06	2378.899	0.65	453.015	1.12	0.75	413.09	1.22
7^{er} étage	3.06	1844.273	0.65	347.765	1.13	0.65	322.919	1.21
8^{er} étage	3.06	2218.459	0.55	226.668	1.76	0.60	297.32	1.34

❖ **Analyse des résultats** : On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \Rightarrow N_d < 0.3 \times B_c \times f_{c28}$$

Avec :

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

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

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B_c (cm ²)	N_d (KN)	ν	Remarque
RDC	75*70	2531.083	0.19	Vérifie Vérifie
1^{ere} étage	70× 65	2235.769	0.20	Vérifie
2^{ere} étage	70 × 65	1925.74	0.17	Vérifie
3^{ere} étage	65 × 60	1619.296	0.17	Vérifie
4^{ere} étage	65 × 60	1323.276	0.14	Vérifie
5^{ere} étage	60*55	1029.67	0.12	Vérifie Vérifie

6^{ere} étage	55*50	744.716	0.11	Vérifie Vérifie
7^{ere} étage	50*45	467.803	0.08	Vérifie
8^{ere} étage	45*40	209.604	0.05	Vérifie

❖ **Analyse des résultats** : On remarque que le rapport ν ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

IV.5. CONCLUSION

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique.

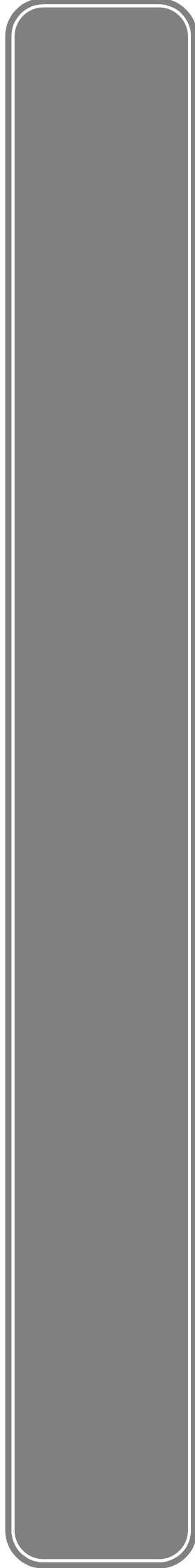
En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit).

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et on adopte les nouvelles sections suivantes :

- ✓ RDC : $(b \times h) = (75 \times 70) \text{ cm}^2$,
- ✓ 1^{eme} et 2^{em} étage = $(b \times h) = (70 \times 65) \text{ cm}^2$,
- ✓ 3^{eme} et 4^{em} étage = $(b \times h) = (65 \times 60) \text{ cm}^2$,
- ✓ 5^{em} étage = $(b \times h) = (60 \times 55) \text{ cm}^2$,
- ✓ 6^{em} étage = $(b \times h) = (55 \times 50) \text{ cm}^2$
- ✓ 7^{em} étage = $(b \times h) = (50 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ 8^{em} étage = $(b \times h) = (45 \times 40) \text{ cm}^2$

Chapitre V

Etude des éléments structuraux



V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le fichier de données du **SAP2000** :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q+E
- G+Q-E
- 0.8G+E
- 0.8G-E

Il s'agit de ferrailer les poteaux selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant,
- L'effort normal minimal et le moment correspondant,
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant,

V.2.1. Recommandations du RPA99.V2003 :

❖ **Armatures longitudinales :** **RPA99.2003 (Art 7.4.2.1)**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa),
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante),
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),
- $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right).$$

h_e: hauteur libre du poteau

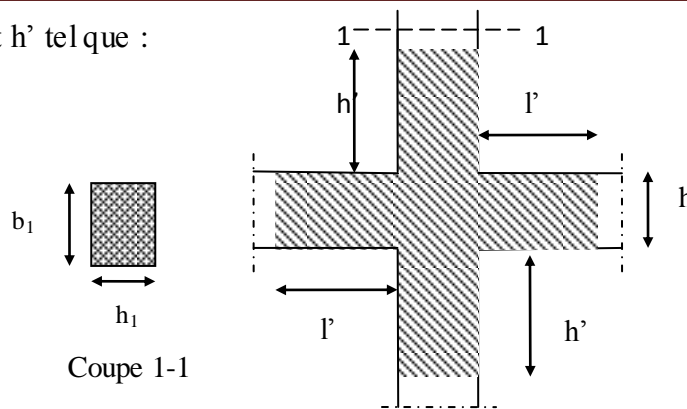


Figure V.1 : la zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99.V2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm) (zone nodale)
RDC, SS2 et SS1	70*75	42	210	315
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	65*70	36.4	182	273
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60*65	31.2	156	234
5 ^{ème} étage	55*60	26.4	132	198
6 ^{ème} étage	50*55	22	110	165
7 ^{ème} étage	45*50	18	90	135
8 ^{ème} étage	40*45	14.4	72	108

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad \text{(I)} \quad \text{RPA99.V2003 (art.7.4.2.2)}$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul,
- h₁ hauteur totale de la section brute,
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales,
- ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \quad (\lambda_g : \text{l'élanement géométrique}).$$

Avec : λ_g = l_f/a ou λ_g = l_f/b (a et b sont les dimensions de la sections droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :
 - Dans la zone nodale : t ≤ min(10∅₁^{min}, 15cm) en zone IIa.

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\varnothing_1^{\min}$ en zone IIa.

La quantité d'armature transversale minimale $A_t/t.b_1$, en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3 \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_t$ minimum.

V.2.2- Calcul des sollicitations :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC	3041.152	136.3848	164.0355	2036.886	-726.556	60.2308
1^{er} étage	2290.18	22.9864	92.7791	1680.705	-550.566	22.5182
2^{ème} étage	1968.448	59.5754	89.8694	564.377	-304.196	14.4417
3^{ème} étage	1650.855	47.6106	79.4129	462.526	-128.372	8.8014
4^{ème} étage	1346.484	47.0235	84.0821	375.102	-8.58	7.2499
5^{ème} étage	1045.194	44.9896	78.8299	276.453	34.34	20.3038
6^{ème} étage	754.546	40.4747	72.4104	189.803	30.265	12.2721
7^{ème} étage	470.455	44.3946	60.5086	216.939	10.584	0.9786
8^{ème} étage	223.76	13.6974	72.5942	65.573	-8.738	1.7469

V.2.3. Calcul du ferrailage :

❖ Ferrailage longitudinal :

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau du RDC (section $75 * 70$; $d = 0,7\text{m}$; $d' = 0,46$),

avec les sollicitations suivantes :

$$N^{\max} = 3041.15\text{KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 136.38\text{KNm}$$

$$M^{\max} = 164.03\text{KNm} \rightarrow N_{\text{corr}} = 2036.88\text{KN}$$

$$N^{\min} = -726.55\text{KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 60.23\text{KNm}$$

❖ Calcul sous N^{\max} et M_{corr}

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,0448 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,375 \text{ m}$$

N (compressions)..... (ELU) + C à l'intérieure de la section ($e_G < \frac{h}{2}$)

Donc: La section est entièrement comprimé (SEC).

$$N_U * (d - d') - M_{UA} \geq (0,337 * h - 0,81 * d') * b * h * f_{bu} \quad (1)$$

$$M_{UA} = M_{UG} + N_U * \left(d - \frac{h}{2}\right) \rightarrow M_{UA} = 1124.75 \text{ Kn.m}$$

(1) $851.98 \text{ Kn.m} < 1582.23 \text{ Kn.m}$ Condition n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée (PC). La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d^2 * f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{1124.75}{0,7 * 0,7^2 * 14,2 * 10^3} \rightarrow \mu_{bu} = 0,23 < \mu_l = 0,339 \rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,33 \\ z = d * (1 - 0,4 * \alpha) \rightarrow z = 0,606 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z * f_{st}} \rightarrow A = \frac{1124.75}{0,606 * 348 * 10^3} \rightarrow A_l = 53.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} \rightarrow A_s = 53.26 - \frac{3041.15 * 10^4}{348 * 10^3} \rightarrow A_s = -34.12 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_s = 0$

❖ **Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :**

$$d = 0,7 \text{ m} \quad \text{et} \quad d' = 0,05 \text{ m}$$

$N = -726.55 \text{ Kn}$ (de traction)..... (ELU) et $M = 60.23 \text{ Kn.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} \rightarrow e_G = \frac{60.23}{726.55} \rightarrow e_G = 0.082 \text{ m}$$

N (traction) + C à l'intérieur de la section ($e_G < \frac{h}{2}$)

Donc la section est entièrement tendue.

$$e_1 = 0.41 \longrightarrow e_2 = 0.24$$

$$A' = 8.21 \text{ cm}^2 \longrightarrow A = 13.53 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A' + A = 21.74 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul sous M_{\max} et N_{corr} :**

$$d = 0,7 \text{ m} \quad \text{et} \quad d' = 0,05 \text{ m}$$

$N = 2036.88 \text{ Kn}$ (de compression)..... (ELU) et $M = 164.03 \text{ Kn.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} \rightarrow e_G = \frac{164.03}{2036.88} \rightarrow e_G = 0.08 \text{ m}$$

N (compression) + C à l'intérieur de la section ($e_G < \frac{h}{2}$)

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_U * (d - d') - M_{UA} \geq (0,337 * h - 0,81 * d') * b * h * f_{bu} \quad (1)$$

$$M_{UA} = M_{UG} + N_U * \left(d - \frac{h}{2}\right) \rightarrow M_{UA} = 826.01 \text{ Kn.m}$$

$$(1) 497.95 \text{ Kn.m} < 1582.32 \text{ Kn.m}$$

Donc: La section est partiellement comprimé (SPC), et la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b * d^2 * f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{826.01}{0,70 * 0,70 * 14,2 * 10^3} \rightarrow \mu_{bu} = 0,169$$

$$\text{Nous avons : } \mu_{bu} = 0,169 < \mu_L = 0,392$$

$$\text{Donc : } A' = 0$$

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_s}$$

Avec :

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z * f_{st}}$$

$$\begin{cases} z = d * (1 - 0,4 * \alpha) & \rightarrow z = 0,63 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) & \rightarrow \alpha = 0,233 \end{cases} \rightarrow A_1 = \frac{826.01}{0,63 * 348 * 10^3} = 37.67 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A = -20.86 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0$$

Le reste des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Ferrailage des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A _{calculée} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Barres (cm ²)
Sous sol 1	75*70	15.82	42	43.86	12HA20+4HA16
Sous sol 2	70*75	14.45	42	43.86	12HA20+4HA16
RDC	70*75	21.74	42	43.86	12HA20+4HA16
1 ^{er} étage	65*70	9.63	36.4	36.7	12HA16+4HA20
2 ^{ème} étage	65*70	8.74	36.4	36.7	12HA16+4HA20
3 ^{ème} étage	60*65	3.68	31.2	32.17	16HA16
4 ^{ème} étage	60*65	4.34	31.2	32.17	16HA16
5 ^{ème} étage	55*60	3.62	26.4	26.51	4HA16+12HA14
6 ^{ème} étage	50*55	2.98	22	22.99	12HA14+4HA12
7 ^{ème} étage	50*45	2.41	18	18.47	12HA14
8 ^{ème} étage	45*40	1.90	14.4	15.21	4HA14+8HA12
comble	40*35	/	11.2	11.31	10HA12

❖ Ferrailage transversal :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4 : Armatures transversales des poteaux.

	Section (cm ²)	Ø _{1^{min}} (cm)	l _f (cm)	λ _g	V _u	l _r (cm)	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	A _t (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{opt} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Sous sol 1	75*70	1.6	285.6	4.08	91.26	64	10	15	1.71	5.65	6.28	8HA10
Sous sol 2	75*70	1.6	214.2	3.06	266.13	64	10	15	4.98	8.24	8.36	6HA12+2HA10
RDC	75*70	1.6	214.2	3.06	118.94	64	10	15	2.23	8.24	8.36	6HA12+2HA10
1 ^{er} +2 ^{ème} étage	70*65	1.6	214.2	3.29	125.151	64	10	15	2.51	7.09	7.66	4HA12+4HA10
3 ^{ème} +4 ^{ème} étage	65*60	1.6	214.2	3.57	122.75	64	10	15	2.65	5.91	6.28	8HA10
5 ^{ème} étage	60*55	1.4	214.2	3.89	111.164	56	10	15	2.84	4.76	5.15	4HA10+4HA8
6 ^{ème} étage	55*50	1.2	214.2	4.284	99.627	48	10	15	2.8	3.59	4.02	8HA8
7 ^{ème} étage	50*45	1.4	214.2	4.76	92.23	56	10	15	2.88	2.42	3.02	6HA8
8 ^{ème} étage	45*40	1.2	214.2	5.35	71.669	48	10	15	2.51	1.8	3.02	6HA8
comble	40*35	1.2	196	5.6	/		10	15	/	1.57	2.51	5HA8

Conformément au RPA et au BEAL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\Phi_t \geq (\Phi_t^{\max})/3$.

8mm ≥ 12/3=4mm.....condition vérifiée.

❖ **Vérfications :**

➤ **Vérfication au flambement :**

Selon le **CBA93 (art B.8.2.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que : $N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$

Tel que :

B_r : Section réduite du poteau.

$$\left. \begin{matrix} \gamma_b=1.5 \\ \gamma_s=1.15 \end{matrix} \right\} \text{Coefficients de sécurité du béton et de l'acier.}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$.

L'élanement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \times l_f/b$ pour les sections rectangulaires,

$l_f = 0.7 l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque étage

Exemple de calcul :

On prendra comme exemple de calcul les poteaux du RDC.

$N_d = 2531.8 \text{ KN}$ (donné par le **SAP2000.V14**).

$l_f = 214.2 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 10.58 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.834$

$B_r = (0.7 - 0.02) \times (0.75 - 0.02) = 0.4964 \text{ m}^2$

$$N_u = 0.834 \times \left(\frac{0.4964 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 43.86 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 8.938 \text{ MN}$$

$N_d = 2531.8 \text{ MN} < 8.938 \text{ MN} \Rightarrow$ pas de risque de flambement.

