

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de Recherche Scientifique
Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de génie civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vu d'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Option: Matériaux et Structures

Thème:

**Étude d'un bâtiment (R+9+Duplex+sous sol) à usage
d'habitation contreventé par un système mixte (voile-portique)**

Présenté par:

M^{elle} SASSI Linda

M^{elle} BEDJAOUI Souhila

M^{elle} SAICHE Zouina

Encadré par:

Mr M.BOUZEROURA

Jury:

Mr N.CHELOUAH

M^{me} S.ATTIL

Promotion: 2012/2013

Remerciement

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

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

Nos plus grands remerciements vont à notre promoteur Mr BOUZEROURA, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin tout au long de ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Sans oublier le maitre Mr MADANI WALID, pour ces conseils.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail, à la mémoire de mon très cher père.

A ma très chère mère : MALIKA

A mes très chers frères: IDRIS et AISSA

A mes chères sœurs et leurs familles

A ma grand-mère

À mes tantes et mes oncles

À mes cousins et cousines

A mes binômes (Zouina et Souhila) et leurs familles

*Et a tous mes amies, et tous ceux qui me connais de prêt ou de
loin.*



Dédicace

*Je dédie ce travail a mes très chères parent qui on été toujours
la pour me soutenir.*

À ma grand-mère

À mes frères: CHABANE et SALIM

À mes sœur: ROZA et ZAHIA

À mes tantes: MEZHOURA et NOUARA

À mes cousins et cousines

Amon gendre MOUHAND

À mes meilleur amis: SONIA, IMENE, SOUAD, OURIDA,

ABD ESSALAM, ma cousine FAHIMA.

À mes binômes (LINDA et SOUHILA) et leurs familles

Et à tous ceux qui me sont chers.



Dédicace

*Je dédie ce travail a mes très chères parent qui on été toujours
la pour me soutenir.*

À mon très cher frère: NOURI.

À mes chers frères: FAOUZI, KADER, MASSI et MATOUB.

À mes chères sœurs: MOUFIDA, AMEL, SAMIHA et MICHA.

À mes tantes et mes oncles.

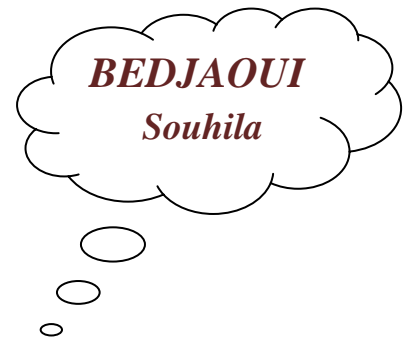
À mes cousins et cousines.

À mes amis (es), surtout ZAHRA et NABILA.

À mes binômes (LINDA ET ZOUINA) et leurs familles.

A tous les étudiants (es)de génie civil.

Et à tous ceux qui me sont chers.



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
fe : 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_{lim} : 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.

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

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

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.

Liste des figures

CHAPITRE I

Figure I.1 Diagramme des déformations limites (ELU)	5
Figure. I.2 Diagramme contraintes-déformation	11
Figure I.3. Diagramme de contrainte-déformation	14

CHAPITRE II

Figure II.1 : Disposition des poutrelles	16
Figure II.2 : schéma d'une poutrelle	17
Figure II.3. Disposition des poutrelles	18
Figure II.4. panneau D ₁	19
Figure II.5. Panneau D ₂	19
Figure II.6 .panneau D ₃	20
Figure II.7. panneauD ₄	20
Figure II.8. Vue en plan du 1 ^{er} type d'escalier (EC)	21
Figure II.9. Vue en plan du 2 ^{ème} type d'escalier	22
Figure II.10. Vue en plan du 2 ^{ème} type d'escalier	23
Figure II.11. Schéma statique du 2 ^{ème} type d'escalier	23
Figure II.12. Coupe de voile en élévation	26
Figure II.13. Hauteur libre d'étage	27
Figure II.14 .Repérage des poteaux pour la descente de charge	31
Figure II.15. Surface afférente pour N1	32
Figure II.16. Surface afférente pour N2	32
Figure II.17. Surface afférente pour N3→N12	34
Figure II.18. Surface afférente pour N3→N12	38
Figure II.19. Section brute (B _r)	46

CHAPITRE III

Figure III.1. schéma statique de la poutrelle type 5	51
Figure III.2. schéma statique de la poutrelle type 4	55
Figure III.3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	73

Figure III.4. Dalle sur 4 appuis	74
Figure III.5. Section de la dalle pleine a ferrailée	75
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis	80
Figure III.7. Dalle sur 3 appuis	81
Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis	84
Figure III.9. Dalle sur 2 apuis	85
Figure III.10. Schéma statique de la console	85
Figure III.11. schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis	87
Figure III.12. Dalle sur un appui	87
Figure III.13. Schéma statique de la console	87
Figure III.14. schéma de ferrailage de la dalle pleine sur un appui	89
Figure III.15. Schéma statique d'escalier type I	89
Figure III.16. Section de calcul	90
Figure III.17. Schémas du ferrailage de l'escalier type I	94
Figure III.18. Schéma statique de palier intermédiaire	94
Figure III.19. Schéma de ferrailage de palier intermédiaire (dalle sur un seul appui)	96
Figure III.20. Schéma statique de la poutre paliers	96
Figure III.21. Section creuse équivalente	98
Figure III.22. Schéma ferrailage de la poutre palière de type1	100
Figure III.23. Schéma statique d'escalier type II	100
Figure. III.24. Schéma du ferrailage de l'escalier type II	103
Figure III.25. Schéma statique de la poutre palière	104
Figure III.26. Schéma ferrailage de la poutre palière de type II	106
Figure III.27. Schéma statique d'escalier type III	107
Figure III.28. Schéma de ferrailage d'escalier type III (volée 1)	110
Figure III.29. Schéma ferrailage d'escalier type III (volée 1)	110
Figure III.30. Schéma statique de la poutre brisée	111
Figure III.31. Schéma ferrailage de la poutre brisée	113
Figure.III.32. cage de l'ascenseur	113
Figure.III.33. Schéma représentant la surface d'impact	117
Figure III.34. Vue en coupe du ferrailage de la dalle	122
Figure III. 35. Schéma de ferrailage de la dalle	122

CHAPITRE IV

Figure IV.1. Spectre de réponse	128
Figure IV.2. disposition des voiles	129
Figure IV.3. 1 ^{er} mode de déformation (translation selon x-x)	131
Figure IV.4. : 2 ^{ème} mode déformation (translation selon y-y)	131
Figure IV.5. 3 ^{ème} mode de déformation (torsion autour z-z)	132

CHAPITRE V

Figure V.1. Dispositions constructives des portiques	139
Figure V.2. Zone nodale	148
Figure V.3. Schéma de ferrailage du voile V_{x1}	169

CHAPITRE VI

Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée	171
Figure VI.2. Semelle filante	172
Figure VI.3. Schéma du poinçonnement	174
Figure VI.4. : Schéma de rupture de dalle de radier	177
Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier	180
Figure VI.6. Schéma statique du débord	180
Figure VI.7. Schéma de ferrailage du débord	181
Figure VI.8. Section à ferrailer	184
Figure VI.9. Section à ferrailer	185
Figure VI.10. Diagramme des contraintes	189
Figure VI.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique	193

Liste des tableaux

CHAPITRE II

Tableau II.1. Évaluation des charges sur la toiture	28
Tableau II.1. Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant	28
Tableau II.2. Évaluation des charges dans les dalles pleines	29
Tableau II.4. Évaluation des charges dans les murs extérieurs	29
Tableau II.5. Évaluation des charges dans les murs intérieurs	29
Tableau II.6. Évaluation des charges sur la volée1	30
Tableau II.7. Évaluation des charges sur la volée	30
Tableau II.8. Évaluation des charges sur le palier	30
Tableau II.9 Descente de charge du poteau P3	34
Tableau II .10 Descente de charge du poteau P1	37
Tableau. II.11. Descente de charge du poteau P2	41
Tableau II.12. Récapitulation des résultats	44
Tableau II.13. Résultat de vérification a la compression simple	45
Tableau II.14. Résultat de vérification au flambement	46
Tableau II.3. vérification de l'effort normal réduit	47

CHAPITRE III

Tableau III.1. Différent type de poutrelles	49
Tableau III.2. Charges et surcharges revenant aux poutrelles	52
Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU	58
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS	58
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU	59
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS	59
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU	60
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS	60
Tableau III. 9. Les sollicitations maximales	60
Tableau III.10. calcul des sections d'armatures des poutrelles	70
Tableau III.11. armatures longitudinales et transversales adoptées	70
Tableau III.12. vérification des armatures longitudinale au cisaillement	70

Tableau III.13. vérification des états limite de compression du béton	71
Tableau III.14. vérification des états limite de déformation	71
Tableau III.15. schéma de ferrailages des poutrelles	72
Tableau III.16. Choix des armatures	77
Tableau III.17. Vérification d'état limite de compression du béton	77
Tableau III.18. vérification des états limite de déformation	79
Tableau III.19. calcul des sollicitations	81
Tableau III.20. calcul du ferrailage	82
Tableau III.21. Choix des armatures	82
Tableau III.22. Vérification d'état limite de compression du béton	83
Tableau III.23. Vérification de la flèche	84
Tableau III.24. calcul du ferrailage	86
Tableau III.25. Vérification d'état limite de compression du béton	86
Tableau III.26. calcul du ferrailage	88
Tableau III.27. Vérification d'état limite de compression du béton	88
Tableau III.28. Résumé des résultats de ferrailage	90
Tableau III.29. Vérification de la flèche	93
Tableau III.30. Calcul de ferrailages	95
Tableau III.31. Les sollicitations de la poutre palière	97
Tableau III.32. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	97
Tableau III.33. Les sollicitations	101
Tableau III.34. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	101
Tableau III.35. Vérification de cisaillement	102
Tableau III.36. Vérification d'état limite de compression du béton	102
Tableau III.37. Vérification de la flèche	103
Tableau III.38. Les sollicitations de la poutre palière	104
Tableau III.39. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	104
Tableau III.40. Calcul des armatures transversales	106
Tableau III.41. Les sollicitations	107
Tableau III.42. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	107
Tableau III.43. Vérification de cisaillement	108
Tableau III.44. Vérification d'état limite de compression du béton	109
Tableau III.45. Vérification de la flèche	109

Tableau III.46. Les sollicitations	111
Tableau III.47. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (cas d'une charge répartie)	115
Tableau III.48. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (cas d'une charge concentrée).	119

CHAPITRE IV

Tableau IV.1. Modes et périodes de vibration et taux de participation massique	130
Tableau IV.2. Vérification sous charges verticales	132
Tableau IV.3. Vérification sous charges horizontales	133
Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques	134
Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques	134
Tableau IV.6. Vérification des déplacements	135
Tableau IV.7. Vérification de l'effet P- Δ	136

CHAPITRE V

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires	141
Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles	143
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	143
Tableau V.4. État limite de compression du béton	144
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres	144
Tableau V.6. Section de ferrailage des poutres	145
Tableau V.7. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	146
Tableau V.8. Sollicitations dans les poteaux	149
Tableau V.9. Calcul des armatures longitudinales	151
Tableau V.10. Calcul des armatures transversales	152
Tableau V.11. Vérification du flambement pour les poteaux	154
Tableau V.12. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	155
Tableau V.13. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	156
Tableau V.14. Ferrailage des poteaux	156
Tableau V.15. Les moments résistants dans les poteaux	158
Tableau V.16. Les moments résistants dans les poutres	159
Tableau V.17. : Vérification des zones nodales	159
Tableau V.18. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1}	162
Tableau V.19. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1}	164

Tableau V.20. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2}	165
Tableau V.21. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1}	166
Tableau V.22. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2}	166
Tableau V.23. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3}	167
Tableau V.24. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y4}	168
Tableau V.25. Ferrailage des voiles de la cage d'ascenseur	169

CHAPITRE VI

Tableau VI.1. Section des armatures du radier	178
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	179
Tableau VI.3. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	179
Tableau VI.4. Résumé des résultats	180
Tableau VI.5. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	181
Tableau VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal	184
Tableau VI.7. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale	184
Tableau VI.8. Résumé des résultats (ferrailage des nervures)	185
Tableau VI.9. Résumé des résultats de ferrailage	185
Tableau VI.10. Vérification de l'effort tranchant	186
Tableau VI.11. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	186
Tableau VI.12. Nouvelles vérification des contraintes	187
Tableau VI.13. Schéma de ferrailage des nervures	188
Tableau VI.14. Sections des armatures du voile périphérique	190

SOMMAIRE

Notations et symboles	
Introduction générale	1
CHAPITRE I .GENERALITES	
I.1. Introduction	2
I.2. Présentation du projet.	2
I.3. localisation du projet	2
I.5. Rapport géotechnique du sol	2
I.6 Définitions des éléments de l’ouvrage.	3
I.7. Indication generale sur les règles BAEL	3
I.8. Actions et sollicitations	7
I.9 Les matériaux de construction	9
CHAPITRE II. PRE DIMENSIONNEMENT	
II.1. Introduction	16
II. 2. Pré dimensionnement des éléments secondaires	17
II.3.Pré dimensionnement des éléments principaux	24
II.4. Evaluation des charges et surcharges	28
II.5.Descente de charge	31
II.6.Vérification	44
II.7.Conclusion	47
CHAPITRE III .CALCUL DES 2LEMENTS SECONDAIRES	
III.1. étude des planchers	48
III.2. Calcul dalles pleines	74
III.3. Etude des escaliers	89
III.4. l’etude de l’ascenseur	113
CHAPITRE IV .ETUDE SISMIQUE	
IV.1. Introduction	123
IV. 2. Méthodes de calcul	124
IV.3.Interpolation des résultats de l’analyse dynamique	132

IV.4. Conclusion	137
CHAPITRE V .ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
V.1. Introduction	138
V.2. étude des poteaux	138
V.3. étude des poutres	147
V.4. étude des voiles	160
V.5. Conclusion	169
CHAPITRE VI .ETUDE DES FONDATIONS	
VI.1. Introduction	170
VI.2. Choix du type des fondations	170
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer	170
VI.4. Etudes des fondations	171
VI.5. Voile périphérique	188
VI.6. Conclusion	193
CONCLUSION GENERALE	195
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	
ANNEXE	

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le **séisme** nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de **mauvaises** dispositions constructives ou des **malfaçons** d'exécutions.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le **comportement dynamique** de la structure afin de mieux prévoir sa **réponse sismique** à un niveau d'accélération donnée.

En effet, **l'ingénieur du génie civil** est directement lié à la réalisation des édifices de manière à préserver la **sécurité** des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver **résistance** et **l'économie** (en tenant compte du coût de réalisation).

Pour cela les différentes **études** et **règlements** préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne répartition des efforts.

Le choix d'un **système de contreventement** est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique du site, pour cela, les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux **règles parasismiques**.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R+9+Duplex+sous sol) qui regroupe commerces et logements d'habitation, contreventé par un système **mixte** (voile-portique).

Dans notre étude, en plus du calcul **statique** qui fera l'objet des trois premiers chapitres, nous allons nous intéresser dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon **comportement dynamique** par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la **bonne disposition** est retenue, la structure est soumise au **spectre** de calcul du **Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003)**. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre V. Le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre VI.

I.1. Introduction:

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est l'un des bâtiments du projet 82 logements promotionnels en **R+9+duplex+sous sol** à usage mixte (commerce et habitation). Il est implanté dans la wilaya de Bejaïa (AKBOU) qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le **RPA 99** (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).

I.3. Localisation du projet:

Le projet est implanté sur un site qui est situé sur un flanc de la rive gauche d'un oued, à proximité de la cité 130 logements à Akbou.

I.4. Caractéristiques géométriques:

La structure a comme dimensions:

Hauteur total du l'ouvrage	39.12
Hauteur du RDC	3.40
Hauteur du duplex	3.06
Hauteur du sous sol	3.40
Hauteur d'étage	3.06
La longueur du l'ouvrage(L_x)	23.40
La largeur du l'ouvrage(L_y)	14.40

I.5.Rapport géotechnique du sol:

- Le site est constitué par une couverture végétale reposant sur des colluvions compactes.
- Les caractéristiques géotechniques à prendre en compte pour la construction des voiles ou des murs de soutènements sont:
 - $Q_{adm} = 1.8 \text{ bars}$
 - $\gamma_h = 2 \text{ t/m}^3$
 - $\varphi = 20^\circ \text{ à } 35^\circ$
 - $C = 0 \text{ bars}$

I.6.Définitions des éléments de l'ouvrage:

I.6.1.Ossature:

En se référant au RPA 99/2003, que pour toutes les structures dépassants 14m en zone IIa, le contreventement doit être assuré par système comportant des voiles déposés dans les deux directions orthogonales de la structure.

I.6.2.Les planchers:

Tous les planchers des étages seront réalisés en corps creux et les balcons, la dalle de l'ascenseur, les paliers d'escalier et les loggias seront réalisés en dalle pleine.

I.6.3.La maçonnerie:

Elle est réalisée en briques creuses comme suit:

- Les murs extérieurs: ils seront réalisés en brique creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm.
- Les murs intérieurs: ils sont en simple parois réalisés en brique d'épaisseur 10cm

I.6.4.La terrasse:

Dans notre projet on a une toiture.

I.6.5. L'ascenseur:

C'est un élément mécanique, il sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages des bâtiments sans utiliser l'escalier.

I.6.6. Infrastructure:

Elle sera réalisé en béton armé et assure les fonctions suivantes:

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- Limiter les tassements et les déplacements horizontaux.
- Réaliser l'encastrement de la structure à la base.

I.7. Indication générale sur les règles de BAEL:**I.7.1. Définition de l'état limite:**

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

Il existe deux états limites :

I.7.1.1. État limite ultime (ELU):

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- État limite ultime de l'équilibre statique.
- État limite ultime de résistance.
- État limite ultime de stabilité de forme.

a. 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 :
 - En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$
 - En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

- 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)

b. Règles des trois pivots:

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig. 1.1). On distingue trois domaines :

- **Dans le domaine 1:** pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.
- **Dans le domaine 2:** pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- **Dans le domaine 3:** pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux $3/7$ de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

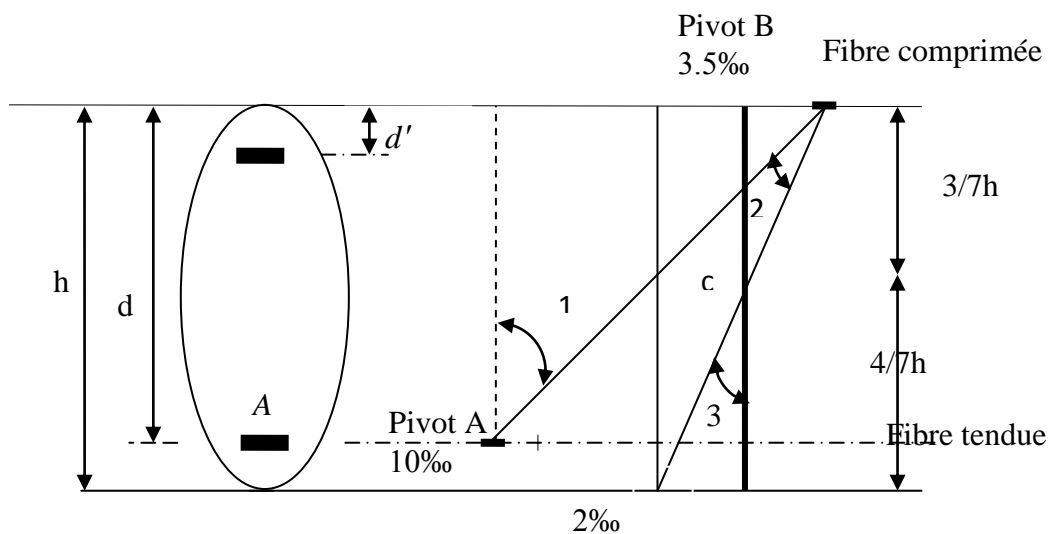


Figure I.1. Diagramme des déformations limites (ELU)

I.7.1.2.État limite de service(ELS):

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- État limite de service d'ouverture des fissures.
- État limite de service de déformation.
- État limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

a. Hypothèse de calcul à l'ELS:

- 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.7.2.Principe d'application des règles BAEL:

Le principe consiste à vérifier pour une section donnée, l'inégalité d'état limite : $S \leq S_{res}$ Avec :

S : sollicitations de calcul.

S_{res} : Sollicitations résistantes de calcul, les justifications font intervenir :

- Les résistances caractéristiques des matériaux, acier et béton (f_e , f_{c28})
- Les valeurs respectives des actions.
- Les combinaisons spécifiques aux états limites considérés.
- Les coefficients de sécurité (γ_s , γ_b)

I.8.Actions et sollicitations:**I.8.1.Définition des actions:**

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

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

On distingue :

I.8.1.1.Actions permanentes(G):

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et les liquides ou les déformations imposées à la structure.

I.8.1.2.Actions variables(Q):

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

I.8.1.3.Actions accidentelles(FA):

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,...etc.)

I.8.2.Les sollicitations:

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

I.8.2.1. Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU:

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q_1} Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i} Q_i$$

Ou:

$$\gamma_{Q_1} = 1.5 \text{ en général.}$$

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction,
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

I.8.2.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS:

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

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton,
- La fissuration du béton,
- La déformation des éléments.

I.8.2.3. Sollicitations accidentelles:

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \sum \psi_{21} \times Q_i$$

F_A : Valeur de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

I.8.3. Les combinaisons d'action:

(Article V.5.2) [4]

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \quad \text{uniquement pour les poteaux}$$

I.9. Les matériaux de construction:**I.9.1. Béton:****I.9.1.1. Définition:**

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

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 béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression,
- Une souplesse d'utilisation,
- Une bonne résistance aux feux,
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

I.9.1.2. Caractéristiques du béton:**a. 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 les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa (j} \leq 28 \text{jours)} \quad (\text{Art A.2.1.11}) [1]$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa (j} > 28 \text{jours)} \quad (\text{Art A.2.1.11}) [1]$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a :

$$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}.$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b. Résistance à la traction f_{ij} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{ij}) est conventionnellement définie par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

$$\text{Avec } f_{cj} \leq 60 \text{Mpa} \quad (\text{Art A.1.2.1.2}) [2]$$

Pour notre cas

$$f_{c28} = 25 \text{Mpa} \quad \text{Donc } f_{t28} = 2.1 \text{Mpa}$$

c. Contrainte limite à l'ELU:

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{Art A.4.3.4}) [1]$$

Avec:

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Avec:

$\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $> 24 \text{h}$.

$\theta = 0.9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.8$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $< 1 \text{h}$.

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 longtems maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

d. Contrainte limite à l'ELS:

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Art A.4.5.2}) [2]$$
e. Diagramme des contraintes-déformations:

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.

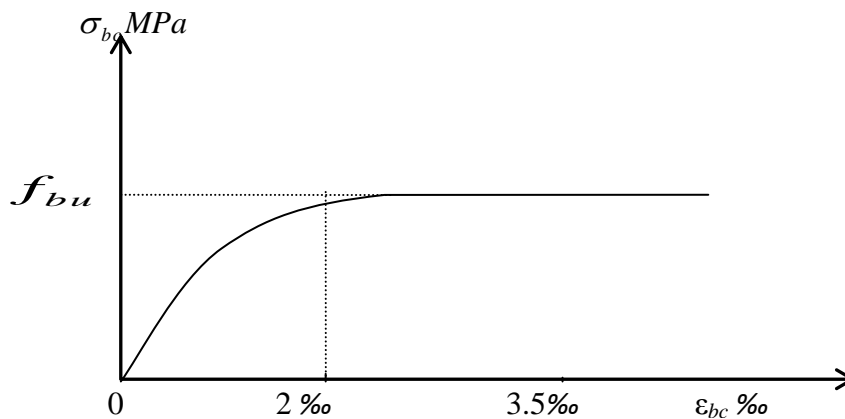


Figure I.2 Diagramme contraintes-déformation.

$$f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{situations accidentelles} \\ 1.50 & \text{situations durables} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1.00 & t > 24 \text{ heures} \\ 0.90 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures} \\ 0.85 & t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

Le diagramme (parabole rectangle) ci dessus 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 :

$2^0/00$: en compression simple ou en flexion composée avec compression.