Le tableau suivant résume les résultats des autres vérifications :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tableau V.5 : Vérification du flambement des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (MN)	N _d (MN)	Obs.
SS1	75 × 70	408	285.6	14.11	0.823	43.86	0.4964	8.82	2.4776	Vérifiée
SS2 et RDC	75 × 70	306	214.2	10.58	0.834	43.86	0.4964	8.938	2.386	Vérifiée
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	70 × 65	306	214.2	11.40	0.832	36.7	0.4284	7.662	2.2357	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	65 × 60	306	214.2	12.35	0.829	32.17	0.3654	6.537	1.6192	Vérifiée
5 ^{ème} étage	60 × 55	306	214.2	13.47	0.825	26.51	0.3074	5.457	1.0296	Vérifiée
6 ^{ème} étage	55 × 50	306	214.2	14.82	0.82	22.99	0.2544	4.518	0.7447	Vérifiée
7 ^{ème} étage	50 × 45	306	214.2	16.46	0.813	18.47	0.2064	3.629	0.4678	Vérifiée
8 ^{ème} étages	45 × 40	306	214.2	18.52	0.804	15.21	0.1634	2.858	0.2096	Vérifiée

➤ Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que :}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \quad \text{fibre supérieure du béton.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \quad \text{fibre inférieure du béton.}$$

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

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

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et } V' = h - V$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

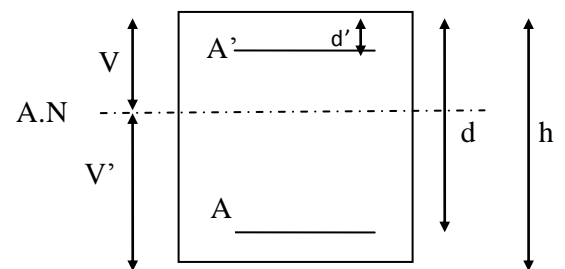


Figure V.2 : section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.

Niveau	SS1	SS2	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	3 ^e et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	75 × 70	75 × 70	75 × 70	70 × 65	65 × 60	60 × 55	55 × 50	50 × 45	45 × 40
d (cm)	70	70	70	65	60	55	50	45	40
A (cm ²)	21.93	21.93	21.93	18.35	16.085	13.225	11.495	9.235	7.605
A' (cm ²)	21.93	21.93	21.93	18.35	16.085	13.225	11.495	9.235	7.605
S	5907.9	5907.9	5907.9	5100.5	4382.55	3696.75	3094.85	2527.05	2028.15
V (cm)	37.22	37.22	37.22	34.73	32.22	29.73	27.22	24.73	22.22
V' (cm)	37.77	37.77	37.77	35.26	32.78	30.26	27.77	25.27	22.78
I _{yy} (m ⁴)	0.0448	0.0448	0.0448	0.0336	0.0248	0.0178	0.0125	0.00841	0.0054
N _{ser} (KN)	1818.09	1744.76	1850.51	1673.89	1206.45	763.73	551.34	343.81	164.088
M _{ser} (KN.m)	32.65	45.936	30.1801	16.7926	34.7042	32.7868	29.4927	32.354	10.24
M _{serG} (KN.m)	27.55	41.05	24.99	12.27	31.32	30.72	27.94	31.42	9.78
σ _{bc1} (MPa)	3.306	3.299	3.339	3.4068	3.1597	2.579	2.389	2.2844	1.2114
σ _{bc2} (MPa)	2.845	2.607	2.9207	3.1513	2.3388	1.5437	1.16078	0.4164	0.3964
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ **Vérification aux sollicitations tangentes :**

D'après le **RPA99.V2003 (art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}, \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
SS1	75 × 70	285.6	4.08	0.04	70	91.263	0.186	1	Vérifiée
SS2	70 × 65	214.2	3.06	0.04	70	266.137	0.543	1	Vérifiée
RDC	75 × 70	214.2	3.06	0.04	70	118.947	0.242	1	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	70 × 65	214.2	3.29	0.04	65	125.151	0.296	1	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	65 × 60	214.2	3.57	0.04	60	122.75	0.340	1	Vérifiée
5 ^{ème} étage	60 × 55	214.2	3.89	0.04	55	111.164	0.367	1	Vérifiée
6 ^{ème} étage	55 × 50	214.2	4.284	0.04	50	99.627	0.398	1	Vérifiée
7 ^{ème} étage	50 × 45	214.2	4.76	0.04	45	92.23	0.455	1	Vérifiée
8 ^{ème} étages	45 × 40	214.2	5.35	0.04	40	71.669	0.447	1	Vérifiée

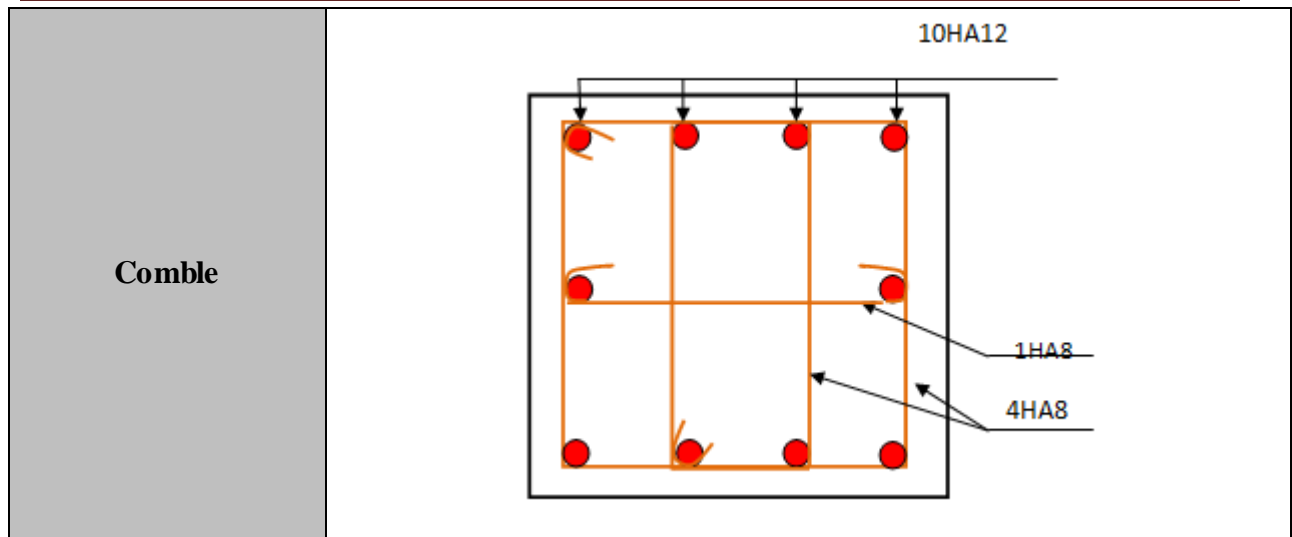
V.2.4. Schémas de ferrailage :

Tableau V.8 : schéma de ferrailage des poteaux.

poteaux	Schéma de ferrailage
SS1	
SS2+RDC	

<p>1^{er} + 2^{ème} étage</p>	<p>4HA20</p> <p>ST=15cm</p> <p>12HA16</p> <p>4T12</p> <p>4T10</p>
<p>3^{ème} + 4^{ème} étage</p>	<p>16HA16</p> <p>ST=15cm</p> <p>8T10</p>
<p>5^{ème} étage</p>	<p>4HA16</p> <p>ST=15cm</p> <p>12HA14</p> <p>4T10</p> <p>4T8</p>

<p>6^{ème} étage</p>	
<p>7^{ème} étage</p>	
<p>8^{ème} étage</p>	



V.3. Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99.V2003** et le **BAEL** qui sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet, on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (35×30)
- poutres secondaires (30×30)

V.3.1. Recommandation du RPA99.V2003 :

a) Armatures longitudinales :

RPA99.V2003 (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante,
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales :**RPA99.V2003 (Art 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

– $S_t \leq \min (h/4; 12\phi_1^{min})$ en zone nodale,

– $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre.

ϕ_1 : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales 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 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Calcul du ferrailage :**❖ Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple) :**

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} \text{ situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} \text{ situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

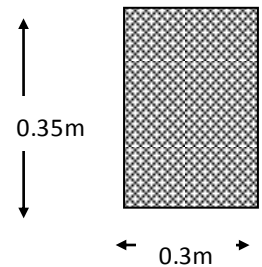


Figure V.3. Poutre principale

$$\rightarrow \text{Si } \mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916 \text{ alors : } A'_s = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 \text{ pour les situations courantes} \\ 1 \text{ pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \longrightarrow z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\rightarrow \text{Si } \mu_{bu} \geq \mu_l \text{ alors :}$$

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d \times f_{bu}$.

❖ Ferrailage des poutres :**Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×35) du 1^{er} étage avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 34.34 \text{ KN.m} \dots (ELA) \\ M_a = 107.31 \text{ KN.m} \dots (ELU) \end{cases}$$

Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \mu_{bu} = \frac{34.34}{0.3 \times 0.32^2 \times 18.48} = 0.060$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916 \text{ alors } \longrightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.077 \longrightarrow z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.31$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = 2.68 \text{ cm}^2.$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \mu_{bu} = \frac{107.31}{0.3 \times 0.32^2 \times 14.2} = 0.245$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916 \longrightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.359 \longrightarrow z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.274$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = 10.79 \text{ cm}^2.$$

Les résultats de ferrailage des poutres principales et secondaires sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.9.Ferrailage des poutres.

Niveau	Type de poutre	section	localisation	V (KN)	M (KN.m)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	N ^{bre} de barres
SS2	principale	35*30	Travée	115.54	41.48	ELU	3.79	5.25	4.62	3HA14
			Appuis		-84.65	ELU	8.21		9.24	6HA14
	secondaire	30*30	Travée	26.11	8.18	ELU	0.85	4.5	3.39	3HA12
			Appuis		-17.33	ELU	1.82		3.39	3HA12
RDC	principale	35*30	Travée	102.74	40.70	ELA	3.19	5.25	4.62	3HA14
			Appuis		-84.65	ELU	8.21		9.24	6HA14
	secondaire	30*30	Travée	99.10	28.32	ELA	2.61	4.5	3.39	3HA12
			Appuis		-26.86	ELA	2.47		3.39	3HA12
1 ^{er} étage	Principale	35*30	Travée	108.88	34.34	ELA	2.68	5.25	3.39	3HA12

	Secondaire	30*30	Appuis	114.39	-107.31	ELU	10.79	4.5	12.06	6HA16
			Travée		20.96	ELA	1.91		3.39	3HA12
			Appuis		-19.59	ELA	1.79		3.39	3HA12
2 ^{ème} étage	Principale	35*30	Travée	108.88	55.43	ELA	4.41	5.25	4.62	3HA14
			Appuis		-107.31	ELU	10.79		12.06	6HA16
	Secondaire	30*30	Travée	121.22	31.47	ELA	2.91	4.5	3.39	3HA12
			Appuis		-29.02	ELA	2.68		4.62	3HA14
3 ^{ème} étage	Principale	35*30	Travée	108.85	64.61	ELA	5.18	5.25	6.03	3HA16
			Appuis		-107.31	ELU	10.79		12.06	6HA16
	secondaire	30*30	Travée	121.68	37.11	ELA	3.46	4.5	4.62	3HA14
			Appuis		-34.09	ELA	3.17		3.39	3HA12
4 ^{ème} étage	Principale	35*30	Travée	108.83	68.01	ELA	5.48	5.25	6.03	3HA16
			Appuis		-107.31	ELU	10.79		12.06	6HA16
	secondaire	30*30	Travée	114.39	41.19	ELA	3.87	4.5	4.62	3HA14
			Appuis		-37.80	ELA	3.53		4.62	3HA14
5 ^{ème} étage	Principale	35*30	Travée	108.81	67.31	ELA	5.42	5.25	6.03	3HA16
			Appuis		-107.31	ELU	10.79		12.06	6HA16
	secondaire	30*30	Travée	104.25	42.95	ELA	4.04	4.5	4.62	3HA14
			Appuis		-39.46	ELA	3.69		4.62	3HA14
6 ^{ème} étage	Principale	35*30	Travée	108.76	62.99	ELA	5.05	5.25	6.03	3HA16
			Appuis		-107.31	ELU	10.79		12.06	6HA16
	secondaire	30*30	Travée	90.45	43.04	ELA	4.05	4.5	4.62	3HA14
			Appuis		-39.95	ELA	3.69		4.62	3HA14
7 ^{ème} étage	Principale	35*30	Travée	108.70	57.59	ELA	4.59	5.25	4.62	3HA14
			Appuis		-107.31	ELU	10.79		12.06	6HA16
	secondaire	30*30	Travée	77.80	41.48	ELA	3.89	4.5	4.62	3HA14
			Appuis		-39.20	ELA	3.67		4.62	3HA14
8 ^{ème}	Principale	35*30	Travée	108.66	52.86	ELA	4.19	5.25	4.62	3HA14

étage			Appuis		-107.31	ELU	10.79		12.06	6HA16
	secondaire	30*30	Travée	57.16	39.69	ELA	3.72	4.5	4.62	3HA14
			Appuis		-37.91	ELA	3.54		4.62	3HA14
comble	Principale	35*30	Travée	108.62	39.68	ELA	3.11	5.25	4.62	3HA14
			Appuis		77.62	ELU	6.31		6.79	6HA12
	secondaire	30*30	Travée	36.26	28.42	ELA	2.62	4.5	3.39	3HA12
			Appuis		-34.17	ELA	3.18		3.39	3HA12

❖ **Vérification des armatures selon le RPA 99 :**

• **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

Poutres principales :

En zone courante :

$$A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2 > A_{\text{adoptées}}$$

En zone de recouvrement:

$$A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2 > A_{\text{adoptées}}$$

Poutres secondaires :

En zone courante :

$$A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2 > A_{\text{adoptées}}$$

En zone de recouvrement:

$$A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2 > A_{\text{adoptées}}$$

V.3.3. Les différentes vérifications :

❖ **Vérification à L'ELU :**

1- Condition de non fragilité :

Poutre principale :

$$0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16\text{cm}^2 < A_{\text{adoptées}} \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutre secondaire :

$$0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times \frac{2.1}{400} = 0.97\text{cm}^2 < A_{\text{adoptées}} \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

2- Vérification de la contrainte tangentielle maximale :

$$\tau = \min(0.13 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

On vérifie les poutres les plus défavorables de chaque type.

a- Pour les poutres principales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{108.88 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315} = 1.15 \text{MPa} < 3.25 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

b- Pour les poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{121.22 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 1.49 \text{MPa} < 3.25 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

3- Vérification des Armatures transversales :

3.1- Section des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{l \min} ; h/35 ; b/10) \quad \text{BAEL (Article III.3)}$$

Poutre principale :

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (1.2 ; 35/35 ; 30/10) = 1 \text{cm}$$

Soit : $\Phi = 8 \text{ mm}$.

On adopte : $A_t = 4\text{HA}8 = 1 \text{ cadre HA}8 + 1 \text{ étrier HA}8 = 2.01 \text{cm}^2$.

Poutre secondaire :

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (1.2 ; 30/35 ; 30/10) = 0.85 \text{cm}$$

Soit : $\Phi = 8 \text{ mm}$.

On adopte : $A_t = 4\text{HA}8 = 1 \text{ cadre HA}8 + 1 \text{ étrier HA}8 = 2.01 \text{cm}^2$.

3.2- Espacement des Barres :

$$S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$$

$$\text{Avec : } S_{t1} \leq \min (0.9d; 40 \text{cm})$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b(\tau_u - 0.3 f_{t28})}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (h/4; 12\phi^{min}) \quad \text{en zone nodale} \\ S_t \leq h/2 \quad \text{en dehors de la zone nodale.} \end{array} \right. \quad \text{RPA99.V2003 (Art 7.5.2.2)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Calcul d'espacements des barres.

Espacement	Poutres principales	Poutres secondaires
S_{t1} (cm)	28.8	24.3
S_{t2} (cm)	67	67
S_{t3} (cm)	42.88	34.03
S_t (RPA en zone nodale)	8.75	7.5
S_t (RPA en zone courante)	17.5	15
S_t (adopté en zone nodale)	8	7

S_t (adopté en zone courante)	15	15
--	----	----

3.3- Vérification de la section minimale de A_t :

On vérifie que : $A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$ **RPA99.V2003 (Art 7.5.2.2)**

Pour nos poutres principales nous avons :

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pour nos poutres secondaires nous avons :

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4-Vérification des armatures longitudinales :

4.1- Longueur de recouvrement :

$$l_r \geq 40 \times \Phi_l \quad \text{RPA99.V2003(Art 7.5.2.1)}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte: } l_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte: } l_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm, on adopte: } l_r = 50 \text{ cm.}$$

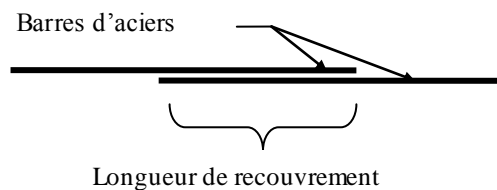


Figure V.4. Longueur de recouvrement

4.2- Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

-Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$$

-Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e}$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales des poutres au cisaillement

Etage	Poutre	SS2	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}	8 ^{ème}	Comble
M _a	PP	84.65	84.65	107.31	107.31	107.31	107.31	107.31	107.31	107.31	107.31	77.62
	PS	17.33	26.86	19.59	29.02	34.09	37.8	39.46	39.95	39.20	37.91	37.91
V _u	PP	92.54	102.74	108.88	108.88	108.85	108.83	108.81	108.76	108.7	108.66	100.62
	PS	26.11	99.1	114.39	121.22	121.22	114.39	104.39	90.45	77.80	57.16	36.26
A _{l rive}	PP	2.66	2.95	3.13	3.13	3.13	3.13	3.13	3.13	3.13	3.13	2.89

	PS	0.75	2.84	3.28	3.48	3.48	3.28	3.00	2.60	2.23	1.64	1.04
A _{1 inter}	PP	-5.78	-5.49	-7.58	-7.58	-7.58	-7.58	-7.58	-7.58	-7.58	-7.58	-4.87
	PS	-1.29	-0.32	0.97	0.051	-0.54	2.45	-1.66	-2.12	-2.40	-2.84	-3.44
A _{1 adop}	PP	9.24	9.24	12.06	12.06	12.06	12.06	12.06	12.06	12.06	12.06	6.79
	PS	3.39	3.39	3.39	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	3.39
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l’une des exigences du **RPA 99/03**(Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d’un coefficient de majoration de **1.25**. Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d’orientation de l’action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

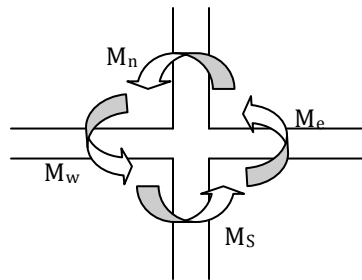


Figure V.5.Schéma de la Zone nodale

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant M_r d’une section de béton dépend :

- 1- Des dimensions de la section du béton.
- 2- De la quantité d’acier dans la section du béton.
- 3- De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_s}{\gamma_s}$ et $Z = 0.9 \times h$

Tableau V.12.Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC,SS1 et SS2	75*70	0.675	43.86	1030.271
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	70*65	0.63	36.7	804.611

3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	65*60	0.585	32.17	654.917
5 ^{ème} étage	60*55	0.54	26.51	498.176
6 ^{ème} étage	55*50	0.495	22.99	396.026
7 ^{ème} étage	50*45	0.45	18.47	289.24
8 ^{ème} étage	45*40	0.405	15.21	214.37
comble	40*35	0.36	11.31	141.692

b) Vérification de la zone nodale

Tableau V.13.vérification de la zone nodale

Niveau	poutres	Mn	Ms	Mn+Ms	Mw=Me	1.25(Mw+Me)	Obs
SS1	PP	804.611	1030.27	1834.88	101.289	253.2	vérifiée
	PS				31.85	79.62	
SS2	PP	804.611	1030.27	1834.88	101.289	258.15	vérifiée
	PS				31.85	79.62	
RDC	PP	804.611	1030.27	1834.88	132.20	330.5	vérifiée
	PS				31.85	79.62	
1 ^{ère} étage	PP	804.611	804.611	1609.22	132.20	330.5	vérifiée
	PS				31.85	79.62	
2 ^{ème} étage	PP	654.917	804.611	1459.52	132.20	330.5	vérifiée
	PS				43.41	108.52	
3 ^{ème} étage	PP	654.917	654.917	1309.83	132.20	330.5	vérifiée
	PS				43.41	108.52	
4 ^{ème} étage	PP	498.17	654.91	1153.08	132.20	330.5	vérifiée
	PS				43.41	108.52	
5 ^{ème} étage	PP	396.02	498.17	894.19	132.20	330.5	vérifiée
	PS				43.41	108.52	
6 ^{ème} étage	PP	289.24	396.02	685.26	132.20	330.5	vérifiée
	PS				43.41	108.52	
7 ^{ème} étage	PP	214.37	289.24	503.61	132.20	330.5	vérifiée
	PS				43.41	108.52	
8 ^{ème} étage	PP	141.69	214.37	356.06	74.43	186.07	vérifiée
	PS				31.85	79.62	

❖ Vérification à L'ELS :

1-Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2-État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte limite de béton.

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Poutres principales	Travées	25.72	11.40	57015.75	5.12	15	vérifiée
	Appuis	78.90	14.81	92339.16	12.65	15	vérifiée
Poutres secondaires	Travées	15.64	8.19	25448.90	5.03	15	vérifiée
	Appuis	22.39	8.19	25448.90	7.20	15	vérifiée

3-Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification de la flèche est inutile si les conditions

Suivantes sont satisfaites :

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

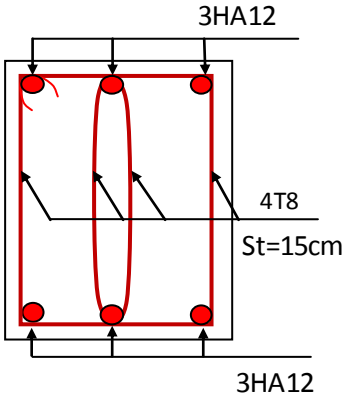
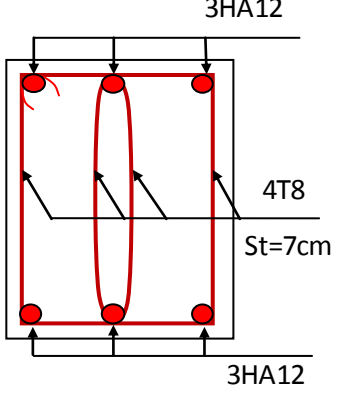
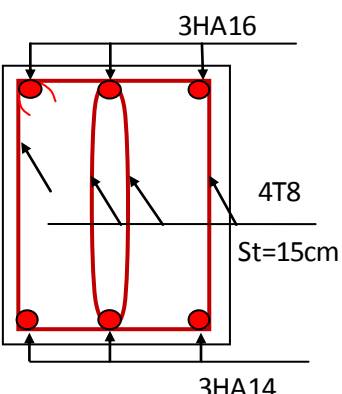
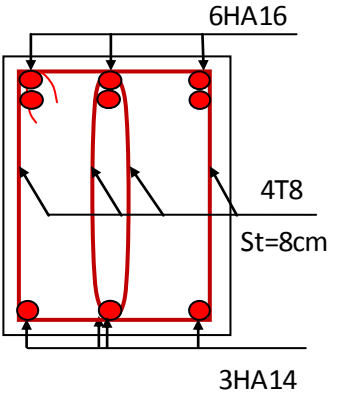
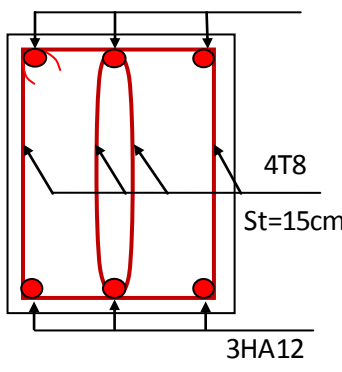
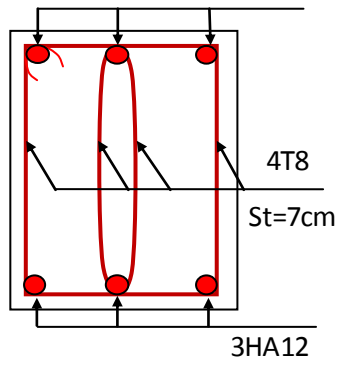
Tableau V.15. Vérification de la flèche pour les poutres

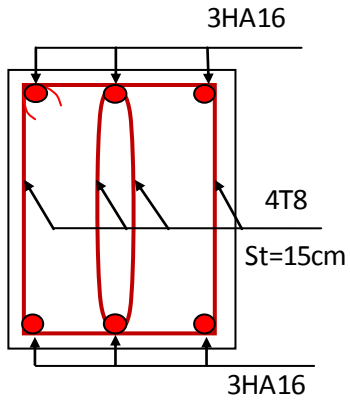
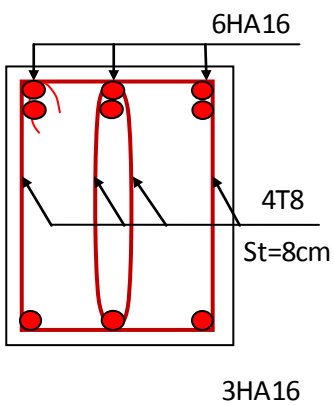
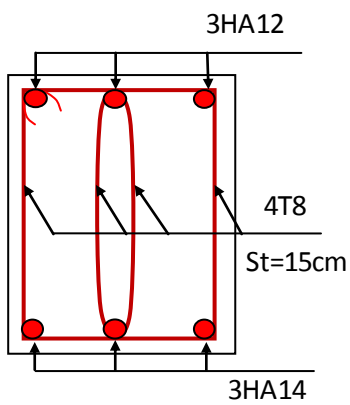
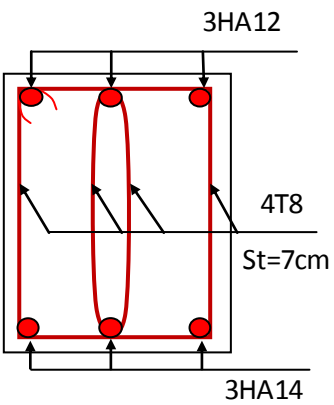
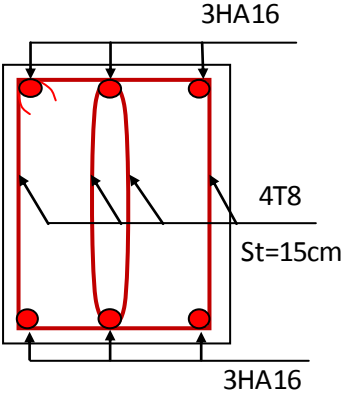
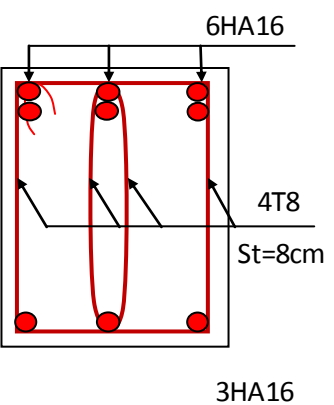
poutres	h (cm)	b (cm)	l (cm)	A (cm ²)	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
principale	35	30	442	6.03	0.079	0.075	0.006	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
secondaire	30	30	380	4.52	0.078	0.075	0.005	0.01	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.3.4. schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires

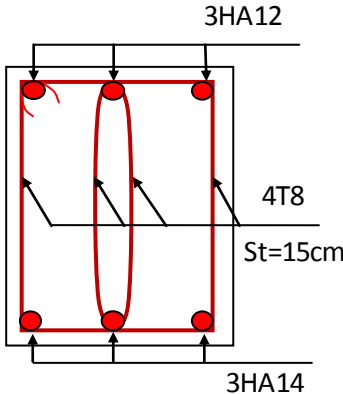
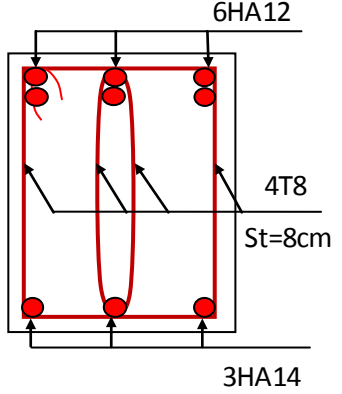
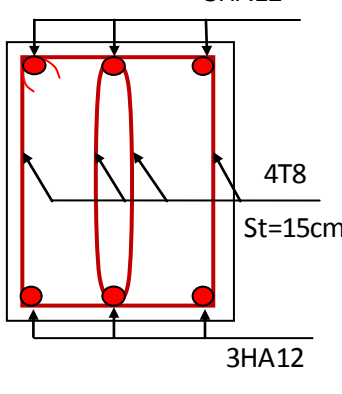
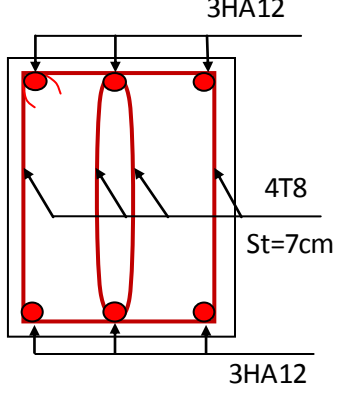
Tableau V.16. Schéma de ferrailage des poutres.

		SS2+RDC	
		Travée	Appui
Poutres principales			
		1 ^{er} étage	
		Travée	Appui
Poutres principales			

<p>Poutres secondaires</p>		
<p>2^{ème} étage</p>		
<p>Travée</p>		<p>Appui</p>
<p>Poutres principales</p>		
<p>Poutres secondaires</p>		
<p>3^{ème} étage</p>		
<p>Travée</p>		<p>Appui</p>

<p>Poutres principales</p>		
<p>Poutres secondaires</p>		
<p>4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étage</p>		
<p>Travée</p>		<p>Appui</p>
<p>Poutres principales</p>		

Poutres secondaires	<p>3HA14 4T8 St=15cm 3HA14</p>	<p>3HA14 4T8 St=7cm 3HA14</p>
	7^{ème} et 8^{ème} étage	
	Travée	Appui
Poutres principales	<p>3HA16 4T8 St=15cm 3HA14</p>	<p>6HA16 4T8 St=8cm 3HA14</p>
Poutres secondaires	<p>3HA14 4T8 St=15cm 3HA14</p>	<p>3HA14 4T8 St=7cm 3HA14</p>
	comble	
	Travée	Appui

<p>Poutres principales</p>	 <p>3HA12 4T8 St=15cm 3HA14</p>	 <p>6HA12 4T8 St=8cm 3HA14</p>
<p>Poutres secondaires</p>	 <p>3HA12 4T8 St=15cm 3HA12</p>	 <p>3HA12 4T8 St=7cm 3HA12</p>

V.4. ETUDE DES VOILES

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.

- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

1.35G+1.5Q

G+Q

G+Q+E

G+Q-E

0.8G+E

0.8G-E

V.4.1. Recommandation du RPA 99/version2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

➤ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

➤ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la

longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

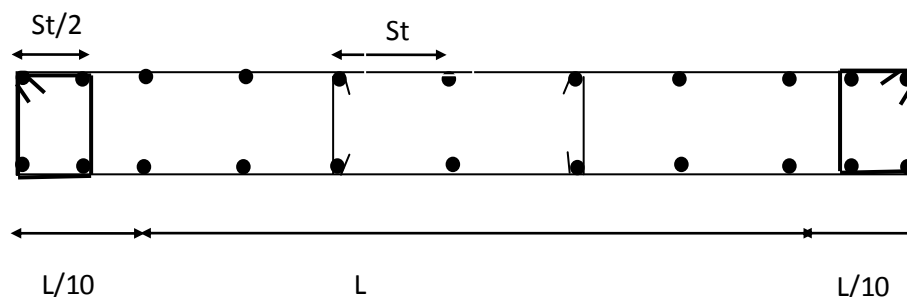


Figure .V.6 : Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingle par 1 m^2 au moins.

d) 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 :

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } V = 1,4V_u$$

e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême du voile.
 - ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile
- L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par m^2 .
- 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

V.4.2. Disposition des voiles

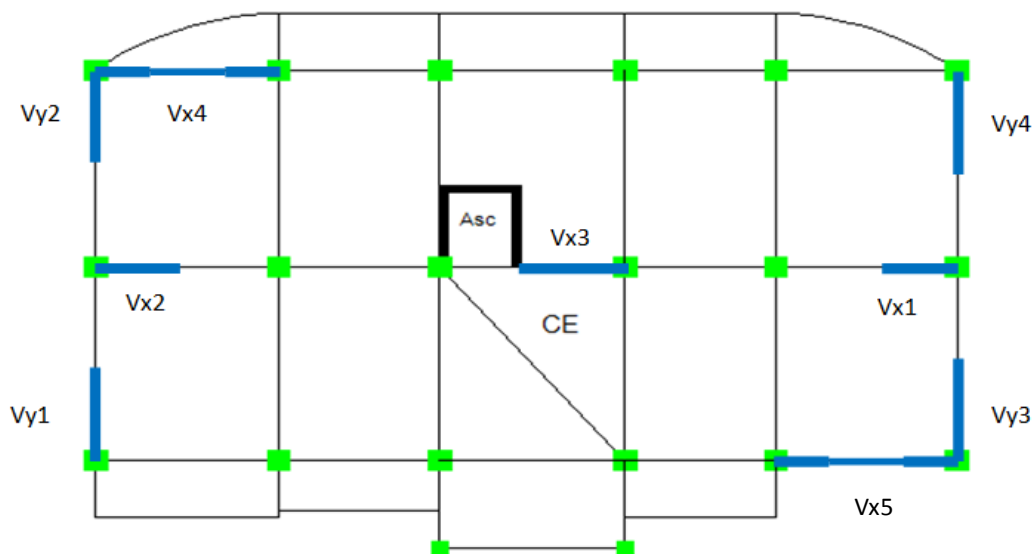


Figure V.7 : Schéma de répartition des voiles.

V.4.3. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes, et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

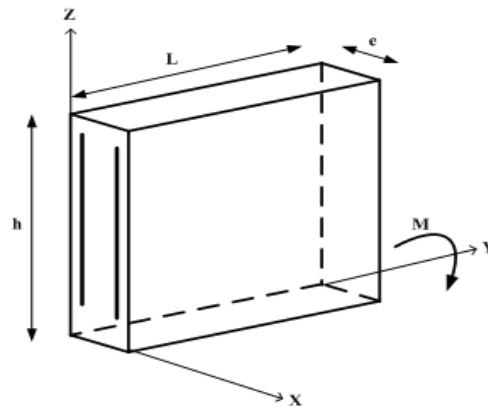


Figure V.8 : Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times L$).

- A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.
($A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$)
- A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.
($A_v^{\min} / \text{ten} = 0.2\% \times b \times L_t$)
- A_v^{\min} / comp : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.
($A_v^{\min} / \text{comp} = 0.1\% \times b \times L_c$)
- A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : Espacement entre armatures.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.
- L_t : Longueur de la zone tendue

$$L_t = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{6e_0} \right); e_0 = \frac{M}{N}$$

- L_c : longueur de la zone comprimée.

$$L_c = L - 2L_t$$

- Voiles disposés // à X-X' :

Tableau V.17 : Ferrailage des voiles V_{X1}

Niveau	RDC	1 ^{eme} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage
L (cm)	1.875	1.875	1.875	1.875	1.875	1.875	1.875
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	-18.268	-4.4185	-7.7495	-13.036	-14.908	6.0232	-5.0465
N (KN)	461.461	455.072	384.381	285.378	237.719	179.115	113.99
V(KN)	62.093	56.114	33.997	30.109	28.273	240.75	10.36
τ_u Mpa	0.34	0.31	0.19	0.17	0.16	0.13	0.057
$\bar{\tau}_u$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal/face (cm ²)	7.05	6.64	5.70	4.40	3.75	2.71	1.75
A_v min/face (cm ²)	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22
N^{barre} /face	4HA10+ 4HA12	4HA10+ 4HA12	4HA10+ 4HA12	4HA10+ 4HA12	4HA8+ 4HA10	4HA8+ 4HA10	4HA8+ 4HA10
A_v adop/face (cm ²)	7.66	7.66	7.66	7.66	5.15	5.15	5.15
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	0.32	0.29	0.18	0.16	0.15	0.12	0.054
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_h adop/face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.18 : Ferrailage des voiles V_{X2}

Niveau	RDC	1 ^{eme} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage
L (m)	2.055	2.055	2.055	2.055	2.055	2.055	2.055
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	21.849	5.875	-4.380	11.300	12.872	29.929	16.764
N (KN)	505.433	506.718	432.402	319.816	266.043	199.786	123.672
V(KN)	79.618	67.297	42.052	35.456	32.829	25.347	9.34
τ_u Mpa	0.4	0.34	0.21	0.18	0.17	0.13	0.05
$\bar{\tau}_u$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal/face (cm ²)	7.72	7.40	6.31	4.83	4.09	3.50	2.13
A_v min/face (cm ²)	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62
N^{barre} /face	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12	9HA10	9HA10	9HA10
A_v adop/face (cm ²)	10.18	10.18	10.18	10.18	7.07	7.07	7.07
S_t (cm)	extrémité	11	11	11	11	11	11
	Milieu	22	22	22	22	22	22
A_h cal/face (cm ²)	0.38	0.32	0.20	0.17	0.16	0.12	0.04
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_h adop/face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.19 : Ferrailage des voiles V_{X3}

Niveau	RDC	1 ^{eme} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage
L (cm)	2.505	2.505	2.505	2.505	2.505	2.505	2.505
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	93.469	278.824	166.881	10.514	11.089	14.608	21.539
N (KN)	563.242	974.386	772.703	521.052	423.253	308.042	181.811
V(KN)	221.006	306.497	246.714	163.515	125.508	88.091	83.171
τ_u Mpa	0.91	1.27	1.02	0.68	0.52	0.36	0.34
$\bar{\tau}_u$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal/face (cm ²)	9.71	18.79	13.98	7.67	6.28	4.68	2.98
A_v min/face (cm ²)	5.64	5.64	5.64	5.64	5.64	5.64	5.64
N^{barre} /face	14HA14	14HA14	14HA12	14HA10	14HA10	14HA10	14HA10
A_v adop/face (cm ²)	21.55	21.55	15.83	11.00	11.00	11.00	11.00
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	0.86	1.19	0.96	0.63	0.49	0.34	0.32
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_h adop/face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

- Les voiles disposés // à Y-Y'

Tableau V.20 : Ferrailage des voiles V_{Y1} , V_{Y2} , V_{Y3}

Niveau	RDC	1 ^{eme} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage
L (cm)	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	-1.604	-189.654	-5.252	-105.223	-75.338	-59.584	-35.749
N (KN)	694.812	608.564	672.402	458.5	390.705	285.846	140.87
V(KN)	200.799	189.575	135.584	100.263	77.5	60.01	33.222
τ_u Mpa	0.73	0.68	0.49	0.36	0.28	0.21	0.12
$\bar{\tau}_u$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal/face (cm ²)	10.01	11.62	9.75	8.18	6.76	5.02	2.57
A_v min/face (cm ²)	6.41	6.41	6.41	6.41	6.41	6.41	6.41
N^{barre} /face	15HA10	15HA10	15HA10	15HA10	15HA8	15HA8	15HA8
A_v adop/face (cm ²)	11.78	11.78	11.78	11.78	7.54	7.54	7.54
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	0.68	0.65	0.46	0.34	0.26	0.20	0.11
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_h adop/face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01

S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20
------------	----	----	----	----	----	----	----

Tableau V.21 : Ferrailage de voile V_{Y4}

Niveau	RDC	1 ^{eme} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage
L (cm)	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	-10.647	-96.393	-8.364	9.924	-73.064	-49.718	23.047
N (KN)	671.108	473.663	746.587	542.166	454.79	343.731	168.977
V(KN)	198.635	230.791	158.159	114.076	86.521	59.551	37.761
τ_u Mpa	0.68	0.78	0.55	0.39	0.30	0.20	0.13
$\bar{\tau}_u$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal/face (cm ²)	9.80	8.19	10.85	7.94	7.59	5.66	2.76
A_v min/face (cm ²)	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75
$N^{barre}/face$	15HA10	15HA10	15HA10	15HA10	15HA10	15HA8	15HA8
A_v adop/face (cm ²)	11.78	11.78	11.78	11.78	11.78	7.54	7.54
S_t (cm)	extrémité	11	11	11	11	11	11
	Milieu	22	22	22	22	22	22
A_h cal/face (cm ²)	0.64	0.75	0.51	0.37	0.28	0.19	0.12
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$N^{barre}/face$	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_h adop/face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

V.4.4. Exemples de schémas de ferrailage d'un voile (V_{x2} : RDC) :

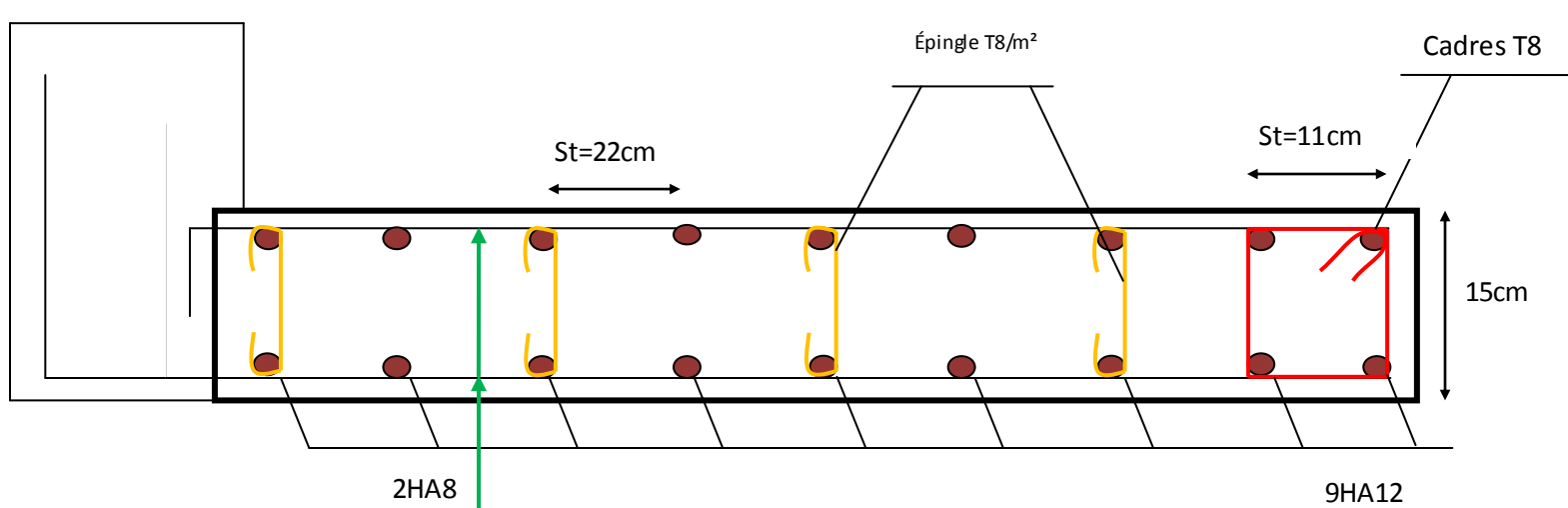


Figure V.9 : schéma de ferrailage du voile V_{x2} au RDC

V.4.5. ferrailage des voiles avec ouverture :

Pour le ferrailage de ce type de voile, on divise le voile en deux parties ; trumeaux et linteaux.

Les trumeaux se ferrailent comme des voiles pleins et les linteaux se ferrailent à la flexion simple.

Les tableaux suivant nous montrent les différents résultats de chaque trumeau et linteau.