$3.5^0/00$: en flexion simple ou composée.

Pour :

$$\begin{cases} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2^0/00 & f_{bc} = 0.25 \times f_{bc} \cdot 10^3 \times \varepsilon_{bc} \times (4 \cdot 10^3 \times \varepsilon_{bc}) \\ 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 & f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \times f_{c28}/\theta \times \gamma_b \end{cases}$$

f. 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 :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A.2.1.2.1})[2]$$

- 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 :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Pour : $f_{c28}=25\text{Mpa}$ on a: (Art A.2.1.2.2) [2]

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

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

g. Module de déformation transversale:

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par $G = E/2 (1 + \nu)$ et en simplifiant $G = 0,417 E$

h. 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 :

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

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases} \quad \text{(Art A.2.1.3)[2]}$$

i. 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 :

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

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

$\tau_{adm}=3.33\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm}=2.50\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration préjudiciable.

I.9.2.L'acier:

I.9.2.1.Définition:

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

I.9.2.2.Différents type d'aciers:

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

a. Les ronds lisses (RL):

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- $f_e=215\text{Mpa}$ (contrainte à la limite élastique).
- $f_u=330$ à 490Mpa (contrainte à la limite de rupture).
- $f_e=235\text{Mpa}$.
- $f_u=410$ à 490Mpa .

b. Les aciers à haute adhérence(HR):

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e=400\text{Mpa}$.
- Contrainte admissible : $\sigma_s=348\text{Mpa}$.
- Coefficient de fissuration : $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

c. Treillis soudés:

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e=500\text{Mpa}$.
- TL52 ($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e=520\text{Mpa}$.

I.9.2.3.Diagramme des contraintes-déformations:

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation(ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit :

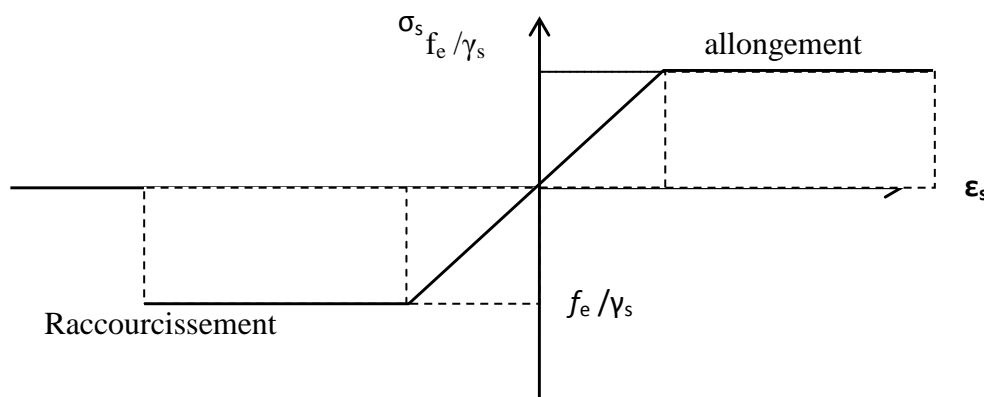


Figure I.3 Diagramme de contrainte-déformation

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire.

1.9.2.4. Contrainte limite des aciers:

État limite ultime : la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

État limite de service : on distingue les cas suivants :

Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad (\text{Art A.4.5.32}) [1]$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad (\text{Art A.4.5.32}) [1]$$

η : Coefficient de fissuration avec :

$\eta = 1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta = 1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.

$\eta = 1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

I.1.Introduction

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales: dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelles et les poutres.
- Sollicitations horizontales: dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement de chaque éléments de la structure est conforme au règlement BAEL 91, RPA 99(version 2003) et du CBA 93.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être chargés après vérifications dans la phase dimensionnement.

La transmission des charges se fait comme suit:

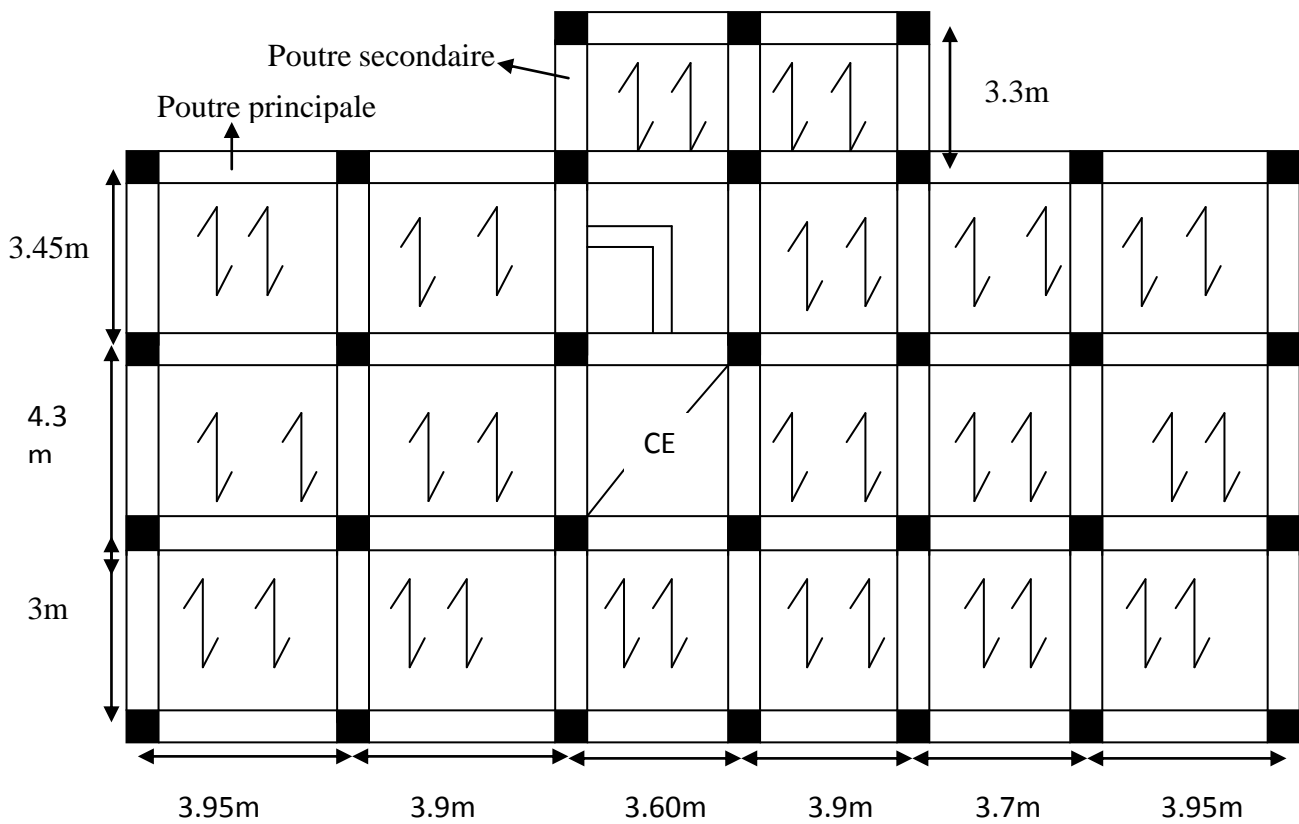
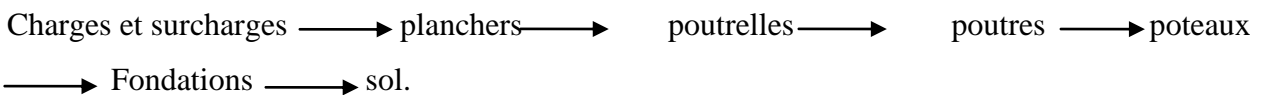


Figure II.1.Disposition des poutrelles

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1 les planchers

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Transmission des charges et surcharges.

Dans le cas de notre projet le bâtiment est à usage d'habitation et commerciale, et en tenant compte du côté économique ainsi que la condition de **BAEL** ($Q < \min(2G, 5\text{Kn/m}^2)$) on a opté pour un plancher à corps creux.

II.2.1.1 Plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2}) [2]$$

Avec:

L: la portée maximale entre nus d'une poutrelle.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{400}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 17.77 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de:

$$h_t = 20\text{cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm: l'épaisseur de corps creux.} \\ 4 \text{ cm: dalle de compression.} \end{cases}$$

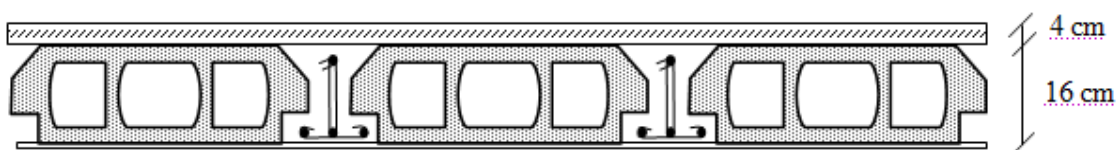


Figure II.2. Plancher corps creux

- **Les poutrelles**

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

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

- Critère de la plus petite portée: les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité: les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant:

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

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t = (0.8 \text{ à } 1.2)$$

$$\text{On adopte: } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

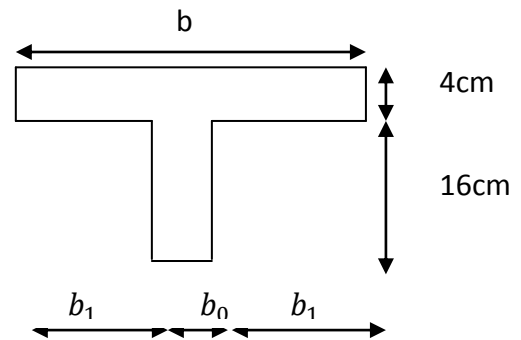


Figure II.3. Schéma d'une poutrelle

Avec :

l_x : Distance entre nus de deux poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$)

l_y : Longueur de la travée minimale d'une poutrelle ($l_y = 270 \text{ cm}$)

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{55}{2}, \frac{270}{10} \right)$$

$$\text{On adopte } b_1 = 27 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

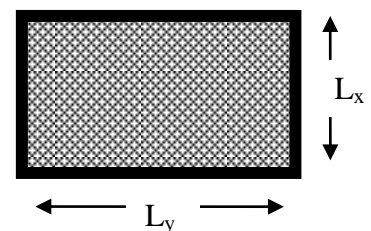
$$b = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

II.2.2. Les dalles pleines

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions suivantes:

a. résistance au feu:

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe feu
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe feu



- $e = 17.5$ cm pour quatre heure de coupe feu

On admet que $e = 12$ cm

b. Isolation phonique

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

On limite donc notre épaisseur à : $e = 14$ cm

c. Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes:

- $e \geq \frac{l_x}{20}$ dalle reposant sur un seul appui.
- $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ dalle reposant sur deux appuis.
- $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ dalle reposant sur trois ou quatre appuis.

Avec:

l_x : la plus petite portée.

II.2.2.1. Dalles pleines du plancher :

- **Panneau sur 04 appuis (D₁) :**

$$\frac{315}{50} \leq e \leq \frac{315}{40} \Rightarrow 6.3cm \leq e \leq 7.87cm$$

$e = 7$ cm

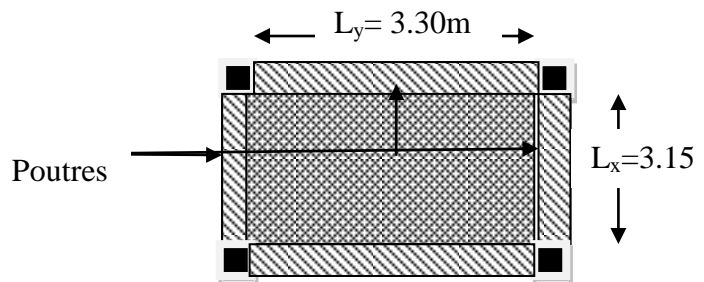


Figure II.4 panneau D₁

On prend : $e = 14$ cm

- **Panneau sur 03 appuis (D₂) :**

$$\frac{210}{50} \leq e \leq \frac{210}{40} \Rightarrow 4.2cm \leq e \leq 5.25cm$$

$e = 5$ cm

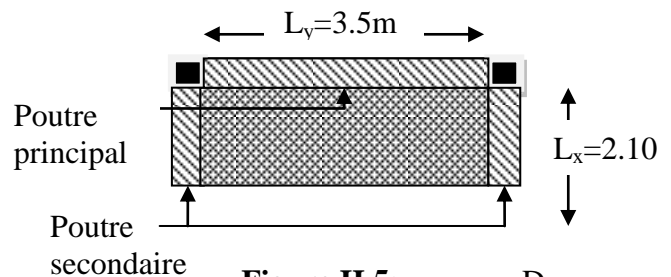


Figure II.5: panneau D₂

On prend : $e = 14$

- **Panneau sur 02 appuis (D3)**

$$\frac{145}{35} \leq e \leq \frac{145}{30} \Rightarrow 4.14cm \leq e \leq 4.83cm$$

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

On prend : **e=14cm**

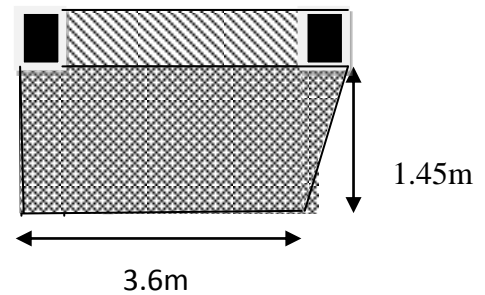


Figure II.6 : panneau D₃

- **Panneau sur 01 appui (D4):**

$$e \geq \frac{85}{20} \Rightarrow e \geq 4.25cm$$

$$e = 5cm$$

On prend : e=14cm

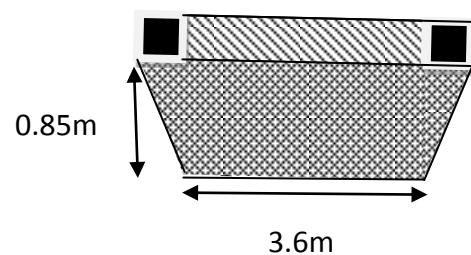


Figure II.7 panneau D4

Donc c'est la condition de l'isolation phonique est la plus défavorable

On prend : **e = 14 cm**

II.2.3. Les escaliers

Se sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment.

- **Les escaliers en béton armé**

Ils sont constitués essentiellement d'une paillasse, d'un palier et de marches.

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage (habitation, salle de spectacle.....etc.).

Dans notre bâtiment on a deux types d'escaliers.

Type 1 : Escaliers à deux volées séparées par un palier intermédiaire en béton

- les escaliers des étages courant :

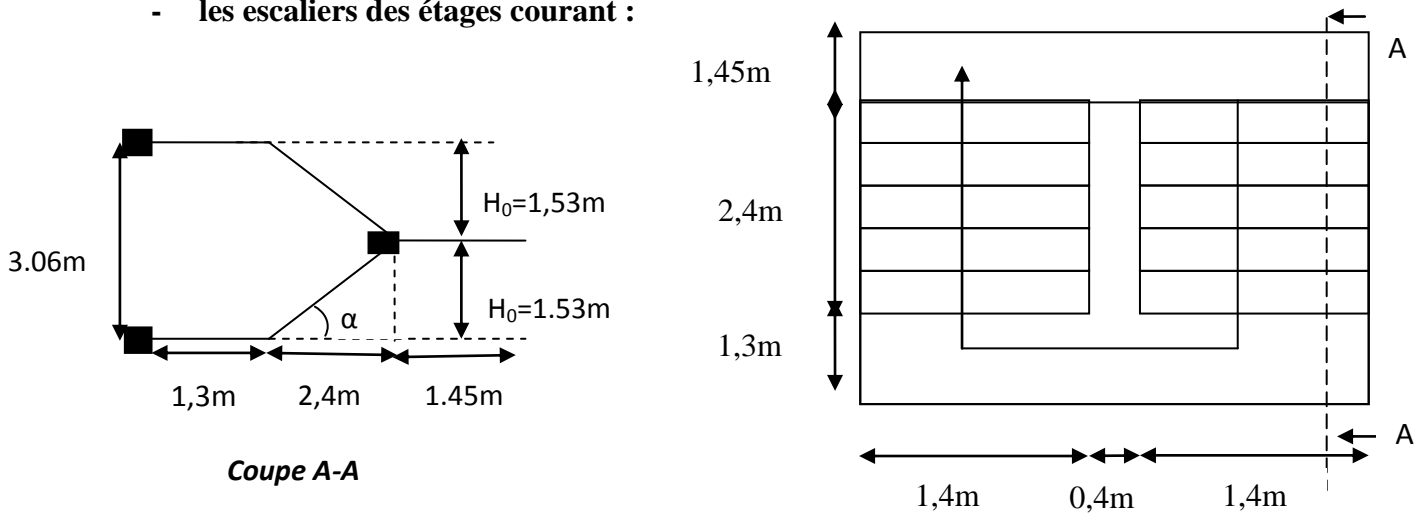


Figure II.8. Vue en plan du 1^{er} type d'escalier (EC)

• **Dimensionnement:**

L'escalier est assimilé à une dalle brisée simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de « **BLONDEL** ».

- La hauteur d'étage $H = 3.06\text{m}$
- Le giron $g = 30\text{cm}$

1. Calcul du nombre de contre marches:

$$n = (H / 2) \times 1 / h$$

$$n = (3.06 / 2) \times 1 / 17 \quad \text{avec : } h \text{ (hauteur de la contre marche).}$$

$$n = 9 \text{ et } h = 17\text{cm}$$

2. Calcul du nombre de marche:

$$N = n - 1 = 8 \text{ marches.}$$

3. Calcul de l'angle α :

$$\text{tg}\alpha = h' / L'$$

$$h' = H / 2 = 1.53\text{m}$$

$$L' = 30 \times 8 = 2.40\text{m}$$

$$\text{tg}\alpha = (h' / L') = 1.53 / 2.40 = 0,64$$

$$\alpha = 32,52^\circ$$

4. Calcul de la longueur inclinée:

$$L'' = (L' / \cos \alpha) = 2.85m$$

5. Vérification de la relation de blondel:

$$59 \leq g + 2h \leq 66cm$$

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66cm$$

$$59 \leq 64 \leq 66cm \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

6. Épaisseur de la paillasse

$$L / 30 \leq e \leq L / 20$$

$$L' = \sqrt{240^2 + 153^2} = 284 \text{ cm}$$

$$L = 284 + 145 = 429 \text{ cm}$$

$$14.3 \leq e \leq 21.45 \dots \dots \text{on opte pour } e = 16cm.$$

a. Les escaliers de R.D.C:

• Dimensionnement:

- La hauteur d'étage H= 3.20m
- Le giron g =30cm

1. Le nombre de contre marche:

$$n = 9 \text{ et } h = 17m$$

2. Le nombre de marches:

$$N = n - 1 = 8 \text{ marches.}$$

3. L'angle α :

$$\alpha = 27,12^\circ$$

4. La longueur inclinée:

$$L = 4.14m$$

5. Vérification de la relation de blondel:

$$59 \leq g + 2h \leq 66cm$$

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66cm$$

$$59 \leq 64 \leq 66cm \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

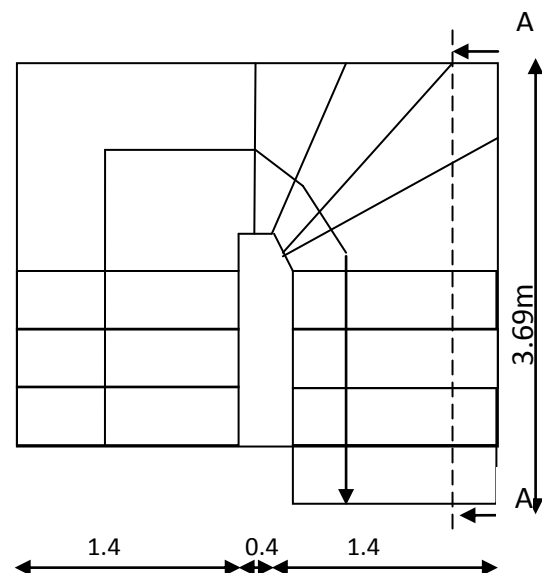
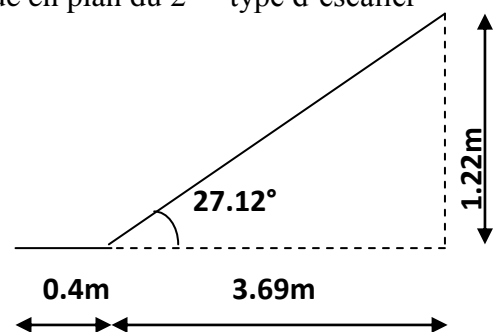


Figure II.9. Vue en plan du 2^{ème} type d'escalier



Coupe A-A

6. Epaisseur de la pailasse

$$L / 30 \leq e \leq L / 20$$

Avec L = 3.69m : Distance

12.3 ≤ e ≤ 18.45....on opte pour **e = 16cm**

- les escaliers de sous sol:

• **Dimensionnent:**

- La hauteur d'étage H= 3.40m
- Le giron g =30cm

1. Le nombre de contre marche

n = 10 et h = 17m

2. Le nombre de marches

N = n - 1 = 9 marches.

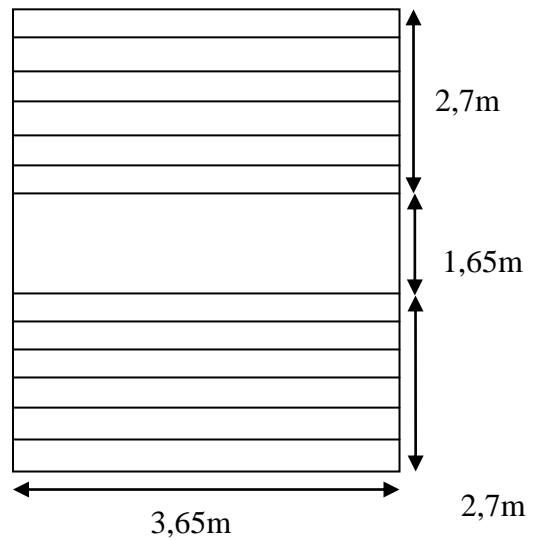


Figure II.10. Vue en plan du 2^{ème} type d'escalier

3. Vérification de la relation de blondel

$$59 \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 30 + 2 * 17 \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

4. Épaisseur de la pailasse

$$L / 30 \leq e \leq L / 20$$

$$L' = \sqrt{1.7^2 + 2.7^2} = 3.19$$

$$L = 3.19 + 1.65 = 4.84$$

Avec L = 484cm : Distance entre nus des appuis.

16.13 ≤ e ≤ 24.2....on opte pour **e = 18cm**

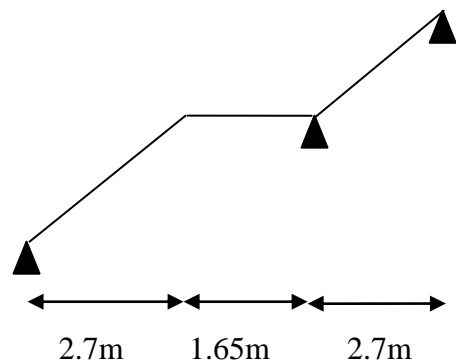


Figure II.11. Schéma statique du 2^{ème} type d'escalier

- **Les escaliers en bois:**

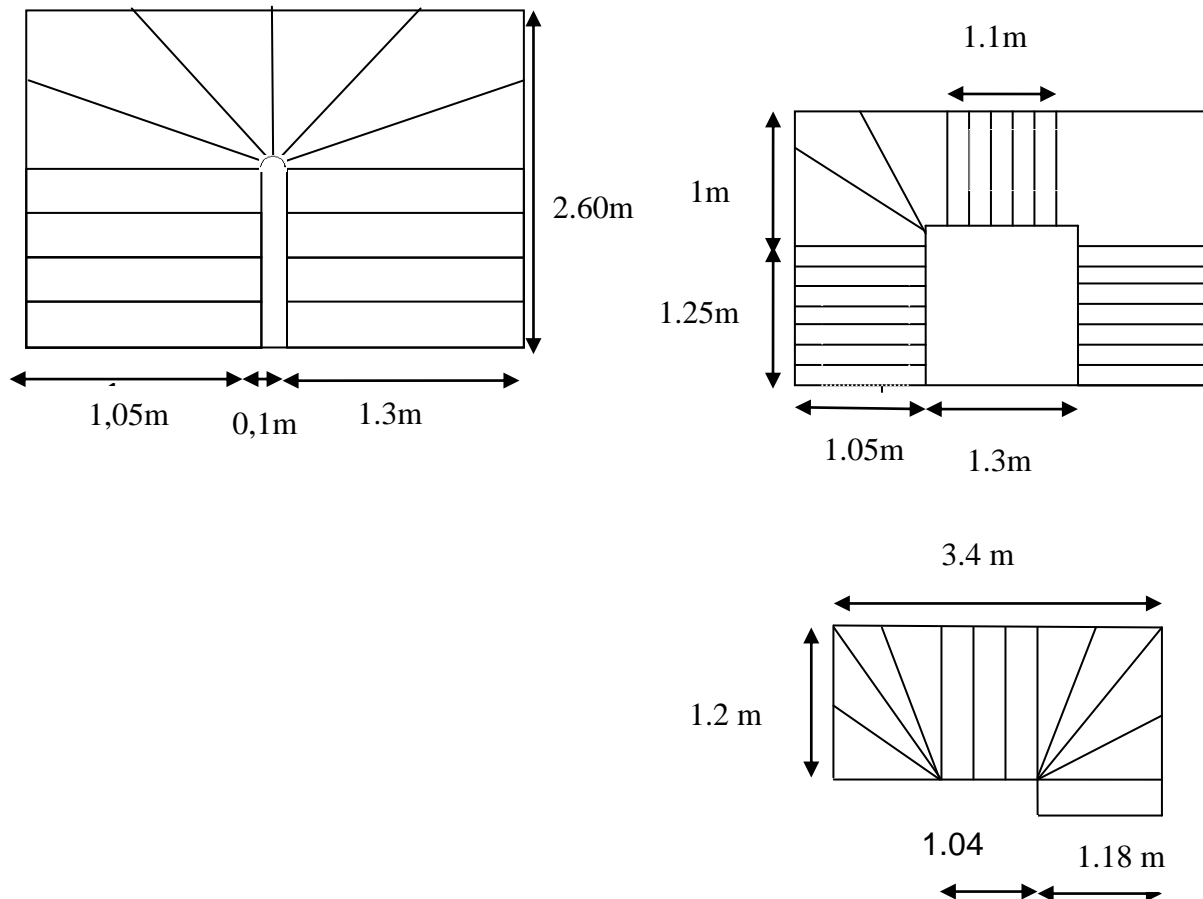
Se sont des escaliers dont les marches et le limon sont réalisés en bois.

Ce type d'escalier est prévu au neuvième étage (duplexe)

Avec:

Hauteur total d'étage $H = 3.06\text{m}$

le giron $g = 30\text{ cm}$.



II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux:

II.3.1. poutres:

II.3.1.1. Poutre secondaire:

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

L_{\max} : Portée libre maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 400\text{cm} \Rightarrow 26.66\text{cm} \leq h \leq 40\text{cm}.$$

Soit : $h = 35\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$.

- **Vérifications :**

Selon les recommandations du **RPA 99(version2003)**, les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

Sachant que : b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 35 / 30 = 1.16 < 4 \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :

$$b \times h = 30 \times 35$$

II.3.1.2. Les poutres principales:

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 365\text{cm}.$$

$$\Rightarrow 24.33\text{cm} \leq h \leq 36.5\text{cm}.$$

Soit : $h = 35\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$.

• **Vérifications :**

Selon les recommandations du **RPA 99(version2003)**, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{cases}$$

Sachant que: b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$$

II.3.2. Les voiles :

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$(1).
- $e \geq h_e / 20$(2).
- $L \geq 4 e$(3).

(Art 7.7.1) [4]

h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Épaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$$e \geq \max \left[\frac{320}{20}; 15 \text{ cm} \right] \quad \text{Pour RDC et le sous-sol}$$

$$\Rightarrow e \geq 16 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left[\frac{286}{20}; 15 \text{ cm} \right] \quad \text{Pour les étages courants}$$

$$\Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

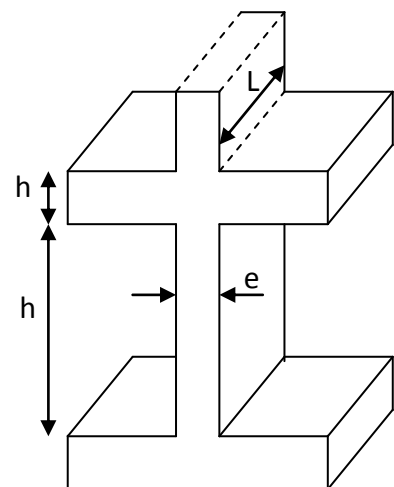


Figure II.12. Coupe de voile en élévation

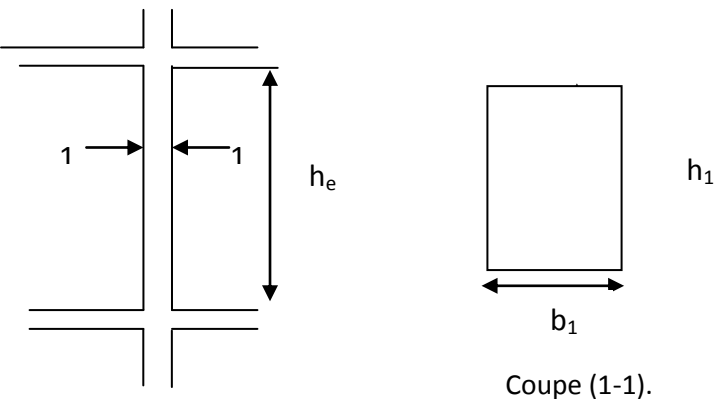
On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$$\begin{cases} e=20\text{cm} & \text{pour le RDC et le sous-sol.} \\ e=16\text{cm} & \text{pour les étages courants.} \end{cases}$$

II.3.3.poteaux:

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{cases}$$


Coupe (1-1).

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 3.20\text{m}$ Pour le RDC et sous sol.

$h_e = 2.86\text{m}$ Pour l'étage courant et duplex.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectuer la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

- Sous sol, R.D.C: poteaux **(60,60) cm²**.
- 1^{ème}, 2^{ème} étage: poteaux **(55, 55) cm²**.
- 3^{ème}, 4^{ème} étage: poteaux **(50,50) cm²**.
- 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage : poteaux **(45,45) cm²**
- 8^{ème}, 9^{ème}, étage: poteaux **(45,45) cm²**
- Duplex: poteaux **(35, 35) cm²**

Vérification de la largeur :

$$L_{\min} \geq 4 \times a.$$

Avec : $L_{\min} = 1,15\text{m}$.

$$L_{\min} > 4 \times 0.20 = 0.80\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$L_{\min} > 4 \times 0.16 = 0.64\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

II.4.Évaluation des charges et surcharges:

II.4.1.Toiture:

Tableau II.1. Évaluation des charges sur la toiture.

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Tuile mécanique	/	0.40
Fermes en bois+pannes+cheverons	/	0.85
Dalle pleine	0.10	2.50
Enduit de mortier	0.015	0.27

- La charge permanente totale qu'on a est : $G = 4.02 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas de toiture est estimée $Q = 1. \text{KN} / \text{m}^2$.

II.4.2.Plancher étage courant ou commercial :

Tableau II.1.Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.020	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.15

- La charge permanente totale : $G = 5.2 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage pour habitation est estimée à $Q = 1.5 \text{KN} / \text{m}^2$.

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage commercial est estimée à $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

II.4.3. Dalle pleine et Balcons

Tableau II.2.Évaluation des charges dans les dalles pleines.

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0.140	3.50
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.020	0.36
Enduit de ciment	0.015	0.27

- La charge permanente totale qu'on a est $G = 4.97 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des dalles pleines est estimée $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

II.4.4. Les murs extérieurs et les murs intérieurs :

Tableau II.4.Évaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.30
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.27

La charge permanente totale qu'on a est $G_{mur} = 2.62 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.5. Évaluation des charges dans les murs intérieurs.

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de plâtre	0.02	0.2

La charge permanente totale qu'on a est $G_{mur} = 1.3 \text{ KN/m}^2$

II.4.5. Les escaliers

a. la volée de type 1et2 :

Tableau II.6.Évaluation des charges sur la volée1

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontal	0.02	0.44
Revêtement vertical	0.013	0.28
Mortier de pose	0.02	0.4
Poids de marches	0.17(1/2)	1.87
Palliasse	0.16/cos20.88	4.74
Enduit en ciment	0.015	0.27

$$G_{paillasse} = 8. KN / m^2 ; Q_{escalier} = 2.5 KN/m^2$$

b. la volée de type 3 :

Tableau II.7. Évaluation des charges sur la volée

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontal	0.02	0.44
Revêtement vertical	0.013	0.28
Mortier de pose	0.02	0.4
Poids de marches	0.17 (1/2)	1.87
Palliasse	0.18/cos32.19	5.32
Enduit en ciment	0.015	0.27

$$G_{paillasse} = 8.58 KN / m^2 ; Q_{escalier} = 2.50 KN / m^2$$

c. palier :

Tableau II.8. Évaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle pleine	0.16	4
Enduit en ciment	0.015	0.27

$$G_{palier} = 5,47 KN / m^2 ; Q_{escalier} = 2.50 KN / m^2$$

II.5.La descente de charge:

La descente de charges est le chemin suivis 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 le plus sollicités (P1, P2, P3).

- **La loi de dégression :**

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 1,2.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Pour $n > 5$: $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots Q_n)$

II.5.1.Les différents poteaux choisis pour la descente de charges:

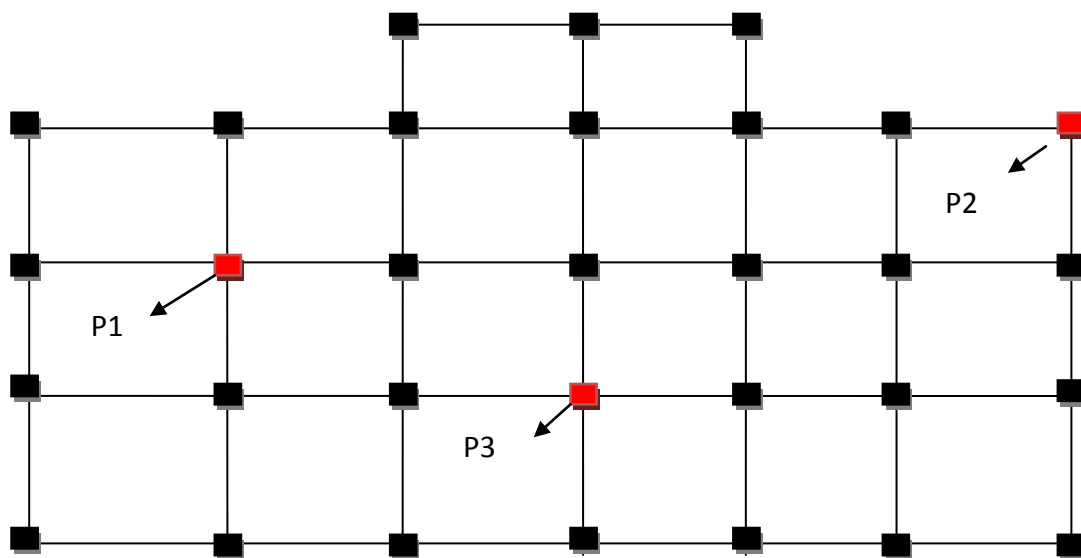


Figure II.14 .Repérage des poteaux pour la descente de charge

II.5.1.1.Poteau P3 (poteau de la cage d'escalier) :

a. Poids des éléments porteurs :

• **Poteaux:**

- RDC et sous sol :

$$P_1 = 0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.4 = \mathbf{30.6KN}$$

- Etage 1 et 2 :

$$P_2 = 0.55 \times 0.55 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{23.14KN}$$

- Etage 3 et 4

$$P_3 = 0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{19.125KN}$$

- Etage 5, 6 et 7 :

$$P_4 = 0.45 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{15.49KN}$$

- Etage 8 et 9 :

$$P_5 = 0.4 \times 0.4 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{12.24KN}$$

- Etage 10 :

$$P_6 = 0.35 \times 0.35 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{9.37KN}$$

- Poteau de la toiture :

$$P_7 = 0.35 \times 0.35 \times 25 \times 2.2 = \mathbf{6.74KN}$$

• **Poutres :**

- Poutre principales :

$$P_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (1.65 + 1.8) = \mathbf{10.35KN}$$

- Poutre secondaires :

$$P_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times (1.35 + 2) = \mathbf{8.79KN}$$

b. Surfaces afférentes :

- Pour N1 :

$$S = (2 + 0.3 + 1.275) \times (1.65 + 0.3 + 1.8) = \mathbf{13.4m^2}$$

$$G = 13.4 \times 4.02 \times \cos(21.12^\circ) = \mathbf{50.25KN}$$

$$Q = 15.21 \times 1 \times \cos(21.12^\circ) = \mathbf{12.52KN}$$

- Pour N2 :

$$S_G = 1.8 \times (1.35 + 2) = \mathbf{6.03m^2}$$

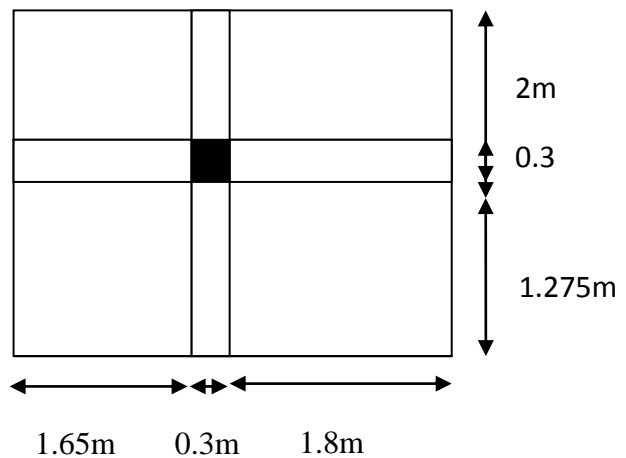


Figure II.15. Surface afférente pour N1

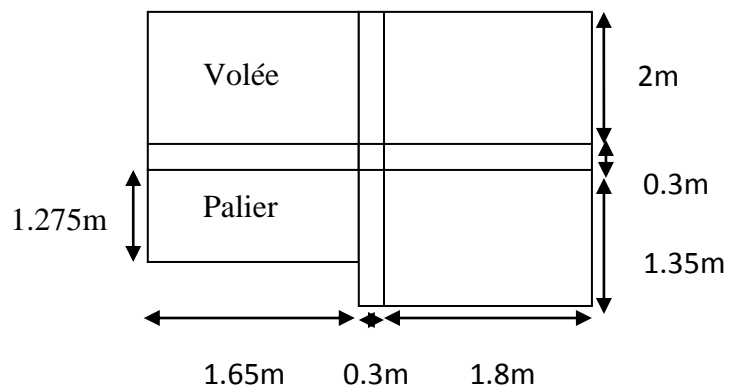


Figure II.16. Surface afférente pour N2

$$G=6.03 \times 5.2 = \mathbf{31.35KN}$$

$$S_Q = (2+0.3+1.35) \times (1.8+0.3) = 7.665m^2$$

$$Q = 7.665 \times 1.5 = \mathbf{11.5KN}$$

- Pour N3 → N11:

$$S_{CCG} = 6.03m^2$$

$$G = \mathbf{31.35KN}$$

$$S_{CCQ} = 7.665m^2$$

$$Q = \mathbf{11.5KN}$$

$$S_{GP} = 1.65 \times 1.275 = 2.1m^2$$

$$G_P = 2.835 \times 5.47 = \mathbf{11.5KN}$$

$$S_{QP} = 1.65(1.275+0.3) = 2.35m^2$$

$$Q_P = 2.35 \times 2.5 = \mathbf{5.87KN}$$

$$S_{Gv} = 2 \times 1.65 = \mathbf{3.3KN}$$

$$G = 3.3 \times 8 = \mathbf{26.4KN}$$

$$S_{Qv} = 2.15 \times 1.65 = 3.54m^2$$

$$Q = 3.54 \times 2.5 = \mathbf{8.87KN}$$

- Pour N12:

$$S_G = (2+1.35) \times (1.8+1.65) = 11.55m^2$$

$$G = 11.55 \times 5.2 = \mathbf{60.09KN}$$

$$S_Q = (1.8+0.3+1.65) \times (2+0.3+1.35) = 13.68m^2$$

$$Q = 13.68 \times 5 = \mathbf{68.4KN}$$

c. poids des murs :

- Pour N1:

$$S_{mur} = 9.08m^2$$

$$P_{mur} = \mathbf{23.79KN}$$

- Pour N2 → N10:

$$S_{mur} = 12.06m^2$$

$$P_{mur} = \mathbf{31.60KN}$$

- Pour N11:

$$S_{mur} = 13.54m^2$$

$$P_{mur} = \mathbf{35.49KN}$$

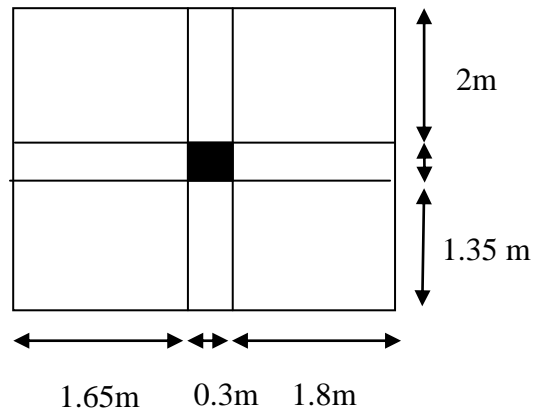


Figure II.17. Surface afférente pour N3...N12

- Pour N12:

$$S_{mur}=10.38m^2$$

$$P_{mur}=27.21KN$$

- La loi de dégression de charge d'exploitation:

DTR B.C 2.2 (6.3) [3]

$$N1 : Q_0 =12.52KN$$

$$N2 : Q_0+Q_1 =24.02KN$$

$$N3 : Q_0+0.95 \times (Q_1+Q_2)=48.37KN$$

$$N4 : Q_0+0.9 \times (Q_1+Q_2+Q_3)=70.102KN$$

$$N5 : Q_0+0.85 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=89.207KN$$

$$N6 : Q_0+ \frac{3+5}{2*5} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=105.68KN$$

$$N7 : Q_0+ \frac{3+6}{2*6} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=119.54KN$$

$$N8 : Q_0+ \frac{3+7}{2*7} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=133.14KN$$

$$N9 : Q_0+ \frac{3+8}{2*8} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=147.19KN$$

$$N10 : Q_0+ \frac{3+9}{2*9} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=160.87KN$$

$$N11 : Q_0+ \frac{3+10}{2*10} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})=173.5KN$$

$$N12 : Q_0+ \frac{3+11}{2*11} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11})=214.79KN$$

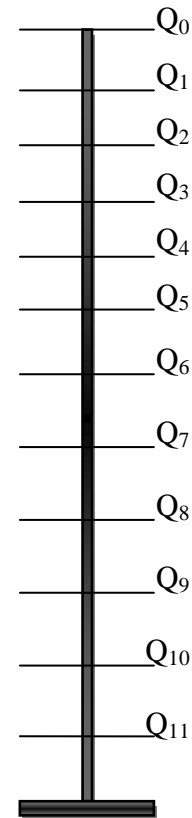


Tableau II.9 Descente de charge du poteau P3.

Niveau	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Toiture	50.25	12.52
	Poteau (35 × 35) cm ²	6.74	
	total	56.99	12.52
N2	Venant de N1	56.99	
	Plancher d'étage (16+4)	31.35	11.5
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.35	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	8.79	
	Poteau (40x40) cm ²	12.24	
	Murs extérieur	23.79	
	total	143.51	24.02

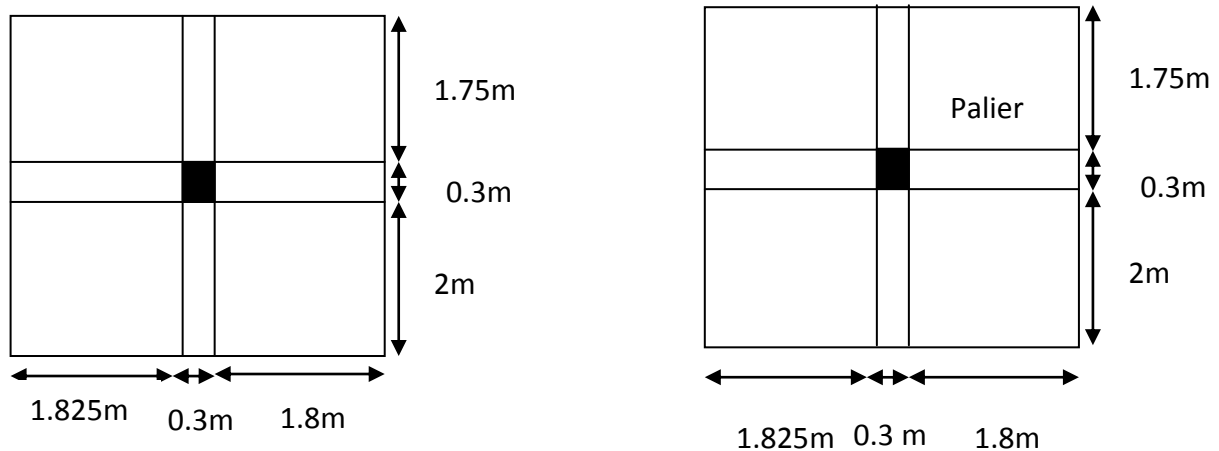
N3	Venant de N2	143.51	
	Plancher d'étage (16+4)	31.35	11.5
	Palier	11.5	5.87
	Volée	26.4	8.87
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.35	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	8.79	
	Poteau (40x40)cm ²	12.24	
	Mur extérieur	31.6	
	total	275.74	48.37
N4	Venant de N3	275.74	
	Plancher d'étage (16+4)	31.35	11.5
	Palier	11.5	5.87
	Volée	26.4	8.87
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.35	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	8.79	
	Poteau (45 × 45) cm ²	15.49	
	Mur extérieur	31.6	
	total	411.22	40.105
N5	Venant de N4	411.22	
	Plancher d'étage (16+4)	31.35	11.5
	Palier	11.36	5.87
	Volée	26.4	8.87
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.35	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	8.79	
	Poteau (45 × 45) cm ²	15.49	
	Mur extérieur	31.6	
	total	546.7	89.207
N6	Venant de N5	546.7	
	Plancher d'étage (16+4)	31.35	11.5
	Palier	11.5	5.87
	Volée	26.4	8.87
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.35	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	8.79	
	Poteau (50x50)cm ²	15.49	
	Mur extérieur	31.6	
	total	682.18	105.68
N7	Venant de N6	682.18	
	Plancher d'étage (16+4)	31.35	11.5
	Palier	11.5	5.87
	Volée	26.4	8.87
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.35	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	8.79	

	Poteau (50 × 50) cm ² Mur extérieur	19.125 31.6	
	total	821.295	119.54
N8	Venant de N7	821.295	
	Plancher d'étage (16+4)	31.35	11.5
	Palier	11.5	5.87
	Volée	26.4	8.87
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.35	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	8.79	
	Poteau (55x55) cm ² Mur extérieur	19.125 31.6	
	total	960.41	133.14
N9	Venant de N8	960.41	
	Plancher d'étage (16+4)	31.35	11.5
	Palier	11.5	5.87
	Volée	26.4	8.87
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.35	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	8.79	
	Poteau (55 × 55) cm ² Mur extérieur	23.14 31.6	
	total	1103.54	147.19
N10	Venant de N9	1103.54	
	Plancher d'étage (16+4)	31.35	11.5
	Palier	11.5	5.87
	Volée	26.4	8.87
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.35	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	8.79	
	Poteau (60x60) cm ² Mur extérieur	23.14 31.6	
	total	1246.67	160.87
N11	Venant de N10	1246.67	
	Plancher d'étage (16+4)	31.35	11.5
	Palier	11.5	5.87
	Volée	26.4	8.87
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.35	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	8.79	
	Poteau (60 × 60) cm ² Mur extérieur	30.6 35.49	
	Total	1401.15	173.5

N12	Venant de N11	1401.15	
	Plancher d'étage (16+4)	31.35	11.5
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.35	5.87
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	8.79	8.87
	Poteau (60 × 60) cm ²	30.6	
	Mur extérieur	27.21	
	total	1538.19	214.79

II.5.1.2.Poteau P1 (poteau central) :

- Surfaces afférentes :



Pour N1,N3...N12

Pour N2

Figure III.18 schéma des surfaces afférentes

Tableau II .10 Descente de charge du poteau P1.