- Voile Vx4 :

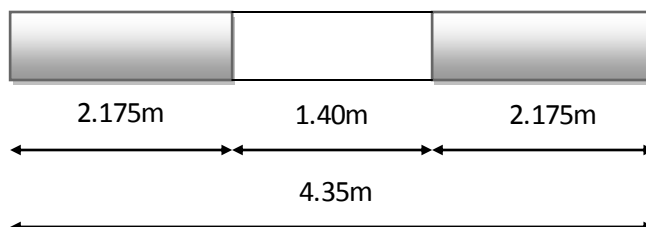


Figure V.10 : Schéma de voile avec ouverture 1

Tableau V.22 : Ferrailage des deux trumeaux de la même dimension :

Niveau	RDC	1 ^{eme} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage
L (m)	4.35	2.175	2.175	2.175	2.175	2.175	4.35
e (m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	1.623	32.154	23.609	15.98	12.488	10.1	35.357
N (KN)	296.314	214.362	157.391	10.653	83.255	67.33	49.91
V(KN)	82.311	98.645	118.44	101.349	82.269	61.915	201.296
τ_u Mpa	0.196	0.47	0.56	0.48	0.39	0.30	0.48
$\bar{\tau}_u$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal/face (cm ²)	4.276	3.719	2.73	1.85	1.44	1.17	1.07
A_v min/face (cm ²)	9.78	4.89	4.89	4.89	4.89	4.89	9.79
N^{barre} /face	4HA12+ 4HA14	2HA12+ 2HA14	2HA12+ 2HA14	2HA12+ 2HA14	2HA12+ 2HA14	2HA12+ 2HA14	4HA12+ 4HA14
A_v adop/face (cm ²)	10.68	5.34	5.34	5.34	5.34	5.34	10.68
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	0.18	0.44	0.53	0.45	0.37	0.28	0.45
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_h adop/face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.23 : Ferrailage du linteau :

Niveau	RDC	1 ^{eme} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage
L (m)	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35
e (m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	263.420	268.544	125.643	123.026	97.590	-97.571	-103.914
V(KN)	278.995	345.436	225.874	277.316	220.628	158.417	180.365
τ_u Mpa	3.36	4.17	2.72	3.34	2.66	1.91	1.52
$\bar{\tau}_u$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_D cal (cm ²)	19.28	23.87	15.61	19.16	15.25	10.95	12.46

A_D min (cm ²)	1.935	1.935	1.935	1.935	1.935	1.935	1.935
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	16HA14	16HA14	16HA14	16HA14	16HA12	16HA10	16HA10
A_D adop (cm ²)	24.63	24.63	24.63	24.63	18.10	12.57	12.57
A_t cal (cm ²)	0.45	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_t adop (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20
A_l min (cm ²)	1.935	1.935	1.935	1.935	1.935	1.935	1.935
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
A_l adop (cm ²)	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
A_{peau} (cm ²)	2.58	2.58	2.58	2.58	2.58	2.58	2.58
$A_{\text{peau}}\text{adop}$ (cm ²)	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12

- Voile Vx5 :

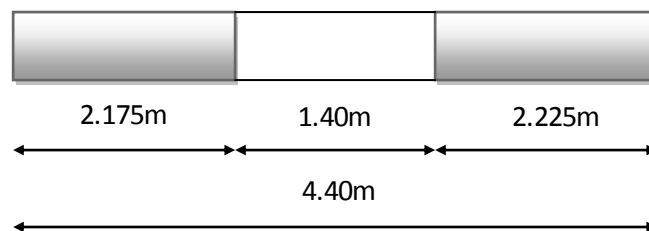


Figure V.11 : Schéma de voile avec ouverture 2

Tableau V.24 : Ferrailage du trumeau 1 :

Niveau	RDC	1 ^{eme} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage
L (m)	2.175	2.175	2.175	2.175	2.175	2.175	2.175
e (m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	4.1109	3.3324	2.5706	1.7482	1.37	0.9327	0.4011
N (KN)	27.4057	22.2161	17.1373	11.6544	9.1334	6.2179	2.6742
V(KN)	5.5282	9.7483	11.6255	10.3995	8.9728	7.3388	6.0321
τ_u Mpa	0.26	0.46	0.55	0.50	0.43	0.35	0.29
$\bar{\tau}_u$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal/face (cm ²)	4.75	3.85	2.97	2.02	1.58	1.09	0.46
A_v min/face (cm ²)	4.89	4.89	4.89	4.89	4.89	4.89	4.89
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	4HA8+ 4HA10	4HA8+ 4HA10	4HA8+ 4HA10	4HA8+ 4HA10	4HA8+ 4HA10	4HA8+ 4HA10	4HA8+ 4HA10
A_v adop/face (cm ²)	5.15	5.15	5.15	5.15	5.15	5.15	5.15
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	0.25	0.44	0.52	0.46	0.40	0.33	0.27
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_h adop/face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.25 : Ferrailage du trumeau 2 :

Niveau	RDC	1 ^{eme} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage
L (m)	2.225	2.225	2.225	2.225	2.225	2.225	2.225
e (m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	4.2054	3.409	2.6297	1.7884	1.4015	0.9542	0.4104
N (KN)	28.0357	22.7268	17.5312	11.9223	9.3434	6.3608	2.7357
V(KN)	6.4061	8.6776	10.6681	9.3609	8.0217	6.359	4.944
τ_u Mpa	0.30	0.40	0.50	0.44	0.37	0.30	0.23
$\bar{\tau}_u$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal/face (cm ²)	4.85	3.93	3.03	2.06	1.61	1.10	0.47
A_v min/face (cm ²)	5.01	5.01	5.01	5.01	5.01	5.01	5.01
N^{barre} /face	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
A_v adop/face (cm ²)	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	0.28	0.38	0.47	0.41	0.35	0.28	0.22
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_v adop/face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.26 : Ferrailage du linteau :

Niveau	RDC	1 ^{eme} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage
L (m)	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40
e (m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	-276.860	-292.237	-224.864	-141.878	-112.379	-87.369	37.203
V(KN)	267.182	341.987	348.854	281.008	230.233	176.5	117.824
τ_u Mpa	2.30	4.12	4.21	3.39	2.78	2.13	1.42
$\bar{\tau}_u$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_D cal (cm ²)	18.67	23.89	24.38	19.64	16.09	12.33	8.23
A_D min (cm ²)	1.935	1.935	1.935	1.935	1.935	1.935	0
N^{barre} /face	16HA14	16HA14	16HA14	16HA14	16HA12	16HA10	16HA10
A_D adop (cm ²)	24.63	24.63	24.63	24.63	18.10	12.57	12.57
A_t cal (cm ²)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
A_t adop (cm ²)	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
N^{barre} /face	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20
A_l min (cm ²)	1.935	1.935	1.935	1.935	1.935	1.935	1.935
N^{barre} /face	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10

A_l adop (cm ²)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
A_{peau} (cm ²)	2.58	2.58	2.58	2.58	2.58	2.58	2.58
A_{peau} adop (cm ²)	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12

V.4.6. Exemples de schémas de ferrailage d'un voile (V_{x2} : RDC) :

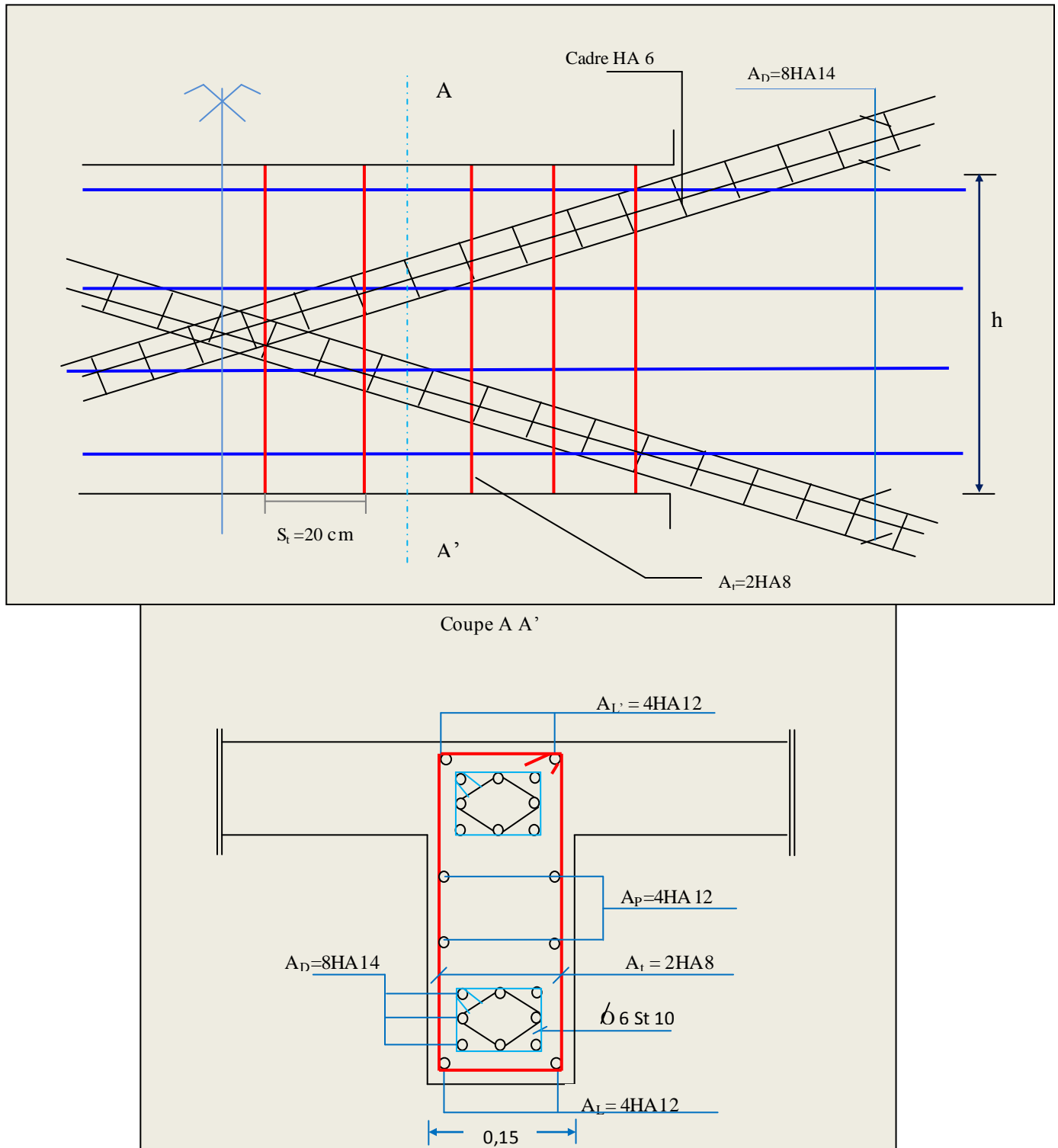


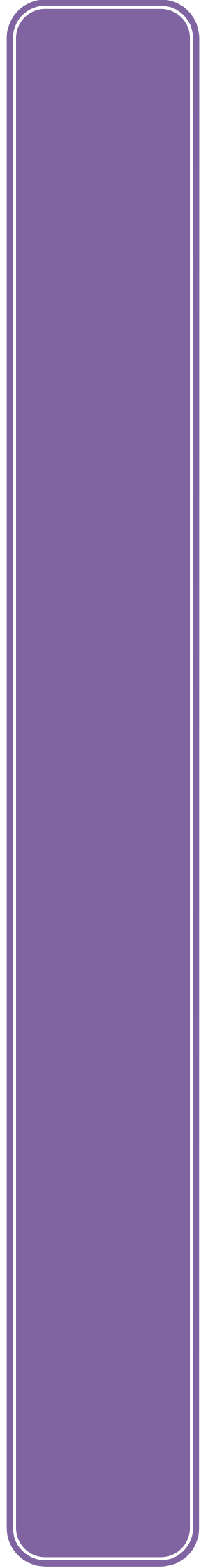
Figure V.11 : Schéma de ferrailage du linteau (V_{x4} ; RDC)

V.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 manuellement ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure



VI.1.Introduction :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol ;
- Une bonne transmission des efforts apportés par la super structure au sol d'assise ;
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

VI.2.Choix de des fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portant du sol d'assise ;
- L'importance de l'ouvrage ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, le sol du terrain d'un ancrage minimum de 2 m des fondations doit être assuré avec un taux de travail de 2 bars.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes (RPA99/2003) :

- 1,35G + 1,5Q ;
- G + Q .

VI.2.1.Semelle isolée :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$, pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

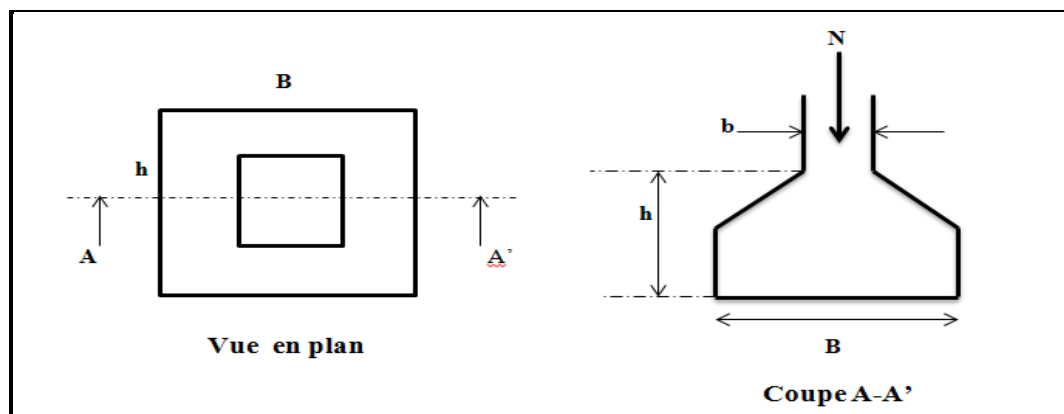


Figure. VI. 1. Semelle isolée.

Le panneau le plus sollicité à une section rectangle ($a * b$), donc $S = a * b =$

$$N = 1697,59 \text{ Kn}$$

$$\rightarrow \frac{a * N}{b * S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow A^2 \geq \sqrt{\frac{a * N}{b * \bar{\sigma}_{\text{sol}}}} \rightarrow A^2 \geq \sqrt{\frac{0,75 * 2994,81 * 10^{-3}}{0,7 * 0,2}} = 4 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entre axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.2.2. Semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L, située sous un portique formé de 6 poteaux.

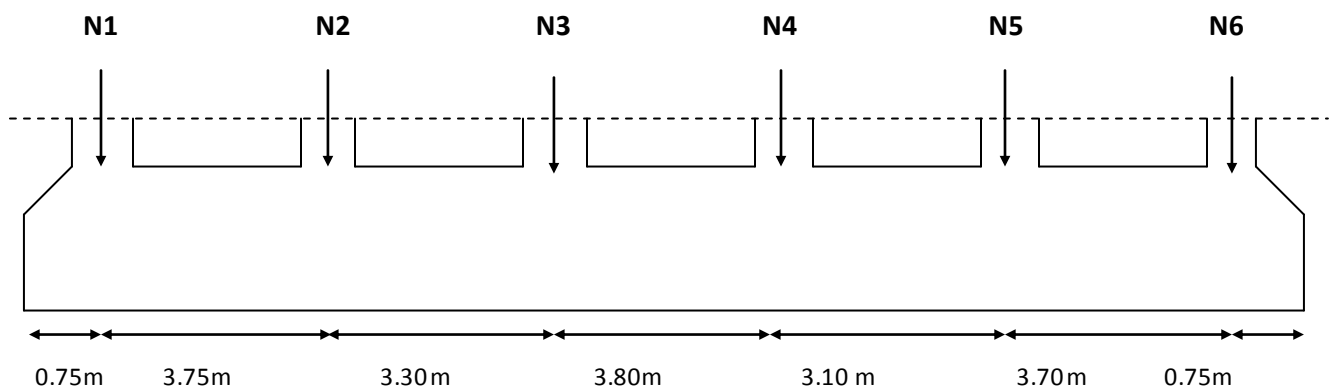


Figure. VI. 2. Semelle filante.

$$N = \sum N_i = 12496.241 \text{ Kn}; L = \sum L_i = 17.65 \text{ m};$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} * L} \rightarrow B \geq \frac{12496.241}{200 * 17.65} = 3.54 \text{ m}$$

$$\sum S_{\text{filante}} = 180 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 155 \text{ m}^2$$

Faisons le rapport $S_{\text{fil}} / S_{\text{bat}}$, on déduit que :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier.