Niveau	Éléments	G(KN)	Q(KN)
N1	Toiture	57.03	14.21
	Poteau (1.65m)	5.05	
	total	62.08	14.21
N2	Venant de N1	62.08	
	Plancher terrasse (16+4)	52.62	
	Palier	15.5	
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.875	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.38	
	Poteau (35x35)cm ²	9.37	
	Mur intérieur	7.046	

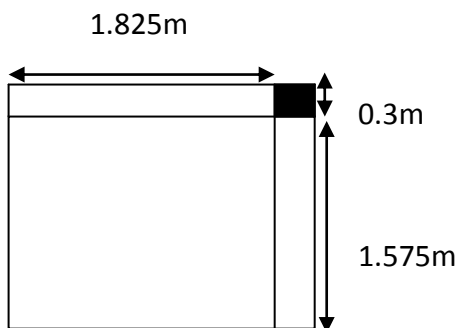
	total	166.871	40.38
N3	Venant de N1	166.871	
	Plancher étage (16+4)	67.39	22.815
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.875	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.38	
	Poteau (40x40) cm ²	12.24	
	Mur intérieur	7.046	
	total	273.802	60.74
N4	Venant de N3	273.802	
	Plancher étage (16+4)	67.39	22.815
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.875	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.38	
	Poteau (40x40) cm ²	12.24	
	Mur intérieur	7.046	
	total	380.733	78.83
N5	Venant de N4	380.733	
	Plancher étage (16+4)	67.39	22.815
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.875	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.38	
	Poteau (45x45) cm ²	15.49	
	Mur intérieur	7.046	
	total	490.914	94.63
N6	Venant de N5	490.914	
	Plancher étage (16+4)	67.39	22.815
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.875	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.38	
	Poteau (45x45) cm ²	15.49	
	Mur intérieur	7.046	
	total	601.095	108.154
N7	Venant de N6	601.095	
	Plancher étage (16+4)	67.39	22.815
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.875	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.38	

	Poteau (45x45) cm ²	15.49	
	Mur intérieur	7.046	
	total	711.276	119.39
N8	Venant de N7	694.62	
	Plancher étage (16+4)	67.39	22.815
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.875	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.38	
	Poteau (50x50) cm ²	19.125	
	Mur intérieur	7.046	
	total	825.092	130.63
N9	Venant de N8	825.092	
	Plancher étage (16+4)	67.39	22.815
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.875	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.38	
	Poteau (50x50) cm ²	19.125	
	Mur intérieur	7.046	
	total	938.908	142.46
N10	Venant de N9	938.908	
	Plancher étage (16+4)	67.39	22.815
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.875	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.38	
	Poteau (55x55) cm ²	23.14	
	Mur intérieur	7.046	
	total	1056.739	154.03
N11	Venant de N10	1056.739	
	Plancher étage (16+4)	67.39	22.815
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.875	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.38	
	Poteau (55x55) cm ²	23.14	
	Mur intérieur	7.046	
	total	1174.57	164.69
	Venant de N11	1174.57	

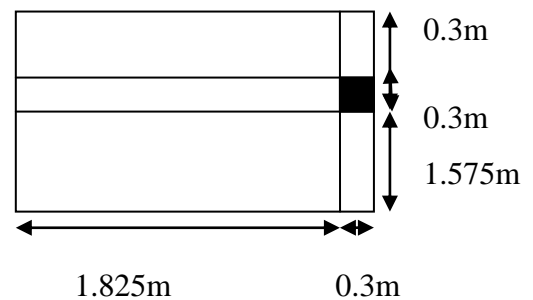
N12	Plancher étage (16+4)	67.39	22.815
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.875	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.38	
	Poteau (60x60) cm ²	30.6	
	Mur extérieur	28.97	
	total	1321.785	176.97
N13	Venant de N12	1321.785	
	Plancher étage (16+4)	67.39	76.05
	Poutre principales (30x40) cm ²	10.875	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	9.38	
	Poteau (60 × 60) cm ²	30.6	
	Mur extérieur	28.56	
	total	1444.074	220.69

II.5.1.3.Poteau P2 (poteau de rive) :

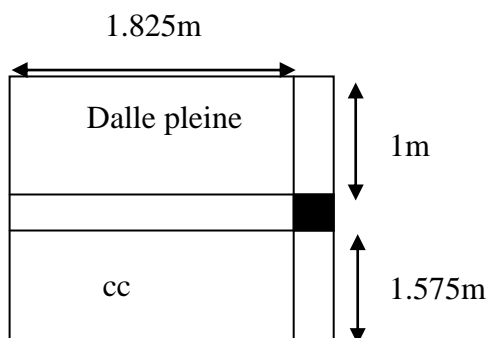
- Surfaces afférentes :



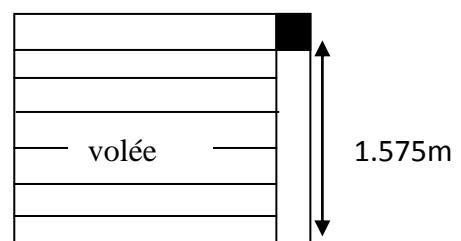
PourN2



PourN1



Pour N12 et N13



PourN3 et N11

Tableau. II.11.Descente de charge du poteau (P2).

Niveau	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Toiture	17.32	4.29
	Poteau (1.17m)	3.58	
	total	20.9	4.29
N2	Venant de N1	20.9	
	Plancher d'étage (16+4)	14.92	5.49
	Poutre principales (30x40) cm ²	5.47	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	4.13	
	Poteau (40 × 40) cm ²	9.37	
	Mur extérieur	24.58	
	total	79.37	9.78
N3	Venant de N2	79.37	
	Plancher d'étage (16+4)	14.92	5.49
	Dalle pleine	11.68	10.78
	Poutre principales (30x40) cm ²	5.47	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	7.54	
	Poteau (40 × 40)cm ²	12.24	
	Mur extérieur	29.64	
	total	160.86	24.96
N4	Venant de N3	160.86	
	Plancher d'étage (16+4)	14.94	5.49
	Dalle pleine	11.68	4.62
	Poutre principales (30x40) cm ²	5.47	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	7.54	
	Poteau (40 × 40) cm ²	12.24	
	Mur extérieur	29.64	
	total	242.35	32.97

N5	Venant de N4	242.35	
	Plancher d'étage (16+4)	14.94	5.49
	Dalle pleine	11.68	4.62
	Poutre principales (30x40) cm ²	5.47	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	7.54	
	Poteau (45 × 45) cm ²	15.49	
	Mur extérieur	29.64	
	total	327.09	39.97
N6	Venant de N5	289.65	
	Plancher d'étage (16+4)	14.94	5.49
	Dalle pleine	11.68	4.62
	Poutre principales (30x40) cm ²	5.47	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	7.54	
	Poteau (45 × 45)cm ²	15.49	
	Mur extérieur	29.64	
	total	411.83	45.96
N7	Venant de N6	411.83	
	Plancher d'étage (16+4)	14.94	5.49
	Dalle pleine	11.68	4.62
	Poutre principales (30x40) cm ²	5.47	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	7.54	
	Poteau (45 × 45) cm ²	15.49	
	Mur extérieur	29.64	
	total	496.57	50.94
N8	Venant de N7	496.57	
	Plancher d'étage (16+4)	14.94	5.49
	Dalle pleine	11.68	4.62
	Poutre principales (30x40) cm ²	5.47	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	7.54	
	Poteau (50 × 50)cm ²	29.64	
	Mur extérieur	19.125	
	total	584.945	55.92
	Venant de N8	545.795	

N9	Plancher d'étage (16+4)	14.94	5.49
	Dalle pleine	11.68	4.62
	Poutre principales (30x40) cm ²	5.47	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	7.54	
	Poteau (50x50)	19.125	
	Mur extérieur	29.64	
	total	633.60	61.16
N10	Venant de N9	633.60	
	Plancher d'étage (16+4)	14.94	5.49
	Dalle pleine	11.68	4.62
	Poutre principales (30x40) cm ²	5.47	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	7.54	
	Poteau (50x50)	19.125	
	Mur extérieur	29.64	
	total	765.71	63.83
N11	Venant de N10	765.71	
	Plancher d'étage (16+4)	14.94	5.49
	Dalle pleine	11.68	4.62
	Poutre principales (30x40) cm ²	5.47	
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	7.54	
	Poteau (55 × 55) cm ²	23.14	
	Mur extérieur	29.64	
	total	858.1	71.00
N12	Venant de N11	858.1	
	Volée	24.62	
	Poutre principales (30x40) cm ²	5.47	7.175
	Poutre secondaires (30x35) cm ²	7.54	
	Poteau (55 × 55) cm ²	30.60	
	Mur extérieur	24.58	
	total	950.91	74.57
N13	Venant de N12	950.91	
	Volée	24.62	7.175
	Poutre principales (30x40) cm ²	5.47	

	Poutre secondaires (30x35) cm ²	7.54	
	Poteau (55 × 55) cm ²	30.60	
	Mur extérieur	24.58	
	total	1043.72	77.41

Tableau II.12. Récapitulation des résultats

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Ns (KN)
Poteau P3	1538.19	214.79	2398.4	1752.98
Poteau P1	1043.72	77.41	1525.13	1121.13
Poteau P2	1468.58	220.69	2314.05	1689.28

II.6. Vérification:

II.6.1. Vérification à la compression :

- L'effort normal ultime :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Avec :

Nu : L'effort normal ultime

Selon le *CBA93 (article B.8.11)* on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% tel que : Nu=1.1 (1.35G+1.5Q)

Donc : Nu=1.1 (1.35x1538.19+1.5x214.79)=**2638.614KN.**

B : section du béton

$$B=0.6 \times 0.6=0.36 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2638.614}{0.36} = 7.33 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II.13. Résultat de vérification a la compression simple

Niveau	Nu(KN)	B(m²)	σ_{bc} (Mpa)	Observation
Sous sol et RDC	2638.614	0.36	7.33	vérifier
Etage1et2	2116.74	0.3025	6.99	vérifier
Etage3et4	1645.89	0.25	6.58	vérifier
Etage5, 6et7	1187.41	0.2025	5.86	vérifier
Etage8et9	489.28	0.16	3.06	vérifier
Duplex	10.28	0.1225	0.86	vérifier

II.6.2.Vérification au flambement:

D'après le *CBA 93 (Article B.8.2.1)*, on doit faire la vérification suivante :

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

Avec :

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section des armatures.

$\gamma_b=1.5$: 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 : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

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

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

- Vérification du poteau RDC

$$l_0 = 3.40 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 3.4 = 2.80 \text{ m}$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} = 3.46 \frac{2.38}{0.6} = 13.72 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{13.72}{35} \right)^2} = 0.82$$

$$B_r \geq \frac{22638.61 \times 10^{-3}}{0.82 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.146 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (60 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.33 \text{ m}^2 \Rightarrow$$

$$B_r = 0.33 \text{ m}^2 \geq B_{r \text{ cal}} = 0.146 \text{ m}^2 \quad \text{Donc le poteau ne risque pas de flamber.}$$

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Tableau II.14. Résultat de vérification au flambement

Poteau	Sous sol et RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5, 6, 7 ^{ème} étage	8 et 9 ^{ème} étage	Duplex
Nu(KN)	2638.614	2116.74	1645.89	1187.41	489.28	105.28
B (m ²)	0.36	0.3025	0.25	0.2025	0.16	0.1225
L ₀ (m)	3.40	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
l _f (m)	2.38	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
λ	13.74	13.48	14.82	16.47	18.53	21.18
α	0.82	0.82	0.82	0.81	0.80	0.79
B _{real} (m ²)	0.146	0.117	0.091	0.066	0.028	0.006
B _{radp} (m ²)	0.33	0.28	0.23	0.18	0.14	0.10
Condition B _{radp} ≥ B _{real}	Vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

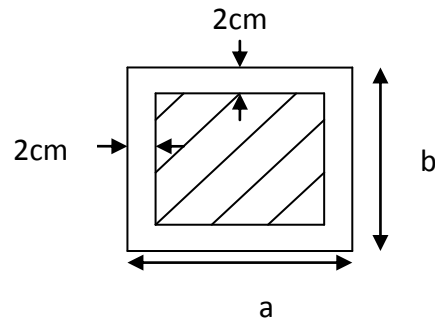


Figure II.19. Section brute (B_r)

On remarque que la condition est vérifiée donc le poteau ne risque pas de flamber.

II.6.3.Vérification de l'effort normal réduit :

Selon le *RPA99/version2003* (article.7.4.3.1) il faut vérifier :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$N_d = 1.35G + 1.5Q$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Tableau II.3.vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Nd(KN)	B(m ²)	V	V ≤ 0.3
Sous sol et RDC	2398.74	0.36	0.266	vérifier
Etage1et2	1924.31	0.3025	0.25	vérifier
Etage3et4	1496.26	0.25	0.239	vérifier
Etage5, 6et7	1079.46	0.2025	0.213	vérifier
Etage8et9	444.8	0.16	0.111	vérifier
Duplex	95.71	0.1225	0.031	vérifier

II.7.Conclusion :

Les sections optées pour tous les éléments sont les suivantes :

- Poutres principales : (30 × 40) cm²
- Poutres secondaires : (30 × 35) cm²
- Poteaux de Sous sol et RDC : (60 × 60) cm²
- Poteaux de 1ère et 2ème étage : (55 × 55) cm²
- Poteaux de 3 et 4ème étage : (50 × 50) cm²
- Poteaux de 5,6 et 7ème étage : (45 × 45) cm²
- Poteaux de 8 et 9ème étage : (40 × 40) cm²
- Poteaux de 10ème étage : (35 × 35) cm²

III.1. Calcul des plancher:

III.1.1 Introduction:

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
- participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- transmission des charges et surcharges.

Dans le cas de notre projet le bâtiment est à usage d'habitation et commerciale, et en tenant compte du côté économique ainsi que la condition de BAEL ($Q < \min(2G, 5Kn/m^2)$) on a opté pour un plancher à corps creux.

III.1.2. Calcul des poutrelles:

III.1.2.1. Définition:

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simples.

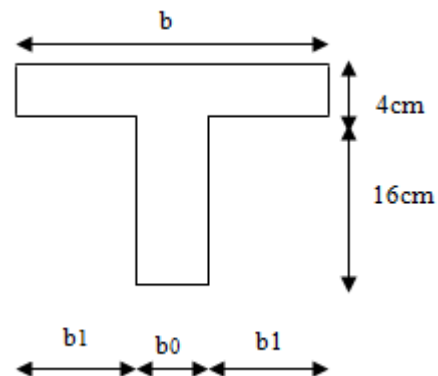
III.1.2.2. Dimensionnement des poutrelles:

- **Détermination de la largeur de la table de compression:**

On a un plancher à corps creux $h_t = 20cm$ $\left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm : dalle de compression} \\ 16 \text{ cm : Corps creux} \end{array} \right.$


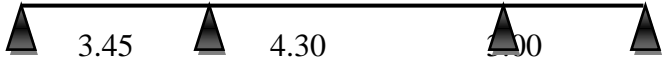
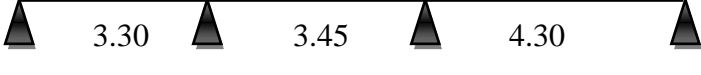


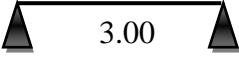
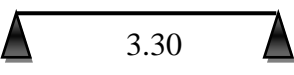

Donc on a des poutrelles des : $\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20cm \\ b_0 = 10cm \\ h_0 = 4cm \end{array} \right.$

$b = 65 \text{ cm}$



III.1.2.3.Les différent types de poutrelles:

Tableau III.1.Différent type de poutrelles

	Schéma statique	Plancher
Type 1		Étage courant
Type 2		Étage courant Étage courant + balcon corps creux Étage commercial
Type 3		Étage courant
Type 4		Étage courant
Type 5		Étage commercial Étage courant
Type 6		Étage courant balcon corps creux Étage commercial
Type 7		Étage courant
Type 8		Étage courant

III.1.2.4.Méthodes de calcul:

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

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

a. Méthodes forfaitaire:**Annexe E1 BAEL91**

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

- Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2G; 5) \text{ KN/m}^2$
- Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.

Principe de la méthode forfaitaire :**- Les moments fléchissant :**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

Les conditions à vérifiées:

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

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

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

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 les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

- **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées ce qui veut dire que l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort isostatique, pour tenir compte des moments de continuité, on le majore de:

- 15% si la poutre à deux travées.
- 10% si la poutre à plus de deux travées.

b. Méthodes de Caquot Annexe E2 [1]

Cette méthode initialement établie pour les poutres non solidaires des poteaux, été par la suite aux calculs des poutres solidaires des poteaux. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement de chargement des travées successives.
- Elle est applicable si les conditions suivantes sont remplies:
- Le bâtiment est classé construction industrielle ou les planchers sont à forte surcharge $Q \geq \min(2 \times G ; 5) \text{KN} / \text{m}^2$

Si l'une des conditions 3, 4,5 n'est pas vérifiée.

La méthode de Caquot permet de déterminer les moments aux niveaux des appuis en ne tenant compte que charges appliquées sur les deux travées voisines de l'appui considéré.

On remplace les points du moment nul par des appuis fictifs avec :

$$l' = \begin{cases} 0.8 l' & \text{Pour une travée intermédiaire.} \\ l & \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

- **Évaluation des moments en l'appui :**

$$M_i = - \frac{p_g \times l_g^3 + p_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec: M_i : Moment à l'appui i

l_g Et l_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

p_g Et p_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement

- **Évaluation des moments en travées:**

Les moments en travée sont calculés par la méthode de RDM, on isole la travée considérée

$$\text{Tel que } \begin{cases} M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right). \\ M_0(x) = \frac{p \times x}{2} \times (l - x). \\ x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{p \times l}. \end{cases}$$

M_g Et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

- **Évaluation efforts tranchants :**

$$\begin{cases} V_g = \frac{p \times l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l} \\ V_d = -\frac{p \times l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l} \end{cases}$$

III.1.2.5. Calculs des moments et efforts tranchants dans les poutrelles:

a. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles:

$$\text{À l'ELU : } \begin{cases} q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ p_s = 0.67 \times q_u \end{cases} \quad \text{à l'ELS : } \begin{cases} q_s = G + Q \\ p_s = 0.67 \times q_s \end{cases}$$

Tableau III.2. Charges et surcharges revenant aux poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Plancher étage courant	5.20	1.50	9.27	6.02	6.70	4.35
Étage commercial	5.20	5.00	14.52	9.44	10.20	6.63
Balcon corps creux	5.20	3.50	12.27	7.97	8.70	5.65

Désignation	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u ' (KN/m ²)	p _u ' (KN/ml)	q _s ' (KN/m ²)	p _s ' (KN/ml)
Plancher Étage courant	3.46	1.50	6.90	4.49	4.96	3.22
Étage commercial	3.46	5.00	12.17	7.91	8.46	5.49

b. Calcul des sollicitations:

- plancher étage courant (type 1):

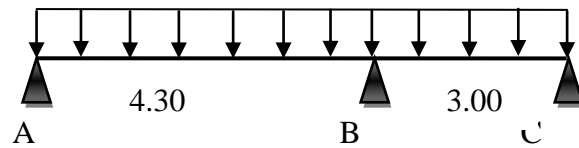


Figure III.1. schéma statique de la poutrelle type 5

La méthode forfaitaire n'est pas applicable dans ce cas car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée:

$$\frac{4.30}{3.00} = 1.43 \geq 1.25$$

. Méthodes de Caquot:

- A l'ELU

- Les moments en appuis :

$$M_A = M_C = 0$$

Détermination des moments sur les appuis intermédiaires:

. Appui B:

$$l'_g = 4.30 \text{ m}; \quad l'_d = 3.00 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{4.51(4.3^3 + 3^3)}{8.5 \times (4.3 + 3)} = -7.70 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée:

. Travée AB:

$$\left\{ \begin{array}{l} x = \frac{4.3}{2} - \left(\frac{7.70}{6.02 \times 4.3} \right) = 1.85 \text{ m} \\ M_0(x) = \frac{6.02 \times 1.85}{2} \times (4.3 - 1.85) = 13.64 \text{ KN.m} \\ M(x) = 13.64 - 7.7 \times \left(\frac{1.85}{4.3} \right) = 10.33 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

. **Travée BC:**

$$\left\{ \begin{array}{l} x = \frac{3.00}{2} + \left(\frac{7.7}{6.02 \times 3} \right) = 1.92 \text{ m} \\ M_0(x) = \frac{6.02 \times 1.92}{2} \times (3 - 1.92) = 6.24 \text{ KN.m} \\ M(x) = 6.24 - 7.7 \times \left(1 - \frac{1.92}{3.00} \right) = 3.46 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Effort tranchant:**

. **Travée AB:**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{6.02 \times 4.3}{2} + \frac{-7.7}{4.3} = 11.15 \text{ KN.} \\ V_B = -\frac{6.02 \times 4.3}{2} + \frac{-7.7}{4.3} = -14.73 \text{ KN} \end{array} \right.$$

. **Travée BC:**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{6.02 \times 3}{2} + \frac{7.7}{3} = 11.59 \text{ KN.} \\ V_C = -\frac{6.02 \times 3}{2} + \frac{7.7}{3} = -6.46 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• **A l'ELS:**

- **Les moments en appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

Détermination des moments sur les appuis intermédiaires:

. **Appui B:**

$$M_B = -\frac{3.23(4.3^3 + 3^3)}{8.5 \times (4.3 + 3)} = -5.52 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée:**

. **Travée AB:**

$$\left\{ \begin{array}{l} x = \frac{4.3}{2} - \left(\frac{5.52}{4.36 \times 4.3} \right) = 1.85 \text{ m} \\ M_0(x) = \frac{4.36 \times 1.85}{2} \times (4.3 - 1.85) = 9.88 \text{ KN.m} \\ M(x) = 9.88 - 5.52 \times \left(\frac{1.85}{4.3} \right) = 7.50 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

. **Travée BC:**

$$\left\{ \begin{array}{l} x = \frac{3}{2} + \left(\frac{5.52}{4.36 \times 3} \right) = 1.92 \text{ m} \\ M_0(x) = \frac{4.36 \times 1.92}{2} \times (3 - 1.92) = 4.52 \text{ KN.m} \\ M(x) = 4.52 - 5.52 \times \left(1 - \frac{1.92}{3} \right) = 2.53 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Plancher étage courant (type 4):**

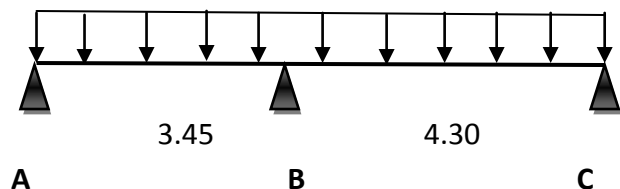


Figure III.2.schéma statique de la poutrelle type 4

• **Méthode forfaitaire:**

- **Vérification des conditions:**

1. $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5.20 ; 5) \text{ KN/m}^2$ vérifier
2. $0.8 \leq \frac{3.45}{4.30} = 0.80, \leq 1.25$ vérifier
3. La fissuration est peu nuisible.
4. Le moment d'inertie est constant le long de la travée.

- **A l'ELU:**

- **Les moments isostatiques :**

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

- . **Travée AB :**

$$M_0 = \frac{p_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{6.02 \times 3.45^2}{8} = 8.96 \text{ KN.m}$$

- . **Travée BC:**

$$M_0 = \frac{p_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{6.02 \times 4.3^2}{8} = 13.91 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur les appuis:**

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 13.91 = -8.34 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées:**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.2} = 0.223, \quad (1 + 0.3\alpha) = 1.07, \quad (1.2 + 0.3\alpha) = 1.27, \quad \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.63$$

- . **Travée AB:**

$$M_{t1} + \frac{8.36}{2} \geq \max \begin{cases} 1.07 \times 8.96 = 9.58 \text{ KN.m} \\ 1.05 \times 8.96 = 9.00 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{t1} \geq 5.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.27}{2} \times 8.96 \Rightarrow M_{t2} \geq 5.68 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) \Rightarrow M_t = 5.68 \text{ KN.m}$$

- . **Travée BC:**

$$M_{t1} + \frac{8.36}{2} \geq \max \begin{cases} 1.07 \times 13.93 = 14.90 \text{ KN.m} \\ 1.05 \times 13.93 = 14.62 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{t1} \geq 10.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.27}{2} \times 13.93 \Rightarrow M_{t2} \geq 8.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) \Rightarrow M_t = 10.71 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant:**

$$\cdot \text{ Travée AB : } \left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{p_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6.02 \times 3.45}{2} = 10.39 \text{KN} \\ V_B = -1.15 \times V_A = -1.15 \times 10.39 = -11.95 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$\cdot \text{ Travée AB : } \left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{p_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6.02 \times 4.30}{2} = 14.90 \text{KN} \\ V_B = -\frac{6.02 \times 4.30}{2} = -12.95 \text{KN} \end{array} \right.$$

• **A l'ELS:**

- **Les moments isostatiques :** $M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8}$

• **Travée AB :**

$$M_0 = \frac{p_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4.36 \times 3.45^2}{8} = 6.48 \text{KN.m}$$

• **Travée BC:**

$$M_0 = \frac{p_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{4.36 \times 4.3^2}{8} = 10.07 \text{KN.m}$$

- **Moments sur les appuis:**

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 10.07 = -6.04 \text{KN.m}$$

- **Moments en travées:**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.2} = 0.224, \quad (1 + 0.3\alpha) = 1.07, \quad (1.2 + 0.3\alpha) = 1.27, \quad \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.63$$

• **Travée AB:**

$$M_{t1} + \frac{6.04}{2} \geq \max \begin{cases} 1.07 \times 6.48 = 6.93 \text{KN.m} \\ 1.05 \times 6.48 = 6.80 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{t1} \geq 3.91 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.27}{2} \times 6.48 \Rightarrow M_{t2} \geq 4.11 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) \Rightarrow M_t = 4.11 \text{KN.m}$$

• Travée BC:

$$M_{i1} + \frac{6.04}{2} \geq \max \begin{cases} 1.07 \times 10.07 = 10.77 \text{ KN.m} \\ 1.05 \times 10.07 = 10.57 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{i1} \geq 7.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{i2} \geq \frac{1.27}{2} \times 10.07 \Rightarrow M_{i2} \geq 6.34 \text{ KN.m}$$

$$M_i = \max(M_{i1}, M_{i2}) \Rightarrow M_i = 7.73 \text{ KN.m}$$

• Étage courant:

Tableau III.3.Sollicitations à l'ELU

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.30	6.11	0.91	4.96	5.90	8.43	11.43
	BC	3.45	6.68	4.96	5.26	3.85	10.29	10.47
	CD	4.30	10.37	5.26	5.55	8.51	12.87	13.01
	DE	3.00	5.05	5.55	0.75	4.28	10.88	7.18
Type 2	AB	3.45	6.68	1.01	6.27	6.09	8.56	12.20
	BC	4.30	10.37	6.27	5.55	8.00	13.11	12.77
	CD	3.00	5.05	5.55	0.75	4.28	10.88	7.18
Type 3	AB	3.30	6.11	0.91	4.98	5.83	8.44	11.44
	BC	3.45	6.68	4.98	7.55	2.27	9.31	10.85
	CD	4.30	10.37	7.55	1.56	10.39	14.69	11.18
Type 4	AB	3.45	8.96	1.34	8.36	5.68	10.39	11.95
	BC	4.30	13.93	8.36	2.09	10.69	14.90	12.95
Type 5	AB	4.30	10.37	1.55	7.70	10.33	11.15	14.73
	BC	3.00	5.05	7.70	0.75	3.46	11.59	6.46
Type 6	AB	3.00	6.77	1.01	1.01	6.77	9.03	9.03
Type 7	AB	3.30	8.20	1.23	1.23	8.20	9.94	9.94
Type 8	AB	3.45	8.96	1.34	1.34	8.96	10.39	10.39

Tableau III.4.Sollicitations à l'ELS

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.30	4.38	0.65	3.56	4.28
	BC	3.45	4.79	3.56	3.77	2.80
	CD	4.30	7.44	3.77	3.98	6.17
	DE	3.00	3.62	3.98	0.54	3.10
Type 2	AB	3.45	4.79	0.71	4.49	4.42
	BC	4.30	7.44	4.49	3.98	5.82
	CD	3.00	3.62	3.98	0.54	3.10

Type 3	AB	3.30	4.38	0.66	3.57	4.27
	BC	3.45	4.79	3.57	5.41	1.64
	CD	4.30	7.44	5.41	1.12	7.53
Type 4	AB	3.45	6.48	0.97	6.04	4.11
	BC	4.30	10.07	6.04	1.51	7.73
Type 5	AB	4.30	7.44	1.11	5.52	7.50
	BC	3.00	3.62	5.52	0.54	2.53
Type 6	AB	3.00	4.89	0.73	0.73	4.89
Type 7	AB	3.30	5.93	0.89	0.89	5.93
Type 8	AB	3.45	6.48	0.97	0.97	6.48

- Étage commercial :

Tableau III.5.Sollicitations à l'ELU

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.45	11.76	1.76	11.04	9.06	13.08	19.48
	BC	4.30	18.28	11.04	9.78	11.41	20.58	20.00
	CD	3.00	8.89	9.78	1.33	6.29	17.42	10.90
Type 5	AB	4.30	18.28	2.74	13.57	15.57	17.14	23.57
	BC	3.00	8.89	13.57	1.33	4.91	18.68	9.63
Type 6	AB	3.00	10.62	1.59	1.59	10.62	14.16	14.16

Tableau III.6.Sollicitations à l'ELS

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	3.45	8.16	1.22	7.68	6.39
	BC	4.30	12.68	7.68	6.80	8.08
	CD	3.00	6.17	6.80	0.92	4.44
Type 5	AB	4.30	12.68	1.90	9.42	10.97
	BC	3.00	6.17	9.42	0.92	3.49
Type 6	AB	3.00	7.46	1.12	1.12	7.46

- Balcon corps creux :

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELU

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.45	6.68	1.01	6.26	6.10	8.57	12.19
	BC	4.30	10.37	6.26	6.53	7.51	12.65	13.23
	CD	3.00	8.89	6.53	1.33	5.99	14.45	9.45
Type 6	AB	3.00	8.96	1.34	1.34	8.96	11.95	11.95

Tableau III.8.Sollicitations à l'ELS

Type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	3.45	4.79	0.71	4.49	4.42
	BC	4.30	7.44	4.49	4.63	5.63
	CD	3.00	6.17	4.63	0.92	4.25
Type 6	AB	3.00	6.35	0.95	0.95	6.35

- Récapitulation des sollicitations les plus défavorables:

Tableau III. 9.Les sollicitations maximal

	ELU			ELS			Effort tranchant (KN.m)
	M _t (KN.m)	M _{ap rive} (KN.m)	M _{ap int} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{ap rive} (KN.m)	M _{ap int} (KN.m)	
Étage courant	10.69	2.09	8.36	7.73	1.51	6.04	14.73
Étage commercial	15.57	2.74	13.57	10.97	1.33	9.42	23.57
Balcon corps creux	8.96	1.34	6.53	6.35	0.96	4.63	14.45

III.1.2.6. Ferrailages des poutrelles:

Les poutrelles se calculent à la flexion simple.

- **Plancher étage commercial:**
 - a. **Calcul à l'ELU:**
 - **Calcul d'armatures longitudinales:**

$$M_t^{\max} = 15.57 \text{ KN.m}$$

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \Rightarrow \quad M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 10^3$$

$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} \geq M_t = 15.57 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression
 \Rightarrow Étude d'une section $b \times h$.

- **En travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{15.57 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.052 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.052 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A : } \xi = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.066$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.066) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{15.57 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 2.55 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

(Art A.4.2.1) [1]

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < A_t$$

On opte pour : $A_{tr} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}$

- **En appui:**

. **Appui intermédiaire:**

$$M_a^{int} = 13.57 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{13.57 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.045 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.045 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A : } \xi = 10\%_{00} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.058$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.058) = 0.175 \text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{13.57 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 2.22 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

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

(Art A.4.2.1) [1]

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \times 10^{-4} \text{m}^2 < A_a^{int}$$

$$\text{On opte pour : } A_a^{int} = 1HA12 + 1HA14 = 2.67 \text{cm}^2$$

. **Appui de rive:**

$$M_a^{rive} = 2.74 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.54 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.009 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.009 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A : } \xi = 10\%_{00} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.011$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.011) = 0.179 \text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{2.74 \times 10^{-3}}{348 \times 0.179} = 0.44 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité:** (Art A.4.2.1) [1]

$$A_{min} = 1.41 \cdot 10^{-4} m^2 < A_a^{rive}$$

On opte pour : $A_{tr} = 1HA12 = 1.13 cm^2$

• **Ferraillage transversales:**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement:** (Art A.5.1.1) [1]

$$V^{max} = 23.57 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{23.57 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 1.30 KN$$

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \right] Mpa = 3.33 Mpa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Vérifier.} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

- **Armatures transversales:** (Art 5.1.2.2) [2]

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(12; \frac{200}{35}; \frac{10}{10} \right)$$

Soit : $\phi_t = 6mm \Rightarrow$ on choisi un étrier ϕ_6 : $A_t = 2\phi_6 = 0.57 cm^2$

- **Espacement :**

$$S_t = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40cm) = 16.2cm \quad (\text{Art A.5.1.2.2})[2] \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57cm \quad (\text{Art A.5.1.2.3})[2] \Rightarrow S_t = 15 cm \\ A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} = 27.22cm \quad (\text{Art A.5.1.2.3})[2] \end{array} \right.$$

Avec :

$\alpha = 90^\circ$: Flexion simple, armatures droites.

$K = 1$: Pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible.

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

- **Vérification de la bielle:**

(Art A.5.1.3.1.2) [1]

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a \leq 0.9d \Rightarrow a = 0.18 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_u = 23.57 \text{ KN} < 0.267 \times 0.18 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 120.15 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales:**

(Art A.5.1.3.1.2) [1]

- **Appui de rive:**

$$M_u^{rive} = 0 \text{ KN.m}$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{appui} \Rightarrow A_l = 3HA12 + 1HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_u} = \frac{1.15 \times 23.57 \times 10^{-3}}{400} = 0.667 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 0.667 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifier.}$$

- **Appui intermédiaire:**

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

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(23.57 \times 10^{-3} - \frac{15.57 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -2.08 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l = 3HA12 + 1HA12 + 1HA14 = 6.06 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = 6.06 \text{ cm}^2 \geq -2.08 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u

- **Vérification de la jonction table-nervure:**

(Art A.5.1.2.1.1) [2]

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.1}{2} = 0.275$$

$$\tau_u = \frac{23.57 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.53 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

b. Vérification à l'ELS:

Il y a lieu de vérifier :

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

• **État limite d'ouverture des fissures :**

(Article B-6-3) [1]

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

• **État limite de compression du béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mp}$$

- **En travée :**

$$M_{Iser}^{max} = 10.97 \text{ KN.m}$$

$$A = 3.39 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04)$$

$\Rightarrow H = -1.91 \cdot 10^{-4} \text{ m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0)h_0 + 30 \times A]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10 \times y^2 + [2 \times (65 - 10)4 + 30 \times 3.39]y - [(65 - 10)4^2 + 30 \times 18 \times 3.39] = 0$$

$$10y^2 + 541.7y - 2710.6 = 0 \Rightarrow y = 4.61 \text{ cm}$$

- **Calcul de moment d'inertie :**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A(d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 4.61^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{12} + (65 - 10)4 \left(4.61 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 3.39(18 - 4.61)^2$$

$$\Rightarrow I = 11235.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{10.97 \times 10^{-3}}{11235.57 \times 10^{-8}} 0.0461 = 4.5 \text{ M}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4.5 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifier}$$

- **En appui :**

$$M_{\text{iser}}^{\text{max}} = 9.42 \text{ KN.m}$$

$$A = 2.67 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.67 \times 10^{-4}(0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -4.07 \cdot 10^{-5} \text{ m} \Rightarrow \text{L'axe neutre passe par la nervure} \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0)h_0 + 30 \times A]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10 \times y^2 + [2 \times (65 - 10)4 + 30 \times 2.67]y - [(65 - 10)4^2 + 30 \times 18 \times 2.67] = 0$$

$$10y^2 + 520.1y - 2321.8 = 0 \Rightarrow y = 4.12 \text{ cm}$$

- **Calcul de moment d'inertie :**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A(d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 4.12^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{12} + (65 - 10)4 \left(4.12 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 2.67(18 - 4.12)^2$$

$$\Rightarrow I = 9231.02 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = \frac{9.42 \times 10^{-3}}{9231.02 \times 10^{-8}} 0.0412 = 4.2 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4.2 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifier}$$

• **État limite de déformation (vérification de la flèche) [1] et [2]**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, on peut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Pour notre cas: $h = 20\text{cm}$. $l = 430\text{ cm}$

$$\frac{16}{430} = 0.037 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Non vérifiée}$$

⇒ donc on il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie d'après le **BAEL9 (Art B.6.5.2)** comme suit:

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{430}{500} = 0.86\text{cm}$$

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

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

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

- **Évaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

- **Propriété de la section:**

Position de l'axe neutre :

$$y = 4.61\text{cm}.$$

Moment d'inertie :

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

$$y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4}{2} + 15(3.39 \times 18)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15(3.39)} = 6.42\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + b_0 h \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b - b_0) h_0 \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + nA(d - y_G)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 49056.13 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (m}^4))$$

$$A = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{10 \times 18} = 0.018$$

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

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

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

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

- **Contraintes :**

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

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

- **Inerties fictives (I_f):**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- **Évaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.2 = 3.38 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.2 + 5) = 6.63 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{1.85 \times 4.30^2}{8} = 3.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{3.38 \times 4.30^2}{8} = 5.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{6.63 \times 4.30^2}{8} = 11.49 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.16 \text{ cm}$$

$$I_0 = 49056.13 \text{ cm}^4$$

$$I = 11235.57m^4$$

$$A = 3.39cm^2$$

$$\rho = 0.018$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}) \times 0.018} = 2.36$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.36 = 0.94$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{3.2 \times (0.18 - 0.0416) \times 10^5}{11235.57} = 57.20MPa$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{5.85 \times (0.18 - 0.0416) \times 10^5}{11235.57} = 104.57Mpa$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{11.49 \times (0.18 - 0.0416) \times 10^5}{11235.57} = 205.39Mpa$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.018 \times 57.20 + 2.1} = 0.40 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.018 \times 104.57 + 2.1} = 0.61 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.018 \times 205.39 + 2.1} = 0.78 > 0$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times 49056.13}{1 + (2.36 \times 0.40)} = 27758.09cm^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times 49056.13}{1 + (2.36 \times 0.61)} = 22119.09cm^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times 49056.13}{1 + (2.36 \times 0.78)} = 18995.26cm^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times 49056.13}{1 + (0.94 \times 0.61)} = 34296.26cm^4$$

$$f_{ji} = \frac{3.2 \times 10^{-3} \times 4.30^2}{10 \times 32164.2 \times 27758.09 \times 10^{-8}} = 0.00103m$$

$$f_{gi} = \frac{5.85 \times 10^{-3} \times 4.30^2}{10 \times 32164.2 \times 22119.09 \times 10^{-8}} = 0.00152m$$

$$f_{pi} = \frac{11.49 \times 10^{-3} \times 4.30^2}{10 \times 32164.2 \times 18995.26 \times 10^{-8}} = 0.00347m$$

$$f_{vg} = \frac{11.49 \times 10^{-3} \times 4.30^2}{10 \times 10721.4 \times 34296.26 \times 10^{-8}} = 0.00569m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00569 - 0.00103 + 0.00347 - 0.00152 = 0.00669m$$

$$\Delta f = 0.668cm \leq f_{adm} = 0.860cm$$

C'est vérifié.

III.1.2.7. Récapitulation de calcul de ferrailage des différentes poutrelles:

Tableau III.10. calcul des sections d'armatures des poutrelles.

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Plancher commercial	travée	15.57	0.052	0.066	17.50	2.55	1.41
	Appui interm	13.57	0.045	0.058	17.50	2.22	0.21
	Appui de rive	2.74	0.009	0.011	17.90	0.44	0.21
Plancher étage courant	travée	10.69	0.035	0.044	17.60	1.74	1.41
	Appui interm	8.36	0.028	0.035	17.70	1.35	0.21
	Appui de rive	2.09	0.006	0.007	17.90	0.33	0.21
Balcon corps creux	travée	8.96	0.029	0.036	17.70	1.45	1.41
	Appui interm	6.34	0.021	0.026	17.80	1.02	0.21
	Appui de rive	1.34	0.004	0.005	17.90	0.21	0.21

Tableau III.11. armatures longitudinales et transversales adoptées

Étage		Barres	Section (cm ²)	Ferrailage transversale	
				A_t	S_t
Plancher commercial	travée	3HA12	3.39	2Φ6	15
	Appui interm	1HA12+1HA14	2.67		
	Appui de rive	1HA12	0.79		
Plancher étage courant	travée	3HA10	2.36		
	Appui interm	1HA10+1HA12	1.92		
	Appui de rive	1HA10	0.70		
Balcon corps creux	travée	2HA8+1HA10	1.80		
	Appui interm	1HA8+1HA10	1.29		
	Appui de rive	1HA8	0.50		

Tableau III.12. vérification des armatures longitudinale au cisaillement

Type de plancher	Influence sur le béton		Influence sur les aciers		Jonction table nervure
	Vérification de la contrainte	Vérification de la bielle	Appui interm	Appui de rive	
Commercial	$1.30 \leq 3.33$	23.57 ≤ 120.15	6.06 ≥ -0.020	$4.15 \geq 0.677$	$1.53 \leq 3.33$
Courant	$0.81 \leq 3.33$	14.73 ≤ 120.15	4.28 ≥ -0.106	$3.84 \geq 0.420$	$0.96 \leq 3.33$
balcon	$0.80 \leq 3.33$	14.45 ≤ 120.15	3.09 ≥ -0.700	$2.30 \geq 0.410$	$0.94 \leq 3.33$
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau III.13.vérification des états limite de compression du béton.

plancher	Travée				Appui				Obser
	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	
commercial	10.97	4.61	11235.57	4.50	9.42	7.45	5835.97	12.02	Vérifier
courant	7.73	8.29	5236.73	12.23	6.04	7.70	4577.16	10.16	Vérifier
balcon	6.35	7.52	4382.95	10.89	4.63	6.63	3472.95	8.83	Vérifier

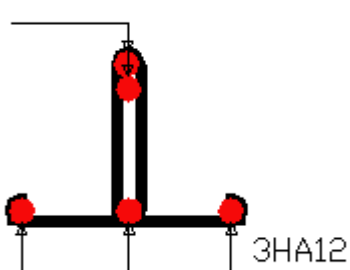
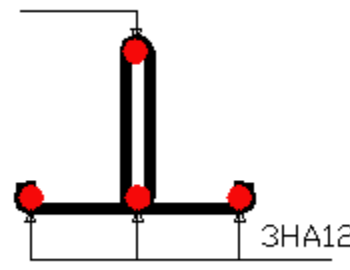
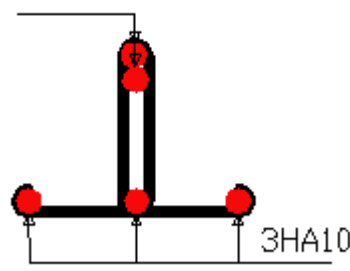
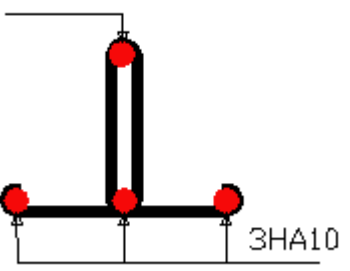
Tableau III.14.vérification des états limite de déformation.