VI.2.3. Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ses trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol ;
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes ;
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

VI.2.3.1. Pré dimensionnement :

▪ La condition de coffrage :

h_t : Hauteur de la nervure.

h_r : Hauteur de la dalle radiée.

$L_{\max} = 4.42$ m : La plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$$L_{\max} = 4.42 \text{ m} - 0,75 = 3.67 \text{ m}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \rightarrow h_r \geq \frac{367}{20} = 18.35 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow h_t \geq \frac{367}{10} = 36.7 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

▪ La condition de raideur (rigidité) pour la nervure :

Pour un radier rigide il faut que : $L_{\max} \leq \frac{\pi \cdot l_e}{2}$ avec : $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$;

Tel que :

l_e : Longueur élastique ;

E : Module de Young ;

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur l_e .

K : Coefficient de raideur du sol avec :

$$K = \begin{cases} 0,5 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3} \dots \dots \dots \text{Très mauvais sol} \\ 4 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3} \dots \dots \dots \text{Sol moyen} \\ 12 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3} \dots \dots \dots \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc : $K = 4 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3}$;

$$E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ Kn/m}^2$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml ($b=1$ m) ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot b \cdot L_{\max}^4}{E \cdot b \cdot \pi^4}} \dots \dots \dots (2)$$

$$h_t \geq 0,48 \text{ m}$$

De (1) et (2) on opte pour :

- Pour les nervures : $h_t = 70$ cm

- Pour le radier : $h_r = 50 \text{ cm}$
- $0,3 * h_t \leq b \leq 0,7 * h_t \rightarrow 21 \text{ cm} \leq b \leq 49 \text{ cm} \rightarrow b = 45 \text{ cm}$

VI.2.3.2. Calcul de la surface du radier :

- $N_s = 28078.124 \text{ Kn}$ (est l'effort normal dans les poteaux à la base à L'ELS).

Avec :

- $S_{\text{rad}} < \frac{N_s \cdot \text{total}}{\sigma_{\text{sol}}} \rightarrow$ Le radier ne déborde pas, dans ce cas on prend $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}}$;
- $S_{\text{rad}} > \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} \rightarrow$ Le radier est avec déborde ;

Donc :

A partir de logiciel Auto Cade : $S_{\text{batiment}} = 155 \text{ m}^2$

$N_s = 28078.124 \text{ Kn} \rightarrow S_{\text{rad}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} \rightarrow S_{\text{rad}} < 140.39 \rightarrow$ Le radier ne déborde pas

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 155 \text{ m}^2$$

VI.2.3.3. Vérifications nécessaires :

1) Vérification au poinçonnement :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ;

On doit vérifier que : $N_U \leq 0,045 * U_C * h_r * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ *BAEL 91 (Art H.III.10)*

Q_U : Charge de calcul pour le poteau le plus sollicité ;

U_C : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier ;

$$U_C = 2 * (A + B) \text{ Tel que : } \begin{cases} A = a + h = 0,75 + 0,70 = 1,45 \text{ m} \\ B = b + h = 0,70 + 0,70 = 1,40 \text{ m} \end{cases} \rightarrow U_C = 5.7 \text{ m}$$

Nous avons :

$$Q_U = 2477.604 \text{ Kn} < 0,045 * 5.7 * 0,50 * \frac{25 * 10^3}{1,15} = 2788.043 \text{ Kn} \dots \dots \text{condition vérifié}$$

2) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 * f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

On considère une bande de 1 m de largeur

$$N_U = 38331.043 \text{ Kn} ;$$

$$V_U = \frac{N_U * L_{\text{max}}}{2 * S} * b \rightarrow V_U = \frac{38331.043 * 3.67}{2 * 155} * 1 \rightarrow V_U = 453.55 \text{ Kn} ;$$

$$d = 0,9 * h_r \rightarrow d = 0,9 * 0,5 \rightarrow d = 0,45 \text{ m} ;$$

$$\tau_u = \frac{453.55}{1 * 0,45} * 10^{-3} \rightarrow \tau_u = 1.01 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifié}$$

3) Vérification des contraintes dans le sol :

La formule suivante doit être vérifiée : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$

A partir de logiciel Auto-Cad on a calculé :

$$I_{xx} = 995.153 \text{ m}^4 ; I_{yy} = 4023 \text{ m}^4 ; X_g = 8.82 \text{ m} ; Y_g = 4.39 \text{ m}.$$

- **Dans le sens x-x :**

$$N_U = 38331.043 \text{ Kn} , M_y = 31382.253 \text{ Kn.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{yy}} * X_g \rightarrow \sigma_1 = \left(\frac{38331.043}{155} + \frac{31382.253}{4023} * 8.82 \right) * 10^{-3} \rightarrow \sigma_1 = 0,316 \text{ Mpa} \\ \sigma_2 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{yy}} * X_g \rightarrow \sigma_2 = \left(\frac{38331.043}{155} - \frac{31382.253}{4023} * 8.82 \right) * 10^{-3} \rightarrow \sigma_2 = 0,178 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3*0,316 + 0,178}{4} = 0,28 \text{ Mpa} > \sigma_{\text{sol}} = 0,2 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition non vérifié}$$

- **Dans le sens y-y :**

$$N = 38331.043 \text{ Kn} , M_x = 37118.812 \text{ Kn.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{xx}} * Y_g \rightarrow \sigma_1 = \left(\frac{38331.043}{155} + \frac{37118.812}{996} * 4.39 \right) * 10^{-3} \rightarrow \sigma_1 = 0,403 \text{ Mpa} \\ \sigma_2 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{xx}} * Y_g \rightarrow \sigma_2 = \left(\frac{38331.043}{155} - \frac{37118.812}{996} * 4.39 \right) * 10^{-3} \rightarrow \sigma_2 = 0,084 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3*0,403 + 0,084}{4} = 0,323 \text{ Mpa} < \sigma_{\text{sol}} = 0,2 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition non vérifié}$$

On voit que la contrainte moyenne selon les deux sens xx' et yy' est supérieure à la contrainte du sol, ce qui nous conduit à l'augmentation de la surface du radier.

$$\text{Soit : } S_r = 258.1 \text{ m}^2$$

- **Centre de gravité :**

$$X_G = 10.68 \text{ m}$$

$$Y_G = 6.25 \text{ m}$$

- **Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 3209 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 9257 \text{ m}^4$$

- **Les sollicitations à la base :**

$$M_x = 37118.812 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 31382.253 \text{ KN.m}$$

$$N = 38331.043 \text{ KN}$$

Dans le sens x-x:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 0.185 \\ \sigma_2 = 0.112 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.167 \text{ Mpa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Dans le sens y-y:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 0.224 \\ \sigma_2 = 0.076 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.185 \text{ Mpa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Alors, la surface totale du radier est $S_r = 258.1 \text{ m}^2$, en prenant compte de la présence d'un débord de 1,50m qui entour la surface du bâtiment à la base.

4) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

Avec :

B : La largeur du radier.

▪ Dans le sens x-x :

$$e_x = \frac{37118.812}{38331.043} \rightarrow e_x = 0,97 \text{ m}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{21.35}{4} = 5,34 \text{ m}$$

$e_x = 0,97 \text{ m} < 5,34 \text{ m} \dots \dots \text{condition vérifié}$

▪ Dans le sens y-y :

$$e_x = \frac{31382.253}{38331.043} \rightarrow e_x = 0,82 \text{ m}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{12.51}{4} = 3.13 \text{ m}$$

$e_x = 0,82 \text{ m} < 3.13 \text{ m} \dots \dots \text{condition vérifié}$

5) Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que : $N \geq f_s * H * S_{\text{rad}} * \gamma_w$

Avec :

$\gamma_w = 10 \text{ Kn/m}^3$: Poids volumique de l'eau ;

$H = 4.00$ m : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ;

$f_s = 1,15$: Coefficient de sécurité ;

$N = 38331.043$ Kn .

Donc :

$$N = 38331.043 \text{ Kn} > 1,15 * 4 * 258.1 * 10 = 11872.6 \text{ Kn}$$

$N = 38331.043 \text{ Kn} > 11872.6 \text{ Kn}$condition vérifiée

VI.2.3.4. Ferrailage :

VI.2.3.4.1 La dalle du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimensions :

$$\begin{cases} l_x = 3,80\text{m} \\ l_y = 4,42 \text{ m} \end{cases}$$

➤ Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \rightarrow q_u = \frac{42686.481}{258.1} * 1 \rightarrow q_u = 165.39 \text{ Kn/m} \\ q_{\text{ser}} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \rightarrow q_{\text{ser}} = \frac{31304.373}{258.1} * 1 \rightarrow q_{\text{ser}} = 121.29 \text{ Kn/m} \end{cases}$$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} \rightarrow \rho = 0,86 > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

A l'ELU : $\rho = 0,86$: $\begin{cases} \mu_x = 0,0496 \\ \mu_y = 0,7052 \end{cases}$

A l'ELS : $\rho = 0,86$: $\begin{cases} \mu_x = 0,0566 \\ \mu_y = 0,7933 \end{cases}$

➤ Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x * L_x^2 * q_u \\ M_{0y} = \mu_y * M_{0x} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0496 * 3,8^2 * 165,39 \\ M_{0y} = 0,7052 * 118,46 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 118,46 \text{ Kn.m} \\ M_{0y} = 83,54 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

➤ Les moments en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,75M_{0x} \\ M_y^t = 0,75M_{0y} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,75 * 118,46 \\ M_y^t = 0,75 * 83,54 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x^t = 88,84 \text{ Kn.m} \\ M_y^t = 62,65 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

➤ Les moments en appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = 0,5M_{0x} \\ M_y^a = 0,5M_{0y} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x^a = 0,5 * 118,46 \\ M_y^a = 0,5 * 83,54 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x^a = 59,22 \text{ Kn.m} \\ M_y^a = 41,76 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b * h_r = 1 * 0,50 \text{ m}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

Nous avons : $\begin{cases} \rho > 0,4 \\ h_r > 12 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 * b * h_r \end{cases}$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 0,0008 * \frac{3-0,86}{2} * 100 * 50 \\ A_{\min}^y = 0,0008 * 100 * 50 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 4.28 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 4.00 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Espacement des armatures :**

- **Armatures // L_x :**

$$S_t \leq \min(3 * h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **Armatures // L_y :**

$$S_t \leq \min(4 * h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

➤ **Le ferrailage :**

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau.VI.1. *ferrailage de la dalle du radier.*

		M (Kn.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{barres}	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	88.84	5.77	4.28	6HA12	6.79	15
	appui	59.23	3.82	4.28	5HA12	5.65	20
Sens y-y	Travée	62.65	4.05	4.00	5HA12	5.65	20
	appui	41.77	2.69	4.00	5HA12	5.65	20

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = 0,05 * f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

$$V_x = \frac{q_u * L_x}{3} \rightarrow V_x = \frac{165.39 * 3,80}{3} \rightarrow V_x = 206.73 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{206.73}{1 * 0,45} * 10^{-3} = 0.46 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 0,05 * f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$V_y = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \rightarrow V_y = \frac{165.39 * 3.80}{2} * \frac{1}{\left(1 + \frac{0,85}{2}\right)} \rightarrow V_y = 256.64 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{256.64}{1 * 0,45} * 10^{-3} = 0,57 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 0,05 * f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{sc} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_{sc} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right)$$

Tableau.VI.2. Vérifications à l'ELS.

		M (Kn.m)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{sc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{sc}$ (Mpa)
Sens x-x	Travée	72.40	3.99	253.11	15	201,63
	appui	48.27	2.87	201.69	15	201,63
Sens y-y	Travée	57.44	3.42	240.01	15	201,63
	appui	38.29	2.28	160.00	15	201,63

Remarque :

On remarque que la contrainte de l'acier n'est pas vérifiée, donc on augmente les sections d'aciers résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.VI.3. résumé du ferrailage.

	Sens x-x		Sens y-y	
	Travée	appui	Travée	appui
N^{barres}	6HA14	6HA12	6HA12	5HA12
$A_{adopté}$	9.24	6.79	6.79	5.65
σ_{bc} (Mpa)	3.52	2.66	3.17	2.80
σ_{sc} (Mpa)	187.87	164.97	200.79	160.00

VI.2.3.4.2. Schéma de ferrailage :

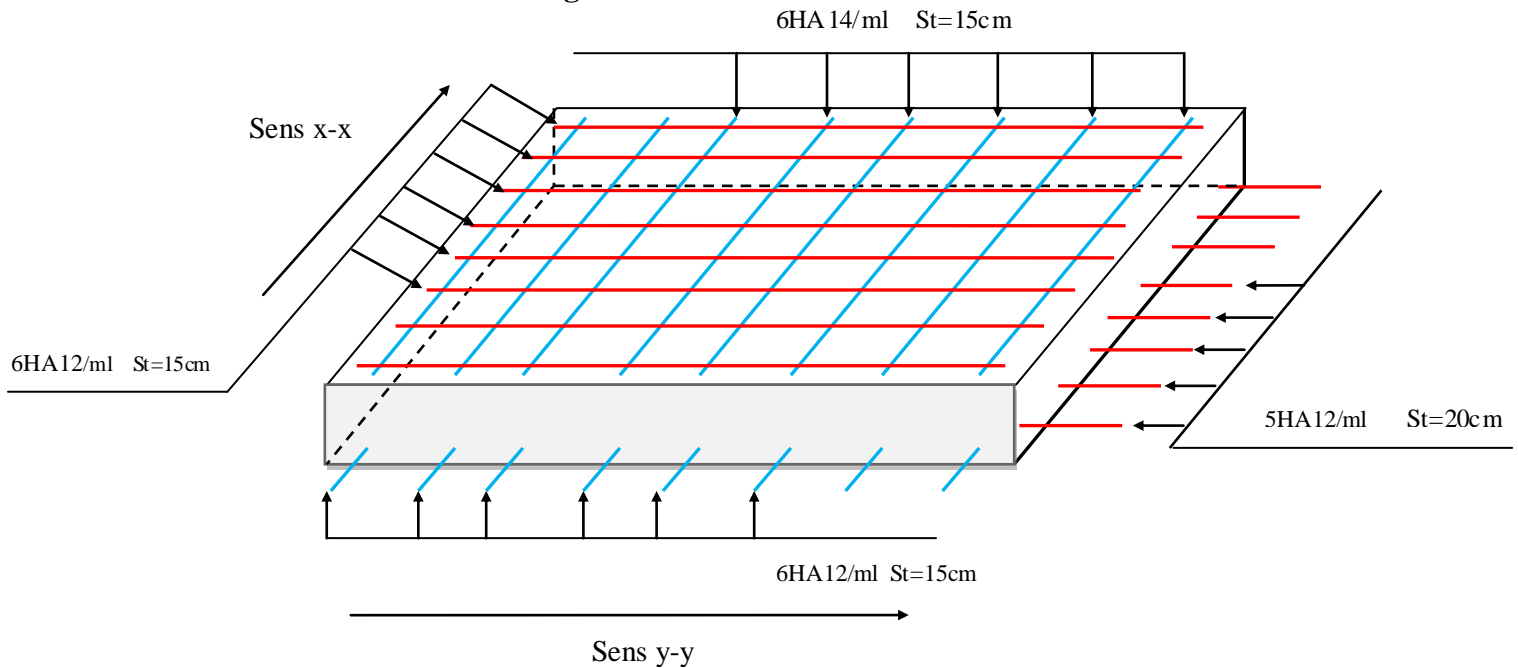


Figure.VI. 3.Schéma de ferrailagedu du radier.