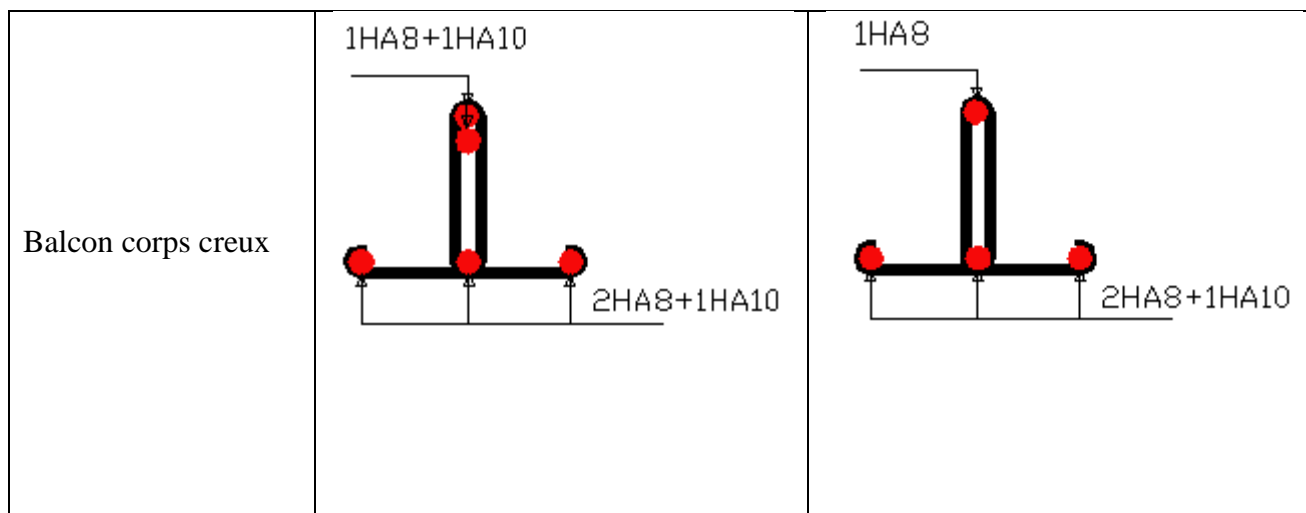
Planchers	Étage commercial	Étage courant	Balcon corps creux
q_{jser} (KN/m)	1.85	1.85	1.85
q_{gser} (KN/m)	3.38	3.38	3.38
q_{pser} (KN/m)	6.63	4.35	5.65
M_{jser} (KN.m)	3.20	3.20	1.56
M_{gser} (KN.m)	5.85	5.85	2.85
M_{pser} (KN.m)	11.49	7.54	4.77
I_0 (Cm ⁴)	49056.13	44096.92	37434.82
ρ	0.018	0.013	0.010
λ_i	2.36	3.28	4.26
λ_v	0.94	1.31	1.70
σ_{sj} (Mpa)	57.20	89.00	55.95
σ_{sg} (Mpa)	104.57	162.70	102.21
σ_{sp} (Mpa)	205.39	209.71	121.08
μ_j	0.40	0.45	0.15
μ_g	0.61	0.65	0.40
μ_p	0.78	0.71	0.58
If_{ij} (Cm ⁴)	27758.09	19590.71	25124.04
If_{ig} (Cm ⁴)	22119.09	15847.42	15228.66
If_{ip} (Cm ⁴)	18995.26	14571.80	11864.21
If_{vg} (Cm ⁴)	34296.26	26198.54	24510.89
f_{ji} (mm)	1.03	0.93	0.17
f_{gi} (mm)	1.52	2.12	0.52
f_{pi} (mm)	3.47	2.97	1.12

f_{gv} (mm)	5.77	4.96	1.63
Δf (mm)	6.69	4.88	2.05
f_{adm} (mm)	8.60	8.60	6.00

III.1.2.8. schéma de ferrailages des poutrelles:

Tableau III.15. schéma de ferrailages des poutrelles.

Type	Appui intermédiaire	Appui de rive
Étage commercial	<p>1HA12+1HA14</p> 	<p>1HA12</p> 
Étage courant	<p>1HA10+1HA12</p> 	<p>1HA10</p> 



III.1.2.9. Ferrailages de la dalle de compression:

(Art B.6.5.3) [1]

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles:**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.32 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit :

4HA8/ml = 2.01cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=25cm < 33cm vérifiée.

4HA8/ml = 2.01cm² parallèles aux poutrelles → St=25cm < 44cm vérifiée.

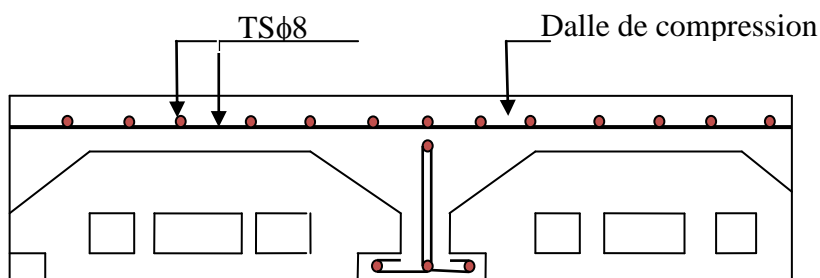


Figure III.3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2. Dalles pleines :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ si } \begin{cases} \rho \leq 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant } l_x). \\ \rho > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens.} \end{cases}$$

III.2.1. Dalle sur quatre appuis :

$l_x = 3.15 \text{ m}$

$l_y = 3.30 \text{ m}$

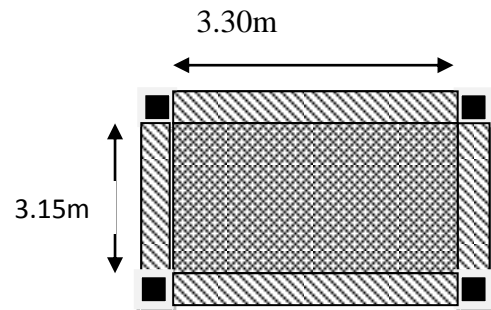


Figure III.4. Dalle sur 4 appuis

$\Rightarrow \rho = \frac{3.15}{3.30} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$

III.2.1.1.Évaluation des charges :

$G = 4.97 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1,5 \text{ KN/m}^2.$

$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 8.95 \text{ KN/m}^2.$

$P_s = G + Q = 6.47 \text{ KN/m}^2.$

III.2.1.2. Les sollicitations :

- **A L'ELU ($v = 0$) :**

$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 3.64 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 3.23 \text{ KN.m}$

- **En travée:**

$$M_t^x = 0.75 M_0^x = 0.75 \times 3.64 = 2.73 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_0^y = 0.75 \times 3.23 = 2.42 \text{KN.m}$$

- **En appui:**

$$M_t^x = -0.50 M_0^x = -0.50 \times 3.64 = -1.82 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = -0.50 M_0^y = -0.50 \times 3.23 = -1.61 \text{KN.m}$$

• **A L'ELS ($\nu = 0.2$) :**

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = 3.10 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = 2.86 \text{KN.m}$

- **En travée:**

$$M_t^x = 0.75 M_0^x = 2.32 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_0^y = 2.14 \text{KN.m}$$

- **En appui:**

$$M_t^x = -0.50 M_0^x = -1.55 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = -0.50 M_0^y = -1.43 \text{KN.m}$$

III.2.1.3. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

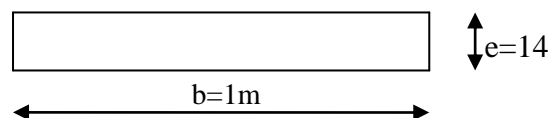


Figure III.5.Section de la dalle pleine a ferrailée

• **Sens xx':**

$$d_x = 12 \text{ cm}$$

- **En travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.013$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.016$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.119m$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\sigma_{st} \times z} = 0.65 \text{ cm}^2$$

- **En appui:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.008$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.010$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.119m$$

$$A_t = \frac{M_a^x}{\sigma_{st} \times z} = 0.43 \text{ cm}^2$$

• **Sens yy':**

$$d_y = 11 \text{ cm}$$

- **En travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.014$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.017$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.109m$$

$$A_t = \frac{M_t^y}{\sigma_{st} \times z} = 0.63 \text{ cm}^2$$

- **En appui:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.00\zeta$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.011$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.109m$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times z} = 0.42 \text{ cm}^2$$

III.2.1.4. Vérification :

- **A L'ELU:**

- **Condition de non fragilité:**

$$e > 12 \text{ cm} \Rightarrow e = 14 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow \rho = 0.95 > 0.4 \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_x^{min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \times e = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1.12 \text{ cm}^2$$

Tableau III.16. Choix des armatures.

		$A^{cal}(\text{cm}^2)$	$A^{min}(\text{cm}^2)$	$A^{adpt}(\text{cm}^2)$
xx'	travée	0.65	1.14	4HA8=2.01
	appui	0.43	1.14	4HA8=2.01
yy'	travée	0.63	1.12	4HA8=2.01
	appui	0.42	1.12	4HA8=2.01

- **L'espace des barres :**

$$//l_x: S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 33\text{cm}$$

$$//l_y: S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 33\text{cm}$$

- **Vérification de cisaillement:**

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{8.95 \times 3.15}{2} = 14.09 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.11 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \right] \text{ Mpa} = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Vérifier.} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

- **A L'ELS:**

- **État limite de compression du béton :**

Tableau III.17. Vérification d'état limite de compression du béton.

	$M_t(\text{KN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{Mpa})$	obser
Sens xx'	2.32	2.40	3239.42	1.71	15	vérifiée
Sens yy'	2.14	2.29	2687.60	1.82	15	vérifiée

- **Vérification de la flèche:**

Sens xx':

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{3.15} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.0525$$

⇒ La condition n'est pas vérifiée. Il faut vérifier la flèche.

Sens yy':

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{3.30} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0525$$

⇒ La condition n'est pas vérifiée. Il faut vérifier la flèche.

. **Calcul de la flèche:**

La flèche totale est définie d'après le BAEL9 (Art B.6.5.2) comme suit:

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

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

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

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

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

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

. **Évaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 3.50 \text{ KN} / \text{m}^2$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

$q_{gser} = 4.97 \text{ KN} / \text{m}^2$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 6.47 \text{ KN} / \text{m}^2$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \quad ; M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad ; M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

. **Propriété de la section:**

Position de l'axe neutre : $y = 4.61cm$.

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0.d}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{5\rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

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

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

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

. **Contraintes :**

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

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

. **Inerties fictives (I_f):**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

. **Évaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

Tableau III.18.vérification des états limite de déformation.

	Sens xx'	Sens yy'
M_{jser} (KN.m)	3.25	3.31
M_{gser} (KN.m)	4.62	4.71
M_{pser} (KN.m)	6.26	6.39
I_0 (Cm ⁴)	23620.42	2687.60
ρ	0.0016	0.0018

λ_i	13.12	11.66
λ_v	5.25	4.66
σ_{sj} (Mpa)	140.02	160.90
σ_{sg} (Mpa)	205.37	228.96
σ_{sp} (Mpa)	278.27	310.63
μ_j	0.00	0.00
μ_g	0.00	0.05
μ_p	0.05	0.15
$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)	25982.44	25683.96
$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)	25982.44	21025.89
$I_{f_{ip}}$ (Cm ⁴)	15737.39	9343.02
$I_{f_{vg}}$ (Cm ⁴)	25982.44	23594.87
f_{ji} (mm)	0.38	0.60
f_{gi} (mm)	0.54	1.05
f_{pi} (mm)	1.22	2.31
f_{gv} (mm)	2.22	2.75
Δf (mm)	2.50	3.40
f_{adm} (mm)	6.30	6.60

III.2.1.5. Schéma de ferrailage :

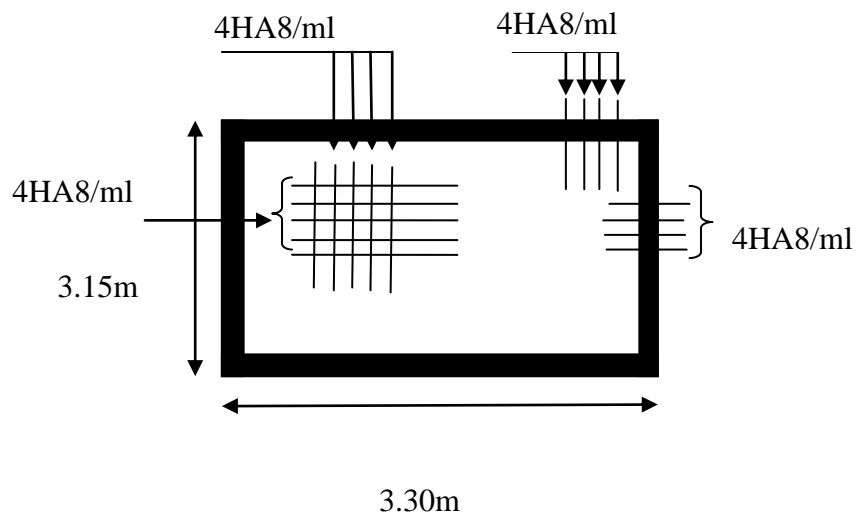


Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

III.2.2. Dalle sur trois appuis :

$l_x = 2.10 \text{ m}$
 $l_y = 3.50 \text{ m}$

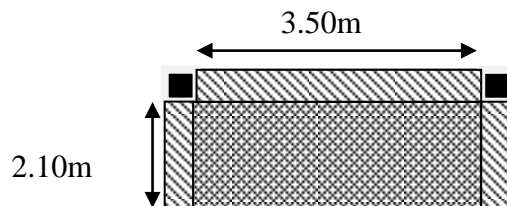


Figure III.7. Dalle sur 3 appuis

$\Rightarrow \rho = \frac{2.10}{3.50} = 0.60 > 0.40 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

III.2.2.1.Évaluation des charges :

$G = 4.97 \text{ KN/m}^2$

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

$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 8.95 \text{ KN/m}^2.$

$P_s = G + Q = 6.47 \text{ KN/m}^2.$

III.2.2.2. Les sollicitations :

$l_x = 2.1 \text{ m} > \frac{l_y}{2} = 1.75 \text{ m} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \frac{ql_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{ql_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{ql_y^3}{48} \end{array} \right.$

Tableau III.19.calcul des sollicitations.

			M_0	M
ELU	Travée	Sens XX	16.00	$0.85 M_0^x = 13.60 \text{ KN.m}$
		Sens YY	12.80	$0.85 M_0^y = 10.88 \text{ KN.m}$
	Appui	Sens XX	16.00	$-0.30 \times M_0^x = -4.08 \text{ KN.m}$
		Sens YY	12.80	$-0.30 \times M_0^x = -4.08 \text{ KN.m}$
ELS	Travée	Sens XX	11.55	$0.85 M_0^x = 9.81 \text{ KN.m}$
		Sens YY	9.24	$0.85 M_0^y = 7.85 \text{ KN.m}$
	Appui	Sens XX	11.55	$-0.30 \times M_0^x = -3.46 \text{ KN.m}$
		Sens YY	9.24	$-0.30 \times M_0^x = -3.46 \text{ KN.m}$

III.2.1.3. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Tableau III.20. calcul du ferrailage.

		M (KN.m)	d (cm)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)
Sens xx'	travée	13.60	12.00	0.066	0.086	11.50	3.37
	appui	4.08	12.00	0.019	0.025	11.80	0.98
sens yy'	travée	10.88	11.00	0.063	0.081	10.60	2.93
	appui	4.08	11.00	0.023	0.030	10.86	0.10

III.2.2.4. Vérification :

- **A L'ELU:**

- **Condition de non fragilité:**

$$e > 12 \text{ cm} \Rightarrow e = 14 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow \rho = 0.60 > 0.4 \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_x^{min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \times e = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1.12 \text{ cm}^2$$

Tableau III.21. Choix des armatures.

		A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adpt} (cm ²)
xx'	travée	3.37	1.34	4HA12=4.52
	appui	0.98	1.34	4HA8=2.01
yy'	travée	2.93	1.12	4HA10=3.14
	appui	0.10	1.12	4HA8=2.01

- **L'espace des barres :**

$$//l_x: S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 33\text{cm}$$

$$//l_y: S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 33\text{cm}$$

- **Vérification de cisaillement:**

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{8.95 \times 2.10}{2} \frac{3.50^4}{2.10^4 + 3.50^4} = 8.32 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.069 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Vérifier.} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

- A L'ELS:
 - État limite de compression du béton

Tableau III.22. Vérification d'état limite de compression du béton.

	M_t (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obser
Sens xx'	9.81	3.41	6333.15	5.25	15	vérifiée
Sens yy'	7.85	2.70	3962.64	5.34	15	vérifiée

- État limite d'ouverture des fissures:

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max(240; 110 \sqrt{n \times f_{tj}}) \right]$$

$$\sigma_{st} = 199.58 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 240 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

- Vérification de la flèche:

Sens xx':

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{2.10} = 0.066 > \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0037 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

\Rightarrow Les conditions sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens yy':

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{3.50} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 11} = 0.0028 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

\Rightarrow la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée. La vérification de la flèche est nécessaire

- Calcul de la flèche:

Tableau III.23. Vérification de la flèche.

Évaluation des moments en travées						
q_{jser}	q_{gser}	q_{pser}	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}	
3.50	4.97	6.47	4.01	5.70	7.43	
Propriétés de la section						
y	I_0	ρ	λ_i	λ_v	E_i	E_v
2.70	23620.26	0.0028	7.50	3.00	32164.2	10721.4
Contraintes						
σ_{sj}		σ_{sg}		σ_{sp}		
125.98		179.08		233.43		
Inertie fictives						
U_j	U_g	U_p	I_{fij}	I_{fig}	I_{fip}	I_{fvg}
0.00	0.10	0.22	25982.28	14847.02	9804.63	18558.77
Évaluation des flèches						
f_{ij}		f_{ig}		f_{ip}		f_{vg}
5.87		1.90		2.88		4.57
$\Delta f_t = -0.32 \text{ mm} \approx 0 < f_{adm} = 7.00 \text{ mm}$						

III.2.2.5. Schéma de ferrailage :

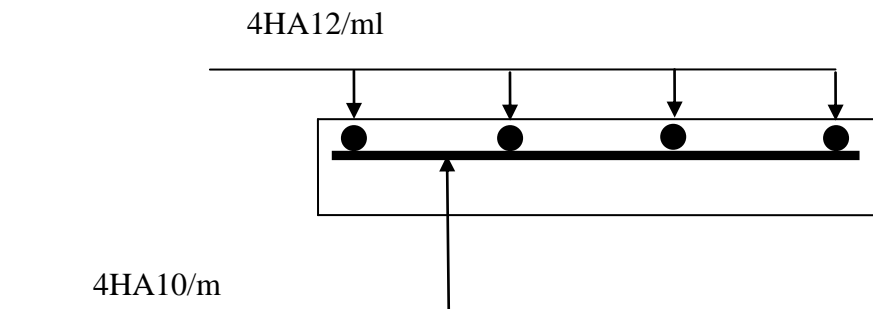
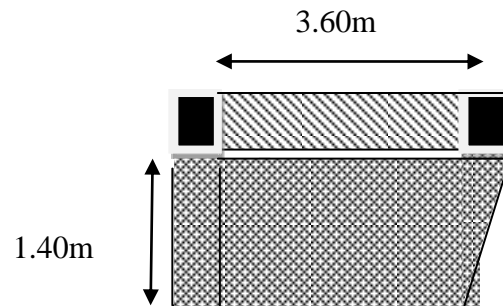


Figure III.8. schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

III.2.3. Dalle sur deux appuis :

$$l_x = 1.40m$$

$$l_y = 3.60m$$

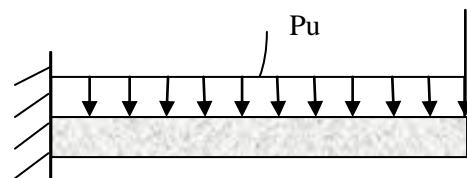
**Figure III.9.** Dalle sur 2 appuis

$$\Rightarrow \rho = \frac{1.40}{3.60} = 0.38 < 0.40 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens.}$$

III.2.3.1.Évaluation des charges :

- **La dalle** (charge répartie)

$$G = 4.00 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

**Figure III.10.** Schéma statique de la console

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.96 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 8.47 \text{ KN/m}^2.$$

- **Le garde corps** (charge concentré)

$$G = 1.30 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 3.255 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 2.30 \text{ KN/m}^2.$$

III.2.3.2. Les sollicitations :

- **A L'ELU :**

- **Moment max:**

$$M_u = \frac{P_1 \times l_x^2}{2} + P_2 l_x \Rightarrow M_u = 16.27 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$P_u = P_1 l_x + P_2 \Rightarrow P_u = 19.98 \text{ KN}$$

- **A L'ELS :**

$$M_s = 11.52 \text{ KN.m}$$

III.2.3.3. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m

Tableau III.24. calcul du ferrailage.

M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)	S_t (cm)
16.2	0.079	0.103	11.50	4.06	1.12	4HA12=4.52	33

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2; S_t = 20 \text{ cm}$$

III.2.3.4. Vérification :

• **A l'ELU :**

- **Vérification de l'espacement :**

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

- **l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0.1665 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ Mpa.}$$

• **A l'ELS**

- **la vérification de la contrainte dans le béton :**

Tableau III.25. Vérification d'état limite de compression du béton.

M_s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
11.02	3.41	6324.56	5.94	15	vérifier

- **Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \\ \frac{A}{b \times d} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.3.5. Schéma de ferrailage :

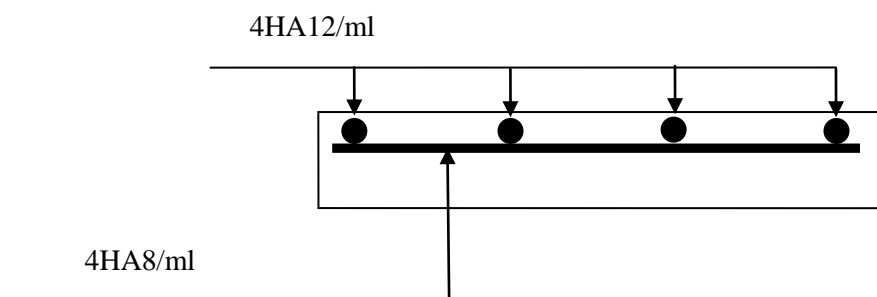


Figure III.11. schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis

III.2.4. Dalle sur un appui :

$$l_x = 0.85m$$

$$l_y = 3.60m$$

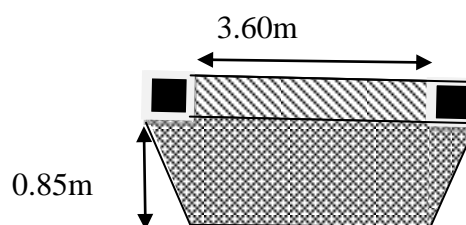


Figure III.12. Dalle sur un appui.

III.2.4.1 Evaluation des charges :

- La dalle:

$$G = 4 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 8.96 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 6.47 \text{ KN/m}^2.$$

- Le garde corps:

$$G = 2.62 \text{ KN/m}^2 \quad ;$$

$$P_u = 1.35 \times G = 3.53 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G = 2.62 \text{ KN/m}^2.$$

III.2.4.2. Les sollicitations :

- A L'ELU :

- Moment max:

$$M_u = 6.23 \text{ KN.m}$$

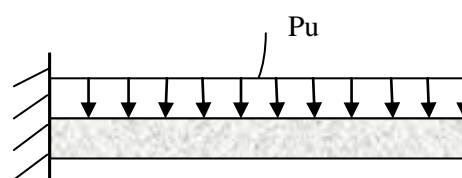


Figure III.13. Schéma statique de la console

- L'effort tranchant :

$$P_u = 11.14 \text{ KN}$$

- A L'ELS :

$$M_s = 4.56 \text{ KN.m}$$

III.2.4.3. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m

Tableau III.26. calcul du ferrailage.

M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)	S_t (cm)
6.23	0.03	0.038	11.80	1.51	1.12	4HA8=2.01	33

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = \text{cm}^2; S_t = 33 \text{ cm}$$

III.2.4.4. Vérification :

- A l'ELU :

- Vérification de l'espacement :

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

- l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.092 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa.}$$

- A l'ELS

- la vérification de la contrainte dans le béton :

Tableau III.27. Vérification d'état limite de compression du béton.

M_s (KNm)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
4.56	2.4	3239.42	3.37	15	vérifier

- **Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.16 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0016 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \end{array} \right.$$

⇒ Les deux conditions sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.4.5. Schéma de ferrailage :

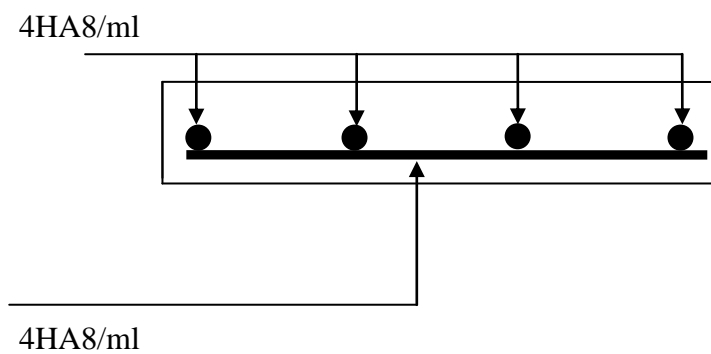


Figure III.14. schéma de ferrailage de la dalle pleine sur un appui

III.3. Étude des escaliers:

III.3.1. Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure les escaliers sont du même type : deux volées et un palier intermédiaire.

III.3.2. Étude d'escalier type I :

III.3.2.1. Combinaison de charges:

- Pour la volée

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.55 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = G + Q = 10.5 \text{ KN/m}$

- Pour le palier

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.13 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = G + Q = 7.97 \text{ KN/m}$

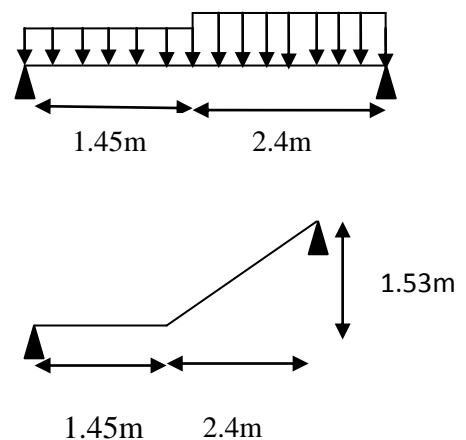


Figure III.15. Schéma statique d'escalier type I

III.3.2.2. Les sollicitations

- L'ELU :

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 23.92 KN$$

$$R_B = 27.07 KN$$

$$M_0 = 27.11 KN.m$$

$$M_t^{max} = 0,75M_0 = 18.88 KN.m$$

$$M_a = -0,5M_0 = -12.59 KN.m$$

$$V_{Elu} = 27.07 KN$$

- L'ELS :

Après calcul on trouve :

$$R_A = 17.23 KN$$

$$R_B = 19.52 KN$$

$$M_0 = 18.14 KN.m$$

$$M_t^{max} = 0,75M_0 = 13.6 KN.m$$

$$M_a = -0,5M_0 = -9.07 KN.m$$

$$V_{ser} = 19.52 KN$$

III.3.2.3. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

En travée: $M_t = 18.88 KN.m$

En appuis: $M_a = 13.95 KN.m$

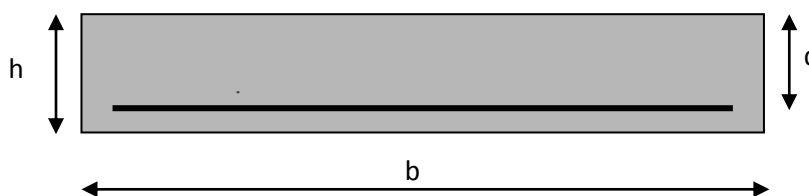


Figure III.16. Section de calcul

- b = 100 cm.
- d = 14cm.
- h = 16 cm.

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.28. Résumé des résultats de ferrailage.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adpt} (cm ² /ml)
En travée	18.88	0.067	0.086	13.50	4.01	4T12=4.52
En appuis	12.59	0.045	0.057	13.60	2.66	4T10=3.14

III.3.2.4. Vérifications :• **A l'ELU**- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,14 \cdot 2,1 / 400 = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

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

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

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

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{27,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14} = 0,193 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

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

$$\tau_u = 0,193 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

- **Calcul des armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4}$$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_t \geq 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On choisit : 3T8 = 1,51 cm²/m

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4}$$

$$\frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_a \geq 0,78 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On choisit : 3T8 = 1,51 cm²/m

- **Espacement :**. **Armatures principales:**

$$S_t \leq \min(3 \times h; 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(48; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 33$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

. **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min(4 \times h; 45) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(56; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 45$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

• **A P'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

. **En travée :**

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

$$\bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.73 \text{ cm}$$

$$I = 8.88 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.6 \times 10^{-3}}{8.88 \times 10^{-5}} \times 0.0373 = 5.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} \Rightarrow \text{(Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression).}$$

. **En appuis :**

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

$$\bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$y = 3.19 \text{ cm}$$

$$I = 5.5 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.01 \times 10^{-3}}{5.5 \times 10^{-5}} \times 0.0319 = 5.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} \Rightarrow \text{(Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression).}$$

- Vérification à l'état limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.16}{3.85} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.062$$

La première condition n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche

Tableau III.29. Vérification de la flèche.

Évaluation des moments en travées						
M_{jser}		M_{gser}		M_{pser}		
7.81		9.78		13.25		
Propriétés de la section						
y	I_0	ρ	λ_i	λ_v	E_i	E_v
3.73	36574.14	0.0032	6.56	2.62	32164.2	10721.4
Contraintes						
σ_{sj}		σ_{sg}		σ_{sp}		
135.00		169.66		229.86		
Inertie fictives						
U_j	U_g	U_p	If_{ij}	If_{ig}	If_{ip}	If_{vg}
0.039	0.139	0.236	32035.50	21043.36	15788.46	29491.37
Évaluation des flèches						
f_{ij}		f_{ig}		f_{ip}		f_{vg}
1.12		1.52		3.86		4.58
$\Delta f_t = 5.00 \text{ mm} < f_{adm} = 7.70 \text{ mm}$						

• Schéma ferrailage

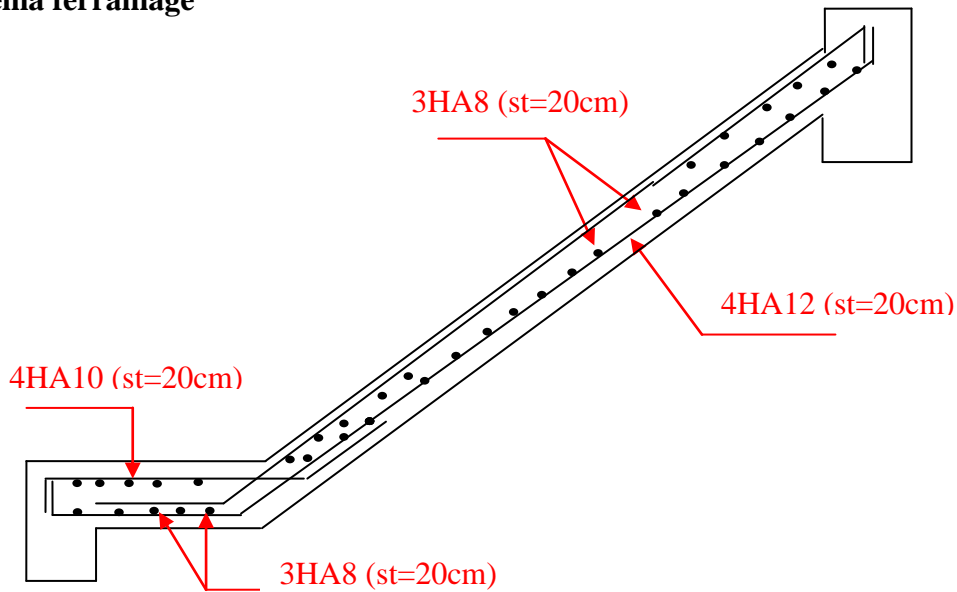


Figure III.17. Schémas du ferrailage de l'escalier type I

III.3.2.5. Le palier intermédiaire

• Dalle sur un seul appui (une console)

- Évaluation des charges

$$G = 5.47 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{KN/m}^2$$

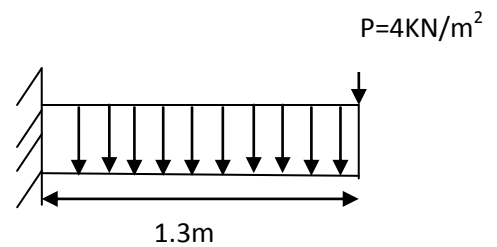


Figure III.18. Schéma statique de palier intermédiaire

$$P_u = 1.35 + 1.5Q = 11.13 \text{KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 5.4 \text{KN/m}$$

$$P = 4 \text{KN/m}^2 \text{ (La charge concentrée due au poids propre de mur)}$$

$$R_B = 27.07 \text{KN} \text{ (La charge transmise par l'escalier)}$$

- Les sollicitations :

$$M_u = \frac{P_u l^2}{2} + Pl$$

$$M_u = 16.42 \text{KN.m}$$

$$V_u = (P_u l) + P + R_B$$

$$V_u = 46.94 \text{KN}$$

- Ferrailage
- . Armature principale

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$b=100\text{cm}$, $h=16\text{cm}$, $d=14\text{cm}$, $f_{bu}=14.2\text{MPa}$

Tableau III.30. Calcul de ferrailages.

M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{adpt} (cm^2)	S_t (cm)
16.42	0.058	0.074	0.135	3.47	4HA12=4.52	20

- . Armatures secondaires

$$A = \frac{A_1}{3} = \frac{4.52}{3} = 1.50\text{cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

- Verification

- A L'ELU:

- . L'effort tranchant:

$$V_u = 46.94\text{KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{46.94 \times 10^{-3}}{0.14 \times 1} = 0.33\text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa} \end{cases}$$

- . Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,14.2,1/400 = 1,69\text{cm}^2 / \text{ml.}$$

- A P'ELS :

- Vérification de l'état limite de compression du béton :

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

$$\bar{\sigma} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.73\text{cm}$$

$$I = 8.88 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.75 \times 10^{-3}}{8.88 \times 10^{-5} \times 10^{-8}} \times 0.0373 = 5.77\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} \Rightarrow$ (Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression).

- **La contrainte dans l'acier**

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 238.5 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 238.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 240 \text{ MPa}$ Vérifiée

- **La flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h}{l} = \frac{16}{130} = 0.12 \right) > \left(\frac{1}{16} = 0.0625 \right) \\ \left(\frac{h}{l} = 0.12 \right) > \left(\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{13.75}{10 \times 13.75} = 0.1 \right) \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52 \times 10^{-4}}{0.14 \times 1} \leq \frac{2.4}{f_e} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

• **Schéma de ferrailage**

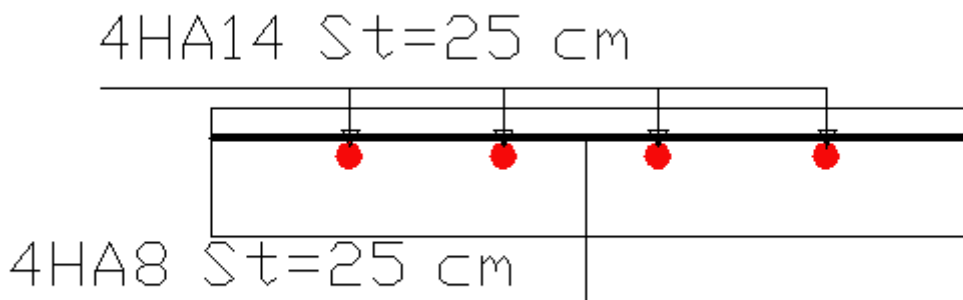


Figure III.19. Schéma de ferrailage de palier intermédiaire (dalle sur un seul appui)

III.3.2.6. Étude de la poutre palière

• **Dimensionnement**

Condition de la flèche :

$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 21.33 \text{ cm} < h < 32 \text{ cm}$

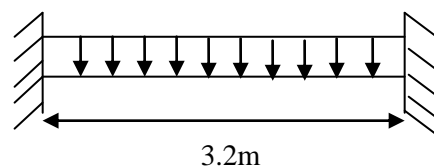


Figure III.20. Schéma statique de la poutre palière

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \text{(VII.7.5)[4]}$$

On prend : $h=30\text{cm}$; $b=30\text{cm}$.

- **Les charges sur la poutre :**

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN/m}$$

$$g_m = 2.62 \frac{(3.06 \times 0.3)}{2} = 3.61\text{KN/m}$$

- **Les sollicitations de la poutre palière:**

Tableau III.31. Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 27.07\text{KN}$	$R_B = 19.52\text{KN}$
$P_u = 1.35(g_0 + g_m) + R_B$	$P_s = (g_0 + g_m) + R_B$
$P_u = 34.98\text{KN/m}$	$P_s = 25.38\text{KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 14.92\text{KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 10.82\text{KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -29.84\text{KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -21.65\text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 55.96\text{KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 40.60\text{KN}$

- **Calcul de la section d'armature à la flexion simple:**

Tableau III.32. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	14.92	0.044	0.057	0.273	1.56	4.5
En appuis	29.84	0.089	0.117	0.266	3.21	4.5

Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5\text{cm}^2$

- **Vérification:**
- **A l'ELU**
- . **l'effort tranchant**

$$V_u = 55.96KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.66 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa\right) = 3.25MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

- . **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (55.96 \times 10^{-3} - \frac{29.84 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1.79cm^2 \text{ Vérifier.}$$

- . **Calcul de l'espacement:**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 25.2.$$

On opte pour : $S_t=15cm$ en travée

$S_t=10cm$ en appui

- . **Calcul de la section d'armature a la torsion:**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée
C'est le moment d'appui de l'escalier

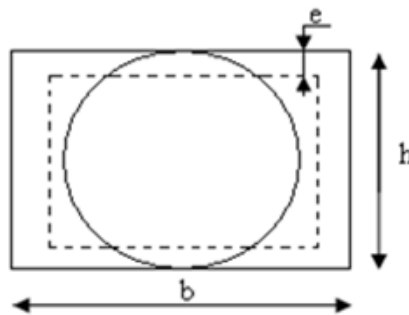


Figure III.21.Section creuse équivalente

$$M^{torsion} = M_b^a = 16.42KN.m$$

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 (ChapI.II.b) [1]

- U : périmètre de la section.
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur .
- e : épaisseur de la paroi .
- A_1 : section d'acier .

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

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

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

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.77 \text{ cm}^2$$

. **Section d'armatures finale:**

En travée

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.56 + \frac{3.77}{2} \Rightarrow A^t = 3.44 < 4.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min} , Soit : $A^t = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.21 + \frac{3.77}{2} \Rightarrow A^a = 5.09 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A, Soit : $A^a = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$

. **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

(ChapI.III) [1]

On a $V_{\max} = 55.96 \text{ KN}$; $\tau_{flexion} = 0.573 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{16.42 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 2.62 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Condition vérifiée

. **Calcul des armatures transversales a la torsion :**

Soit $St = 15 \text{ cm}$ en travée et 10 cm en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{16.42 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 348} \Rightarrow A_t = 0.65 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.65 = 2 \text{ m}^2$; Soit un cadre et un étrier $\emptyset 8 = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

• A L'ELS

. **État limite de compression de béton:**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Avec:

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

En appuis: ($M_a = 21.65 \text{ KN.m}$) ; $y = 10.79 \text{ cm}$; $I = 4.268 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{21.65 \times 10^{-3}}{4.268 \times 10^{-4}} \times 10.79 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.47 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifié}$$

En travée : $M_t = 10.82; y = 10.79 \text{cm}; I = 4.268 \times 10^{-4} \text{m}^4$
 $\sigma_{bc} = 2.73 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$.Condition vérifié

Évaluation de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.09 > 0.0625; \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.9 > 0.033; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.008 < 0.01 \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Schéma de ferrailage de la poutre palière**

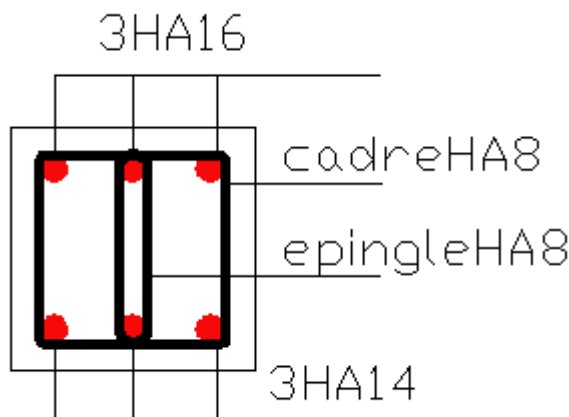


Figure III.22. Schéma ferrailage de la poutre palière de type 1.

III.3.3. Étude d'escalier type II

III.3.3.1 Combinaison de charges

Pour la volée

$$G_v = 8,58 \text{KN/m}^2$$

$$G_p = 5.47 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{KN/m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 15.33 \text{KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 11.08 \text{KN/m}$$

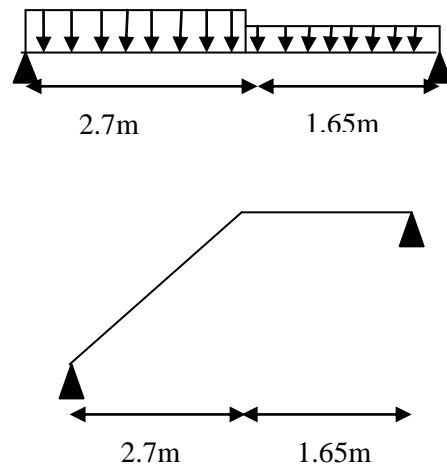


Figure III.23. Schéma statique d'escalier type II

Pour le palier

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.13 \text{KN} / m$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.97 \text{KN} / m$$

III.3.3.2. Les sollicitations :**Tableau III.33. Les sollicitations**

ELU	ELS
$R_B = 27.72 \text{KN}$	$R_B = 19.12 \text{KN}$
$R_A = 32.03 \text{KN}$	$R_A = 23.12 \text{KN}$
$M_0 = 33.46 \text{KN.m}$	$M_0 = 24.12 \text{KN.m}$
$M_t = 25.05 \text{KN.m}$	$M_t = 18.09 \text{KN.m}$
$M_a = -16.73 \text{KN.m}$	$M_a = -12.06 \text{KN.m}$
$V_{\max} = 32.03 \text{KN}$	$V_{\max} = 23.12 \text{KN}$

III.3.3.3 Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple d'une bande de 1m

- **Calcul de la section d'armature à la flexion simple**

Tableau III.34. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	S_t (cm)
travée	25.09	0.069	0.089	15.90	4.67	6HA10=4.71	1.9	St=25
appuis	16.73	0.046	0.059	15.60	3.07	4HA10= 3.14	1.9	St=25

III.3.3.4. Vérification:

- **A l'ELU**
 - **condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,16.2,1/400 = 1,9 \text{cm}^2 / ml.$$

- **Armature de répartition:**

$$\left. \begin{aligned} A_r^t &= \frac{A_{opt}}{4} = 1.17 \text{cm}^2 \\ A_r^a &= \frac{A_{opt}}{4} = 0.785 \text{cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{cm}^2 \text{ On prend } St=25 \text{cm}^2$$

- Vérification de cisaillement :

Tableau III.35. Vérification de cisaillement

Vérification de V_u		Espacement (cm)	
$V_u(\text{KN})$	32.03	Sens principal	$S_t = \min(3e, 33) = 33$
$\tau = \frac{32.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} (\text{cm})$	0.20	Sens secondaire	$S_t = \min(4e, 45) = 45$
$\overline{\tau}_u$	$0.05 \times f_{c28} = 1.17 \text{MPa}$	St choisi	(20 ; 25)
observation	Vérification	observation	Vérification

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (32.03 \times 10^{-3} - \frac{16.73 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -2.41 \text{cm}^2$$

- A P'ELS :

- État limite d'ouverture des fissures :

D'après le **BAEL91 (ART5.3.2)** la fissuration est considérée peu préjudiciable, alors aucune vérification à faire.

- État limite de compression du béton

Tableau III.36. Vérification d'état limite de compression du béton.

Position	$M_s(\text{KNm})$	$y(\text{cm})$	$I (\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{Mpa})$	Observation
En travée	18.44	0.0410	1.234×10^{-4}	6.14	15	Vérification
En appui	12.29	0.0343	8.78×10^{-5}	4.79	15	Vérification

- État limite de déformation :

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.09 > 0.0625;$$

La condition n'est pas vérifiée. La vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.37. Vérification de la flèche.

Évaluation des moments en travées						
q_{jser}	q_{gser}	q_{pser}	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}	
5.98	7.40	9.90	10.60	13.12	17.56	
Propriétés de la section						
ρ	λ_i	λ_v	E_i		E_v	
0.0029	7.13	2.85	32164.20		10721.40	
Contraintes						
σ_{sj}		σ_{sg}		σ_{sp}		
153.52		190.40		254.82		
Inertie fictives						
U_j	U_g	U_p	If_{ij}	If_{ig}	If_{ip}	If_{vg}
0.053	0.147	0.273	41562.12	27961.40	19436.39	40359.23
Évaluation des flèches						
f_{ij}		f_{ig}		f_{ip}		f_{vg}
1.50		2.76		5.73		5.31
$\Delta f_t = 6.78 \text{ mm} < f_{adm} = 8.70 \text{ mm}$						

• Schéma ferrailage

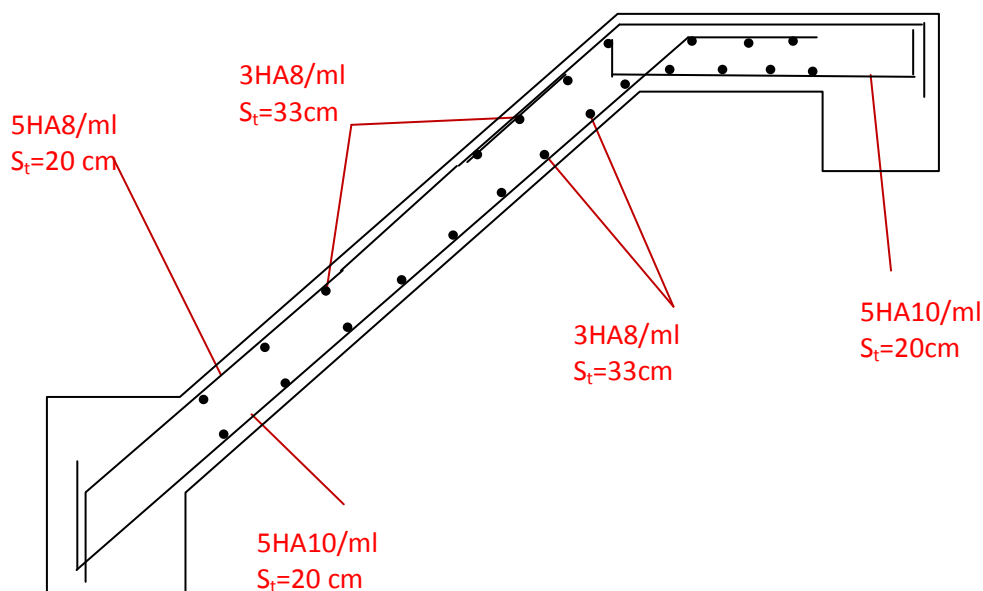


Figure. III.24. Schéma du ferrailage de l'escalier type II

III.3.5. Étude de la poutre palière:

III.3.5.1. Dimensionnement:

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 21.33\text{cm} < h < 32\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 35\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

On prend : h=35cm ; b=30cm.