VI.2.3.5. Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console de 1 m de longueur soumis à la flexion simple.

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -186.07 KNm$$

$$D = 150cm.$$

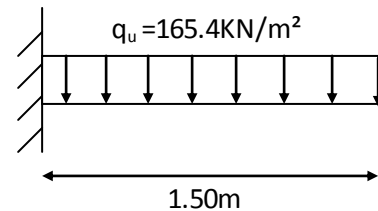


Figure VI.4. Schéma statique du débord

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 Résumé des résultats de ferrailage

$q_u(KN/m^2)$	M_u (KNm)	$A_{calculé}$ (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	N^{barres}	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	$A_r(cm^2)$	$A_r^{adop}(cm^2)$
165.4	186.07	22.01	3.26	8HA16+4HA14	22.24	7.41	7HA12=7.92

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

Sachant que : $V_u = q_u \times l = 248.1KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.918 MPa < 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.3.5.1. Schéma de ferrailage :

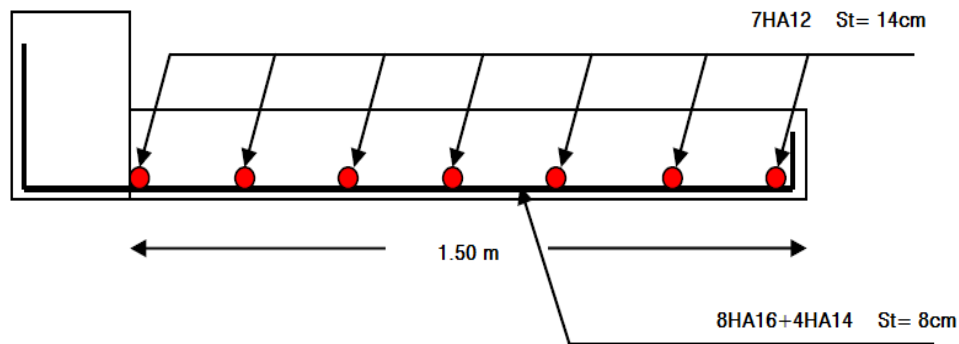


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du débord.

VI.2.3.6. Les nervures :

1) Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a la fissuration est préjudiciable.

On à $\rho = 0,68 \rightarrow$ La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Charge triangulaire :**

$$P = \frac{q_u * l_x}{3} \underline{\underline{Avec}} : P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.}$$

- **Charge trapézoïdale :**

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) * \frac{q_u * l_x}{2} \underline{\underline{Avec}} : P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale}$$

$$\begin{cases} q_u = 165.39 \text{ Kn/m} \\ q_s = 121.29 \text{ Kn/m} \end{cases}$$

2) Moments aux appuis :

$$M_a = - \frac{p_g * l'_g{}^3 + p_d * l'_d{}^3}{8,5 * (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

$$l' = \begin{cases} 1 & \text{Si: Travée de rive} \\ 0,8 * l & \text{Si: Travée de intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0,15 * M_0$ Et : $M_0 = \frac{q * l^2}{8}$

3) Moments en travées :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g * \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d * \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q * x}{2} * (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q * l}$$

M_g ; M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement

- Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_g = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) * \frac{q_u * l_g}{2} \\ P_d = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) * \frac{q_u * l_d}{2} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} P_1 = \frac{q_u * l_y}{3} \\ P'_1 = \frac{q_u * l_y}{3} \end{array} \right\}; \quad P = P_g + P_d$$

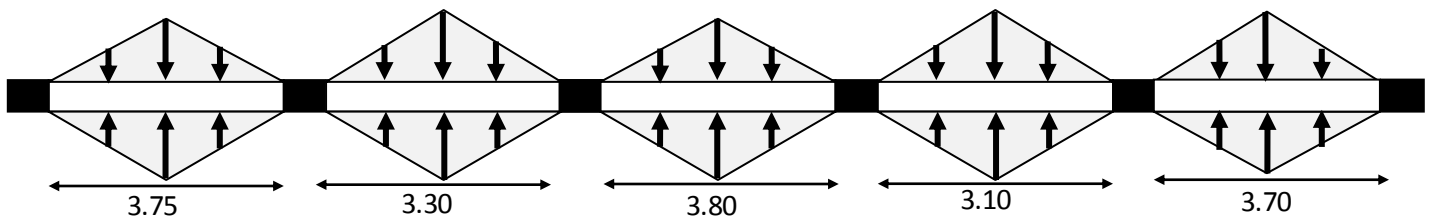


Figure.VI.6. Sollicitations sur les nervures dans le sens x – x.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.5. Sollicitations de la nervur dans le sens x – x à l'ELU.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (Kn/m)	M _a (Kn.m)		X (m)	M _t (Kn.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.75	3.75	413.475	-109.02	-524.70	1.607	424.81
B-C	3.30	2.64	363.858	-524.70	-382.48	1.768	44.263
C-D	3.80	3.04	418.988	-382.48	-361.99	1.913	384.071
D-E	3.10	2.48	341.806	-361.99	-492.63	1.427	-14.12
E-F	3.70	3.70	407.962	-492.63	104.72	2.107	412.92

Tableau.VI.6. Sollicitations de la nervur dans le sens x – x à l'ELS.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (Kn/m)	M _a (Kn.m)		X (m)	M _t (Kn.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.75	3.00	303.225	-79.95	-384.79	1.607	311.54
B-C	3.30	2.64	266.838	-384.79	-280.49	1.768	32.46
C-D	3.80	3.04	307.268	-280.49	-265.47	1.913	281.66
D-E	3.10	2.48	250.666	-265.47	-361.27	1.427	-10.36
E-F	3.70	2.96	299.182	-361.27	-76.8	2.107	302.82

- Sens y-y :

$$\begin{cases} P_1 = \frac{q_u * l_y}{3} \\ P'_1 = \frac{q_u * l_y}{3} \end{cases}; P = P_g + P_d$$

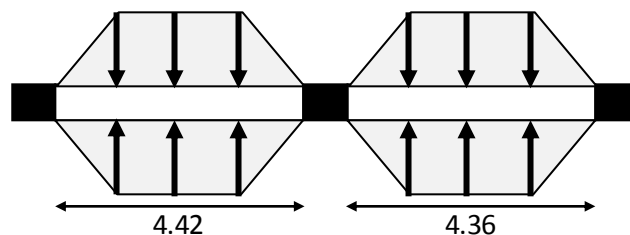


Figure.VI. 7. Sollicitations sur les nervures dans le sens y – y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.7. Sollicitations de la nervur dans le sens y – y à l'ELU.

Travée	l _y (m)	l' _y (m)	P(Kn/m)	M _a (Kn.m)		X (m)	M _t (Kn.m)
				M _g	M _d		
A-B	4.36	4.36	561.235	-200.04	-1286.65	1.736	645.60
B-C	4.42	4.42	573.318	-1286.65	-210.01	2.635	703.49

Tableau.VI. 8. Sollicitations de la nervur dans le sens y – y à l'ELS.

Travée	l _y (m)	l' _y (m)	P (Kn/m)	M _a (Kn.m)		X (m)	M _t (Kn.m)
				M _g	M _d		

A-B	4.36	4.36	411.586	-146.70	-943.58	1.736	473.45
B-C	4.42	4.42	420.447	-943.58	-154.01	2.635	515.91

4) Les sollicitations maximales dans les deux sens :

Tableau.VI. 9. Sollicitations maximales dans la nervur dans les deux sens.

	ELU		ELS	
	M_a (Kn.m)	M_t (Kn.m)	M_a (Kn.m)	M_t (Kn.m)
x-x	-524.70	424.81	384.79	311.54
y-y	-1286.65	703.49	-943.58	515.91

VI.2.3.6.1 Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

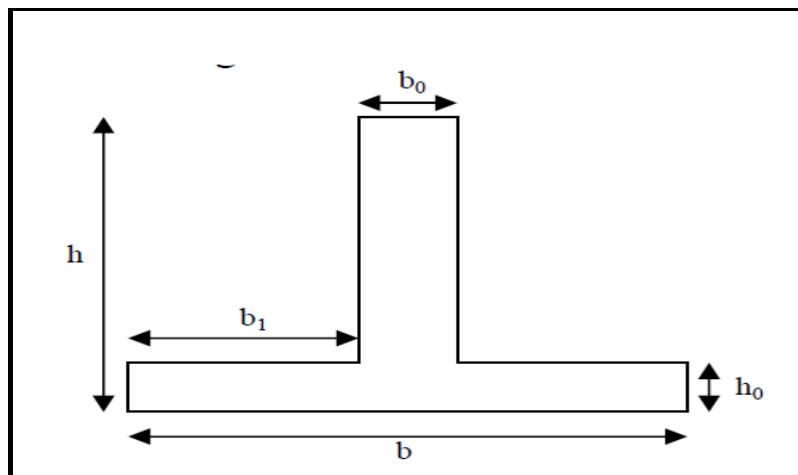


Figure.VI. 8. Section à ferrailer.

$h = 0.70\text{m}$; $h_0 = 0,50\text{m}$; $b_0 = 0,45\text{m}$; $d = 0,63\text{m}$.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{10}; \frac{l_y}{2}\right) \rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{3.80}{10}; \frac{4.42}{2}\right) \rightarrow b_1 \leq \min(0,38\text{ m}; 2.21\text{ m})$$

Soit : $b_1 = 0,38 \text{ m}$

Donc : $b = 2 * b_1 + b_0 \rightarrow b = 1.25 \text{ m}$

Le moment équilibré par la table de compression

Tableau.VI.10. *type de section à ferrailer.*

	Localisation	M_u (Kn. m)	M_{Tu} (Kn. m)	La section à ferrailer
x-x	Travée	424.81	3718.75	Calcul d'une section rectangulaire $b*h$
	Appui	524.7	/	Calcul d'une section rectangulaire b_0*h
y-y	Travée	703.49	3718.75	Calcul d'une section rectangulaire $b*h$
	Appui	1286.65	/	Calcul d'une section rectangulaire b_0*h

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.11. *Résumé de Ferrailage de la nervure.*

	Localisation	M_u (Kn. m)	A_{min} (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
x-x	Travée	424.81	6.90	9.82	4HA12+ 8HA14=16.84
	Appui	524.70	6.90	12.20	12HA14=18.47
y-y	Travée	703.49	6.90	16.51	12HA16=24.13
	Appui	1286.65	6.90	31.22	8HA20+ 4HA25=44.77

5) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 * f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

Tableau.VI.12. *Vérification de l'effort tranchant.*

Sens	V_u (Kn)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Observation
x-x	657.32	1.15	2,5	Vérifiée
y-y	1408.114	2.46	2,5	Vérifiée

6) Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{sc} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_{sc} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}\right)$$

Tableau.VI.13. Vérifications à l'ELS.

		M (Kn.m)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{sc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{sc}$ (Mpa)
Sens x-x	Travée	311.54	3.79	196.73	15	201,63
	appui	384.79	4.36	180.04	15	201,63
Sens y-y	Travée	515.91	5.29	186.93	15	201,63
	appui	943.58	7.62	190.12	15	201,63

7) Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{130}{35}; \frac{45}{10}; 1,6\right) = \min(3,71; 4,5; 1,6)$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

8) Espacement :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 * \phi_l^{\min}\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{130}{4}; 12 * 1,6\right) \rightarrow S_t \leq \min(32,5; 19,20)$$

Soit :

$S_t = 15 \text{ cm}$

VI.2.3.6.2. Schéma de ferrailage des nervures :

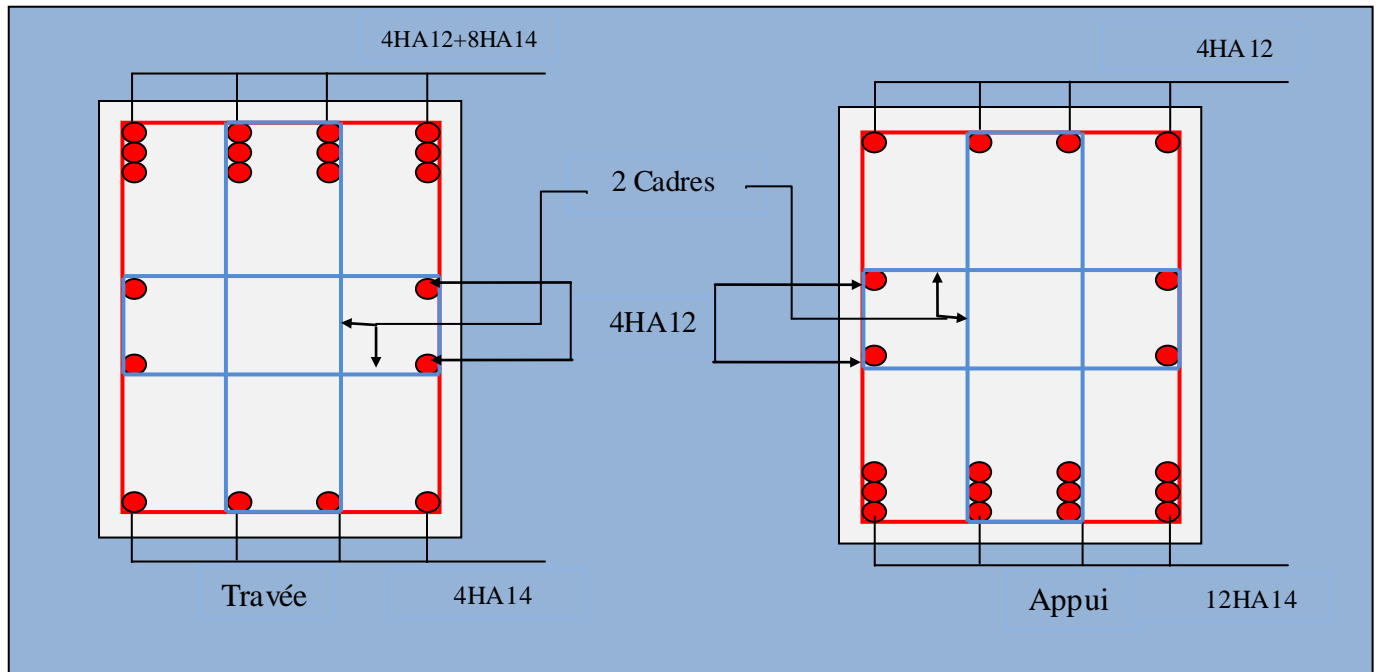


Figure.VI. 9.Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens $x - x$.

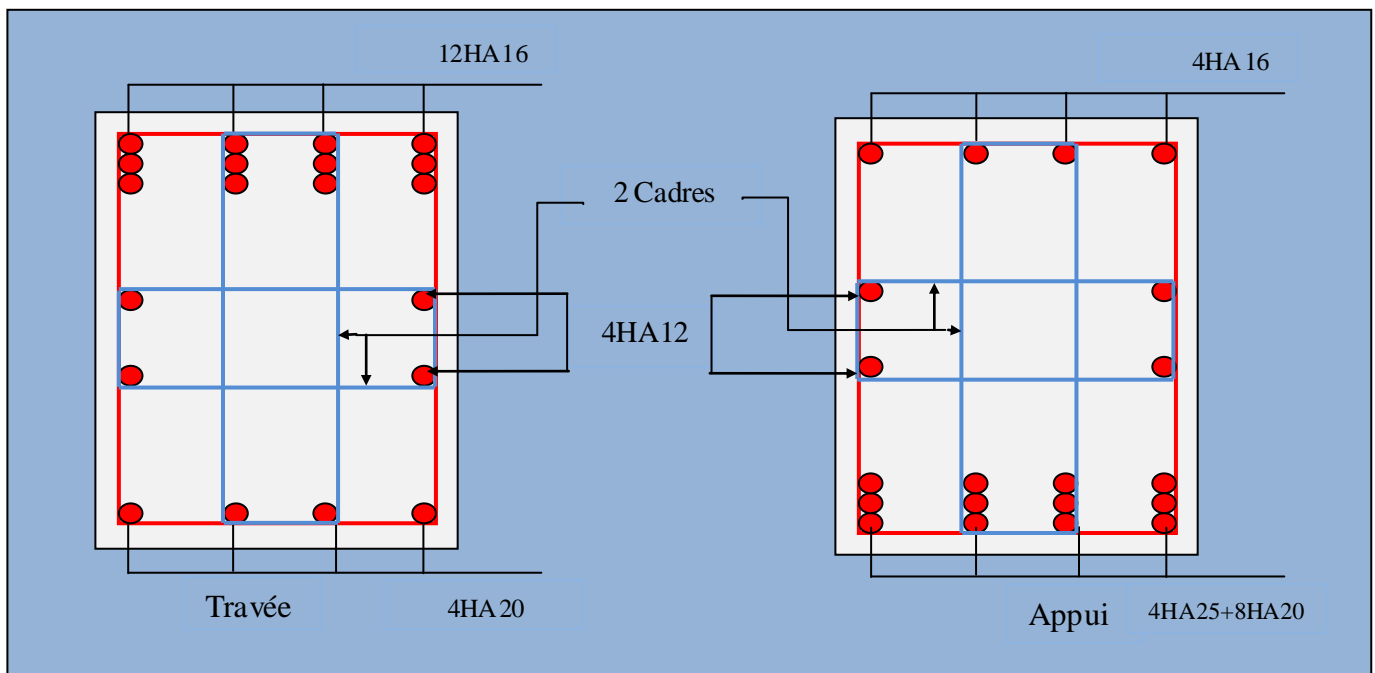


Figure.VI. 7.Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens $y - y$.

VI.3.Voile périphérique :

VI.3.1. Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et au niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.3.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=6.74$ m
- La longueur $L=3.97$ m
- L'épaisseur $e=20$ cm

3).Caractéristiques du sol :

- Le poids volumique des terres sèches $\gamma_h = 18 \text{KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 19.11^\circ$
- La cohésion $C=0.91 \text{KN}/\text{m}^2$

4). Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - (2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 6.74 \times (18 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{19.11}{2})) - (2 \times 0.91 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{19.11}{2})) = 60.18 \text{KN} / \text{ml}$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{KN}/\text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 5.06 \text{KN}/\text{m}$$

VI.3.2.1.1. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

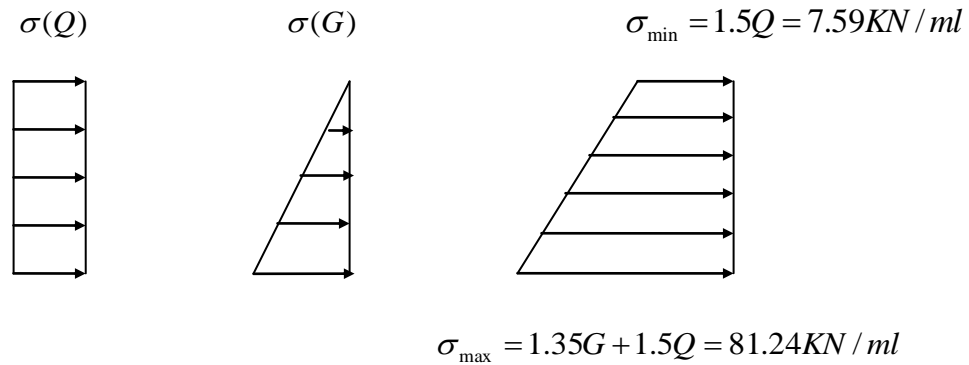


Figure. VI.11 : Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 62.82 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ml} = 62.82 \text{KN} / \text{ml}$$

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

$$L_x = 3.97 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 6.74 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.58 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.92 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0851 \\ \mu_y = 0.2703 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 84.25 \text{KN.m}$$

$$M_{oy} = 22.77 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_{oy} = 71.61 \text{KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_{ox} = 19.35 \text{KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.3 * M_{ox} = 27.27 \text{KN.m}$$

$$A_{\min} = 0.1\% * b * h \quad \text{Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{\min} = \frac{0.1 * 20 * 100}{100} = 2.00 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau VI. 14 : Section d'armatures du voile périphérique

	sens	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	St (cm)
travée	xx	2	13.41	4HA14+4HA16=14.2	12.5
	yy	2	3.35	5HA12=5.65	20
Appui	xx et yy	2	4.41	5HA10= 3.93	25

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

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 * f_{c28} ; 3 \text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 83.13 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 163.53 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.908 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

a) A l'ELS :

$$\sigma_{\min} = 1 * Q = 5.06 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 * G = 60.18 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 46.4 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 46.4 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0897 \\ \mu_y = 0.4456 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 35.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 16.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 30.59 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 13.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 10.79 \text{ KN.m}$$

b) Vérification des contraintes :

b. 1. 1) Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} .$$

b. 1. 2) Contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée nuisible.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 * \frac{f_e}{3}, 110\sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau VI.15 : vérification des contraintes pour le voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	X-X	14.91	6.23	145.71	Vérifiée
	Y-Y	13.13	3.84	155.96	Vérifiée
Appuis	X-X et Y-Y	8.77	3.50	175.10	Vérifiée

VI.3.3. Schéma de ferrailage du voile périphérique :

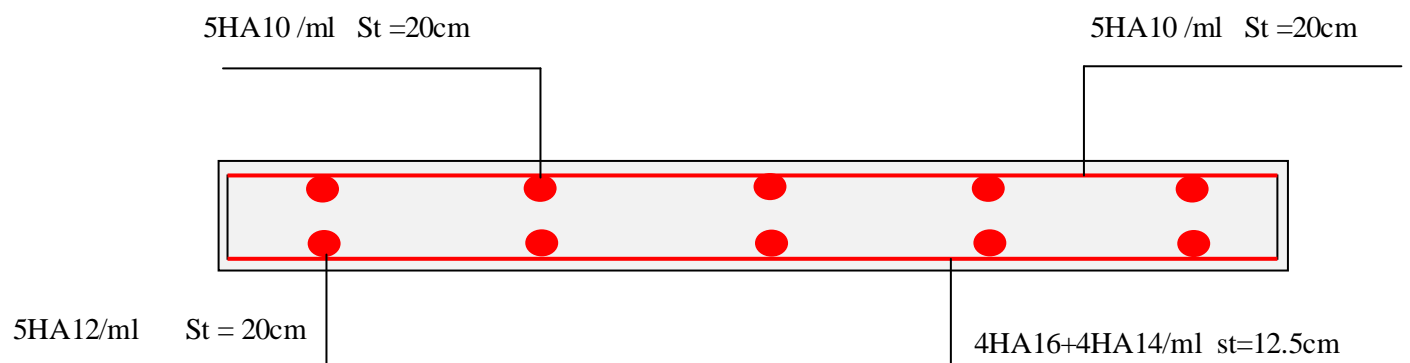


Figure VI.12 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.4. 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 des caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre cas on a opté pour un radier nervuré, après avoir vérifié les semelles isolées et filantes qui ne convenaient pas à notre structure à cause du chevauchement.

Deux voiles périphériques sont prévus pour supporter l'action de pousser des terres exercées sur les sous sol.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce travail qui consiste en l'étude d'un bâtiment à ossature mixte (voile-portique), est une expérience qui a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation et d'application du logiciel de calcul (SAP 2000).

Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en Génie Civil en tenant compte des règlements en vigueur, nous a incité à nous documenter d'avantage.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- ✓ La résistance
- ✓ La durabilité
- ✓ L'économie

Cette étude a aussi permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus universitaire, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, nous avons :

- La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les plans architecturaux.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Les sections des poteaux choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles-portiques.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames.

BIBLIOGRAPHIE

R.P.A 99/ version2003 (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48, 1999/ver2003)

BAEL91 modifié 99 et DTU associés. (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris
Jean-Pierre Mougine, BETON armé.

C.B.A93 (Code du béton armé DTR-BC 2.41, 1993)

DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989)

DTR B.C.2.33.1 (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)

Autres documents consultés :

Cahier de cours de cursus.

Logiciels utilisés :

SAP 2000/Version 14

SOCOTEC

Autocad 2010.

ANNEXE I

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	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 II
Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE III

Caractéristiques générales

Installation	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T3)	50-60 Hz	collective (descenderie sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture centrale trafic intense)
Nombre de faces de service	simple accès	Phases automatiques	
Distance min entre niveaux	255 cm		

Hauter. sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	360	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	360	180	420	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	420	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	45	117	28	67	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	160 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	3500	1500
490	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	3500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	30000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100	52	127	28	73	36	30000	11000	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	280	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	290	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100	52	127	28	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	280	480	220	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	540	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	440	260	430	200	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590	520	260	480	220	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000



Symbolisé par le Comité National de l'Ascenseur pour la désignation des Handicaps
 (utilisant l'emploi de l'OUTE Les appareils sont conformes à la Norme NF F 81-20) et
 accessibles aux handicapés directs et indirects (voir page 120)

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le cadre d'un document général
 et les données ci-dessus sont à titre d'information. Elles peuvent varier en fonction
 de votre configuration et de votre correspondance technique.

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course max. en m	Dimensions de cabine		Passage libre de portq	Dimensions de puits		Profondeur de cuvette		
					BK x TK x HK	BT x HT		BS x TS	D1 HSG	D2 HSG		
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140			
			Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140		
			ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140		
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160			
			ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160		

800 10 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140			
			Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140		
			ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140		
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160			
			ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160		

1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140			
			Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140		
			ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140		
	1,60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160			
			ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160		
			Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220		
	2,50	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220			
			31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220			
			31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220			

1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160			
			ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160		
			1,60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160	
	ACVF	18	50		195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160			
	2,50	Dy MV	28		80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220		
	TD 2		31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220			
	31		80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220				

1600 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160			
			ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160		
			1,60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	
	ACVF	18	50		195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160			
	2,50	Dy MV	28		80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220		
	TD 2		31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220			
	31		80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220				
	4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320				
			31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320				
			31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320				

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres. (1) Entrainement 2 v = 2 vitesse, Dy S = Dynalift 5 vitesse continue de vitesse, ACVF = variation continue de fréquence, Dy MV = Dynalift 5 vitesse continue de vitesse, TD 2 = Traction 2. Les dimensions de cabine et de hauteur sont données sans les portes. Les dimensions de puits et de hauteur de cuvette sont données sans les portes. La puissance est calculée suivant le norme CEI 60909-1. Les dimensions de puits et de hauteur de cuvette sont données sans les portes.

ANNEXE IV

$$p = 0,9$$

$\frac{z}{l}$ \ $\frac{y}{l}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
<i>Valeurs de M_1</i>	0,0	—	0,254	0,187	0,154	0,131	0,115	0,102	0,090	0,081	0,073	0,067
	0,1	0,302	0,235	0,183	0,152	0,130	0,114	0,101	0,089	0,080	0,073	0,067
	0,2	0,260	0,214	0,175	0,148	0,128	0,112	0,099	0,088	0,079	0,072	0,066
	0,3	0,227	0,196	0,164	0,142	0,124	0,109	0,097	0,086	0,078	0,070	0,065
	0,4	0,202	0,178	0,153	0,134	0,118	0,105	0,093	0,083	0,075	0,068	0,063
	0,5	0,181	0,160	0,141	0,126	0,113	0,100	0,089	0,080	0,073	0,066	0,060
	0,6	0,161	0,146	0,130	0,118	0,106	0,095	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057
	0,7	0,144	0,133	0,121	0,110	0,098	0,088	0,079	0,072	0,065	0,058	0,054
	0,8	0,132	0,123	0,113	0,102	0,092	0,083	0,074	0,067	0,061	0,055	0,049
	0,9	0,122	0,114	0,103	0,093	0,084	0,076	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046
	1,0	0,112	0,102	0,093	0,084	0,075	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046	0,042
<i>Valeurs de M_2</i>	0,0	—	0,310	0,200	0,167	0,149	0,134	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081
	0,1	0,253	0,208	0,173	0,151	0,136	0,123	0,110	0,099	0,089	0,081	0,074
	0,2	0,202	0,175	0,152	0,137	0,123	0,110	0,100	0,089	0,082	0,074	0,067
	0,3	0,167	0,150	0,135	0,123	0,110	0,099	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061
	0,4	0,143	0,132	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061	0,056
	0,5	0,128	0,118	0,108	0,097	0,088	0,080	0,073	0,067	0,062	0,056	0,051
	0,6	0,114	0,106	0,096	0,087	0,079	0,073	0,067	0,062	0,056	0,052	0,047
	0,7	0,102	0,094	0,086	0,078	0,073	0,067	0,062	0,057	0,052	0,047	0,043
	0,8	0,090	0,083	0,077	0,072	0,066	0,062	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038
	0,9	0,081	0,076	0,071	0,066	0,061	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038	0,035
	1,0	0,073	0,069	0,065	0,060	0,055	0,050	0,047	0,043	0,038	0,035	0,032