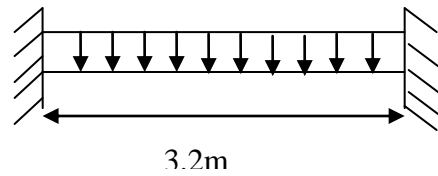


Figure III.25. Schéma statique de la poutre palière

(VII.7.5)[4]

III.3.5.2. Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62\text{KN/m}$$

$$gm = 2.62 \frac{(3.4 \times 0.35)}{2} = 3.99\text{KN/m}$$

III.3.5.3. Les sollicitations de la poutre palière:

Tableau III.38. Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 26.65\text{KN}$	$R_B = 19.2\text{KN}$
$P_u = 35.57\text{KN/m}$	$P_s = 25.38\text{KN/m}$
$M^t = 19.74\text{KN.m}$	$M^t = 14.32\text{KN.m}$
$M^a = -39.49\text{KN.m}$	$M^a = -28.65\text{KN.m}$
$V_u = 64.91\text{KN}$	$V_s = 46.97\text{KN}$

III.3.5.4. Ferrailage:

Tableau III.39. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm ²)
En travée	19.74	0.012	0.016	0.327	1.73
En appuis	39.49	0.025	0.032	0.325	3.48

Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 5.52\text{cm}^2$

III.3.5.5.Vérification :• **A L'ELU**- **l'effort tranchant:**

$$V_u = 64.91 \text{KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.65 \text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{MPa}\right) = 3.25 \text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (64.91 \times 10^{-3} - \frac{39.49 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1.95 \text{cm}^2 \text{ Vérifier.}$$

- **Calcul de l'espacement:**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 29.7 \text{cm.}$$

On opte : $S_t = 15 \text{cm}$ en travée

$S_t = 10 \text{cm}$ en appui

- **Calcul de la section d'armature a la torsion:**

$$M^{torsion} = M_b^a = 12.2 \text{KN.m}$$

$$e = \emptyset / 6 = h/6 = 5.58 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 704.03 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.1 \text{m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 2.74 \text{cm}^2$$

- **Section d'armatures finale:**. **En travée**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.73 + \frac{2.74}{2} \Rightarrow A^t = 3.1 \text{cm}^2 < 5.25 \text{cm}^2$$

On ferraille avec A, Soit : $A^t = 3 \text{HA}16 = 6.03 \text{cm}^2$

. **En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.48 + \frac{2.74}{2} \Rightarrow A^a = 4.85 \text{cm}^2 < 5.25 \text{cm}^2$$

On ferraille avec A, Soit : $A^a = 3 \text{HA}16 = 6.03 \text{cm}^2$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

(ChapI.III) [1]

On a $V_{\max} = 64.49 \text{KN}$; $\tau_{flexion} = 0.65 \text{MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{16.42 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 1.47 MPa$$

D'où $\tau_u = 1.6 MPa < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 MPa) = 3.25 MPa$ Condition vérifiée

- Calcul des armatures transversales :

Tableau III.40. Calcul des armatures transversales.

Flexion simple	torsion
$A_{min} \geq 0.4 \times b \times St / f_e \Rightarrow A_{min} \geq 0,45 cm^2$	$A_{min} \geq 0.4 \times e \times St / f_e \Rightarrow A_{min} \geq 0,087 cm^2$
$At \geq b (\tau - 0,3 f_{t28}) / 0,8 f_e \Rightarrow At \geq 0.0018 cm^2$	$At = M_T \times St / (2 \Omega \times f_{st}) = 0,37 cm^2$

D'où $A_t = 0.45 + 0.37 = 0.82 cm^2$; Soit un cadre et un étrier $\emptyset 8 = 4 HA6 = 1.13 cm^2$

• A L'ELS

- État limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

En appuis: $M_a = 28.65 KN.m$; $y = 11.41 cm$; $I = 57015.74 cm^2$

$$\sigma_{bc} = \frac{28.65 \times 10^{-3}}{5.7015 \times 10^{-4}} \times 11.41 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.73 MPa < \bar{\sigma}_{bc}$$
 Condition vérifié

En travée : $M_t = 14.32$; $y = 11.41 cm$; $I = 5.7015 \times 10^{-4} m^4$

$$\sigma_{bc} = 2.86 MPa < \bar{\sigma}_{bc}$$
 Condition vérifié

- Évaluation de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.08 > 0.0625; \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.006 < 0.01 \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage:

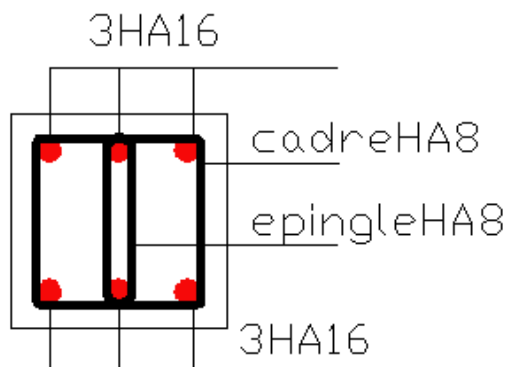


Figure III.26. schéma ferrailage de la poutre palière de type II.

III.3.4. Étude d'escalier type III :

III.3.4.1 Combinaison de charges:

Pour la volée:

$$G_V = 8 \text{KN/m}^2$$

$$G_P = 5.47 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{KN/m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.55 \text{KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 10.5 \text{KN/m}$$

Pour le palier:

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.13 \text{KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.97 \text{KN/m}$$

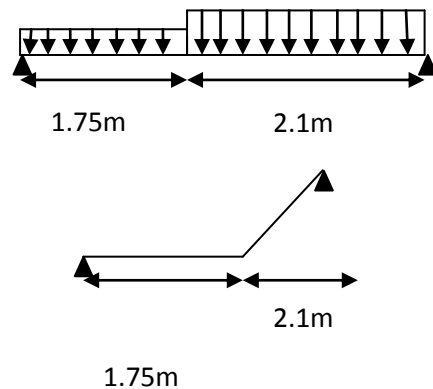


Figure III.27. Schéma statique d'escalier type III

III.3.4.2. Les sollicitations

Tableau III.41. Les sollicitations

ELU	ELS
$R_B = 26.65 \text{KN}$	$R_B = 19.20 \text{KN}$
$R_A = 23.39 \text{KN}$	$R_A = 16.79 \text{KN}$
$M_0 = 24.4 \text{KN.m}$	$M_0 = 17.56 \text{KN.m}$
$M_t = 18.30 \text{KN.m}$	$M_t = 14.93 \text{KN.m}$
$M_a = -12.2 \text{KN.m}$	$M_a = -7.02 \text{KN.m}$
$V_{\max} = 26.65 \text{KN}$	$V_{\max} = 19.20 \text{KN}$

III.3.4.3 Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple d'une bande de 1m

- Calcul de la section d'armature à la flexion simple

Tableau III.42. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	S_t (cm)
travée	18.30	0.065	0.085	13.50	3.89	6HA10=4.71	1.69	St=25
appuis	12.2	0.044	0.058	13.60	2.5	4HA10= 3.14	1.69	St=25

III.3.4.4.Vérification:

- **A l'ELU**

- **condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{r28}/f_e = 0,23.1.0,14.2,1/400 = 1,69\text{cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Armature de répartition**

$$\left. \begin{aligned} A_r^t &= \frac{A_{\text{opt}}}{4} = 1.17\text{cm}^2 \\ A_r^a &= \frac{A_{\text{opt}}}{4} = 0.785\text{cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow A_r=3\text{HA8} = 1.51\text{cm}^2 \text{ On prend } S_t=25\text{cm}^2$$

- **Vérification de cisaillement :**

Tableau III.43. Vérification de cisaillement.

Vérification de V_u		Espacement (cm)	
$V_u(\text{KN})$	26.65	Sens principal	$S_t = \min(3e, 33) = 33$
$\tau = \frac{26.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} (\text{cm})$	0.190	Sens secondaire	$S_t = \min(4e, 45) = 45$
$\overline{\tau}_u$	$0.05 \times f_{c28} = 1.17\text{MPa}$	St choisi	(20 ; 25)
observation	Vérification	observation	Vérification

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (26.65 \times 10^{-3} - \frac{12.2 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -2.01\text{cm}^2 \dots \text{ Vérifiée}$$

- **A l'ELS :**

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

D'après le BAEL91 [ART5.3.2] la fissuration est considérée peu préjudiciable, alors aucune vérification à faire.

- État limite de compression du béton

Tableau III.44. Vérification d'état limite de compression du béton.

Position	$M_s(KNm)$	$y(cm)$	$I(m^4)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	Observation
En travée	14.93	0.041	1.234×10^{-4}	4.96	15	Vérification
En appui	7.02	0.0343	8.78×10^{-5}	3.27	15	Vérification

- État limite de déformation :

. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.041 > 0.0625;$$

La condition n'est pas vérifiée. La vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.45. Vérification de la flèche.

Évaluation des moments en travées						
q_{jser}	q_{gser}	q_{pser}	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}	
5.42	6.85	9.35	7.53	9.52	13.00	
Propriétés de la section						
ρ	λ_i	λ_v	E_i		E_v	
0.0029	6.24	2.49	32164.2		10721.40	
Contraintes						
σ_{sj}		σ_{sg}		σ_{sp}		
90.61		114.56		156.44		
Inertie fictives						
U_j	U_g	U_p	If_{ij}	If_{ig}	If_{ip}	If_{vg}
0.00	0.00	0.076	40231.54	40231.54	27289.68	40231.54
Évaluation des flèches						
f_{ij}		f_{ig}	f_{ip}		f_{vg}	
0.86		1.09	3.27		2.19	
$\Delta f_t = 3.51 \text{ mm} < f_{adm} = 7.70 \text{ mm}$						

- Schéma de ferrailage

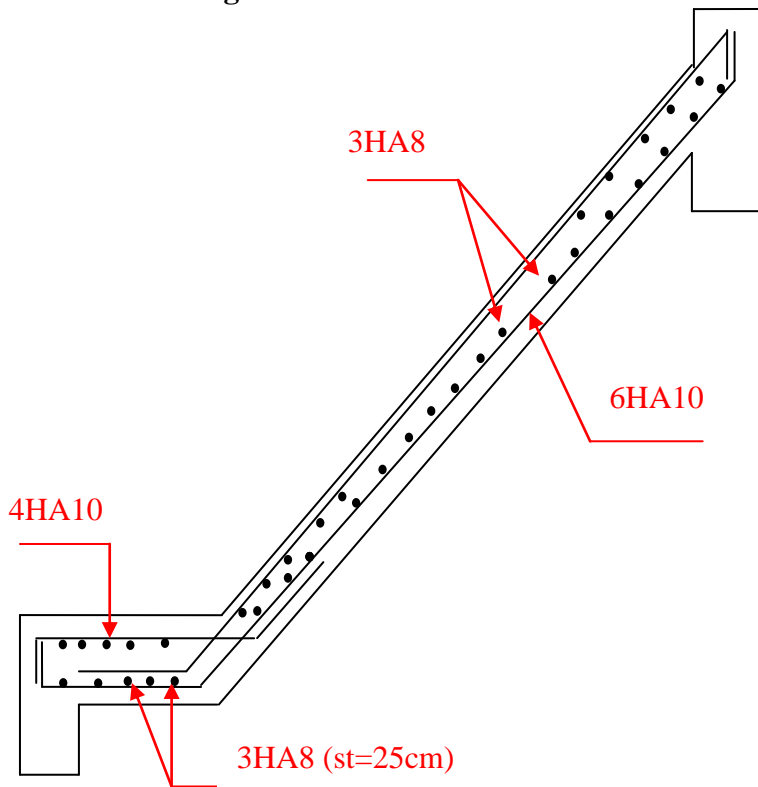


Figure III.28. Schéma de ferrailage d'escalier type III (volée 1)

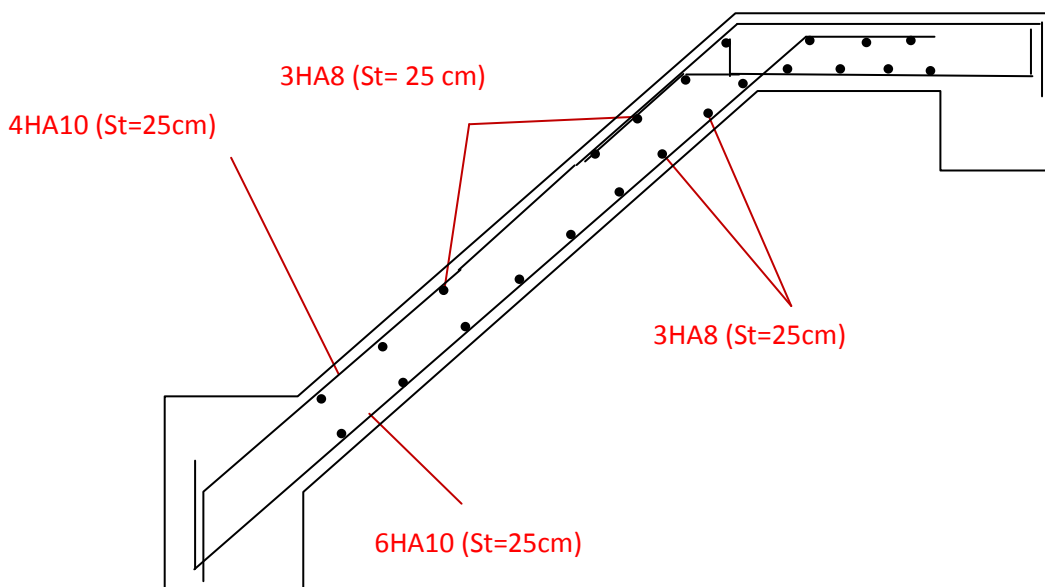


Figure III.29. Schéma de ferrailage d'escalier type III (volée 2)

III.3.5.Étude de la poutre brisée :

La poutre inclinée se calcule en flexion et en torsion.

III.3.5.1.Le pré dimensionnement :

a. Selon le CBA93:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10}$$

$$21.33cm \leq h \leq 32cm.$$

Donc on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 30cm \\ b = 30cm. \end{array} \right.$$

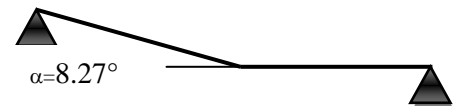
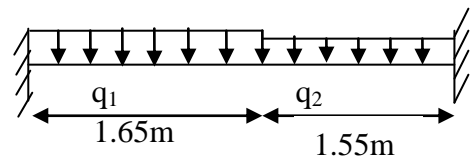


Figure III.30. Schéma statique de la poutre brisée

b. Selon le RPA99:

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30 \text{ cm } \text{vérifier.} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 30 \text{ cm } \text{vérifier.} \\ h / b \leq 4.00 \Rightarrow h/b = 1 \text{ } \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

Sachant que: b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

III.3.5.2.Calcul des sollicitations:

La poutre est soumise à son :

Poids propre: $P_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN / ml.}$

Poids de la volée inclinée: $P_p = \frac{8.58 \times 1.3}{\cos 8.27} = 11.27 \text{ KN / m}$

Poids du palier: $P_{pal} = 5.47 \times 1.3 = 7.11 \text{ KN / ml}$

ELU	ELS
$R_B = 26.65 \text{ KN}$	$R_B = 19.20 \text{ KN}$
$q_{u1} = 48.65 \text{ KN/ml}$	$q_{s1} = 35.22 \text{ KN/ml}$
$q_{u2} = 43.03 \text{ KN/ml}$	$q_{s2} = 31.06 \text{ KN/ml}$
$q_{u \text{ éqv}} = 45.84 \text{ KN/ml}$	$q_{s \text{ éqv}} = 33.14 \text{ KN/ml}$

a. Calcul a la flexion simple:

$$\text{En travée : } M_t = \frac{P_u l^2}{24} = 19.55 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = \frac{P_u l^2}{12} = 39.11 \text{ KN.m}$$

- **Le ferrailage :**

$$\text{En travée : } A_t = 2.06 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appuis : } A_a = 4.12 \text{ cm}^2$$

b. Calcul à la torsion :

Les contraintes dues à la torsion se calculent de la manière suivante :

$$\tau_{ut} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} \text{ Tel que :}$$

$$e = \Phi / 6 = h / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{12.2 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 1.95 \text{ MPa}$$

- **Vérification de La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = 1.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

- **Le ferrailage :**

- **Armatures longitudinales :**

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \text{ avec :}$$

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{12.2 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.0625} = 2.80 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{12.2 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.42 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimum d'armatures en travée :

$$A_{\min} = 0.4 \times U \times b_0 / f_e = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq A_{\min} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c. Ferrailage final de la poutre palière :

En travée :

$$A_l = 2.06 + 1.4 = 3.46 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_a = 4.12 + 1.4 = 5.52 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 3\text{HA}16 = 6.02 \text{ cm}^2$$

d. Schéma de ferrailage de la poutre brisée:

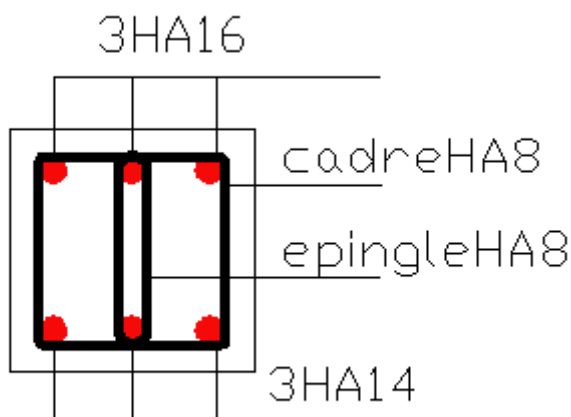


Figure III.31. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.4. Étude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $l_x = 1.60\text{m}$ et $l_y = 1.90\text{m}$ donc une surface $S = 1.60 \times 1.90 = 3.04\text{m}^2$.

$$e \geq \frac{l_x}{20} = \frac{1.6}{20} = 0.08\text{m} \text{ Soit } e = 20\text{cm.}$$

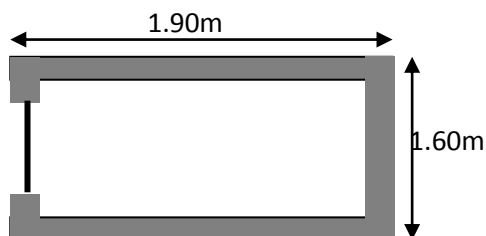


Figure.III.32.cage de l'ascenseur

III.4.1. Évaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.04} = 47.7 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 53.8 \text{ KN/m}^2.$$

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

III.4.2. Cas d'une charge répartie**III.4.2.1. Calcul des sollicitations**• **A l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 74.13 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.81 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.55 \text{ KNm}$$

- **Calcul des moments réels**

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.33 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.56 \text{ KNm}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.94 \text{ KNm}$$

III.4.2.2. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 17 \text{ cm}$.

- **En travée**

// **a l_x**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.018$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.023$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.178m.$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.34cm^2 / ml.$$

// a l_y

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.014$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.017$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.168m.$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 0.95cm^2 / ml.$$

- **En appui**

$$\mu_{bu} = 0.006$$

$$\alpha = 0.007$$

$$z = 0.179m$$

$$A_a = 0.47cm^2 / ml$$

Tableau III.46. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (cas d'une charge répartie)

	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculé (cm ² /ml)	A _a calculé (cm ² /ml)	A _t adopté (cm ² /ml)	A _a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	8.33	2.94	1.34	0.47	5HA8=2.51	4HA8=2.01
Sens y-y'	5.56	2.94	0.95	0.47	5HA8=2.51	4HA8=2.01

III.4.2.3. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

- **En travée**

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $\Rightarrow f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.84$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = 1.73cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{array} \right.$$

$$A_t^x = 5HA8 = 2.51cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.73cm^2 / ml. \quad \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \quad \text{Vérfiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \quad \text{Vérfiée}$$

- **En appui**

$$A_t^x = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

• **Calcul des espacements**

$$\text{Sens x-x'}: S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \text{ on adopte } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y'}: S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm} \text{ on adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Vérfication de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\rho = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \text{Flexion simple dans les deux sens :}$$

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 39.5 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 19.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

(Pas de risque de rupture par cisaillement)

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{39.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.22 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

C'est vérfié (les armatures transversales sont

pas nécessaires).

III.4.2.4. Vérfication à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 53.8 + 1 = 54.8 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'}: M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.22 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'}: M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.3 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens x-x'}: M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.98 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'}: M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.35 \text{ KNm}$$

• **Vérification des contraintes :**

Sens $x-x'$ $y-y'$:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$\Rightarrow y = 1.788cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 9.33 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.48Mpa < \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa$$

III.4.3. Cas d'une charge concentrée

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

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

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

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

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

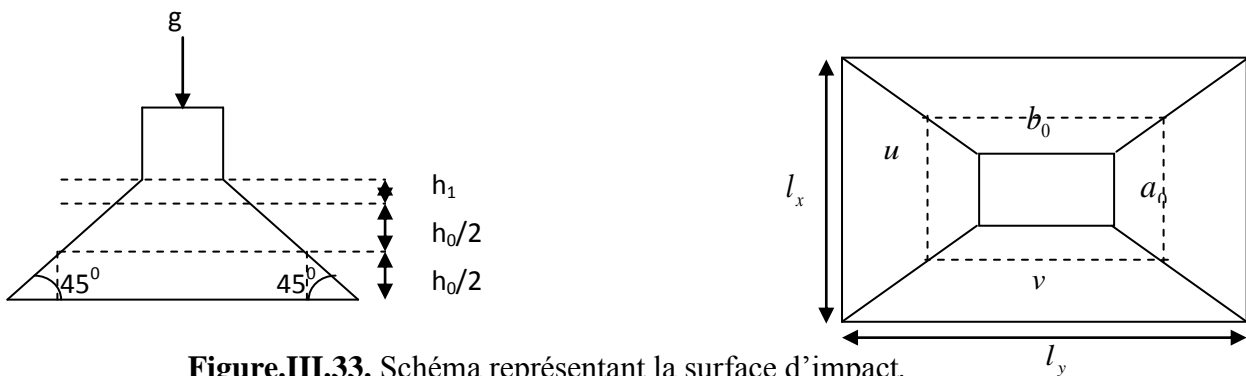


Figure.III.33. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad [1]$$

$$\text{On a une vitesse } V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$$

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

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \end{cases}$$

III.4.3.1. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.68 \quad \text{et } \rho = 0.84$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.58 \quad \text{et } \rho = 0.84$$

En se référant à l'abaque PIGEAU on trouve $M_1 = 0.085$ et $M_2 = 0.067$

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

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.605 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 8.29 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 6.54 \text{ KNm} \end{cases}$$

• Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.28 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.85 \text{ KNm}$$

μ_x et μ_y Sont donnée par l'annexe 5.

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.57 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.39 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Moments en E travées: Sens x-x' : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.13 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.28 \text{ KNm}$$

$$\text{Moments en appui : } M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.87 \text{ KNm}$$

III.4.3.2. Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 18cm$ et $d_y = 17cm$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.47. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (cas d'une charge concentrée)

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x	8.13	2.87	1.31	0.46	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens y-y	6.28	2.87	1.07	0.46	5HA8=2.51	5HA8=2.51

III.4.3.3. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

$$A_t^x = 5HA8 = 2.51cm^2 / ml > A_{\min}^x = 1.73cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 5HA8 = 2.51cm^2 / ml > A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \quad \text{Vérifiée.}$$

- **En appui :**

$$A_a^x = 5HA8 = 2.51cm^2 / ml > A_{\min}^x = 1.73cm^2 / ml.$$

$$A_a^y = 5HA8 = 2.51cm^2 / ml > A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml.$$

- **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Épaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (180 + 190)$$

$$U_c = 740cm.$$

$$P_u = 97.605KN; \gamma_b = 1.5$$

$$P_u = 97.605KN$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 660KN$$

$$P_u < 660KN$$

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28,5}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d}$$

On a $v = u \Rightarrow$ Au milieu de u : $V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 29.57 \text{ KN}$

Donc :

$$V_{\max} = 29.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.174 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.174 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié (y'a pas de risque de cisaillement)}$$

- **Espacement des barres :**

$$\text{Sens x-x'} : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens y-y'} : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

III.4.3.4. Calcul à l'ELS :

- Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = g = 72.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + v \times M_2) = 7.11 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + v \times M_1) = 6.07 \text{ KNm.} \end{cases}$$

- Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{\text{ser}} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.065 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.82 \text{ KNm}$$

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.175 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.89 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 6.95 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.85 M_y = 5.85 \text{ KN. m}$$

$$M_{ax}=M_{ay}=0.3M_y=2.45KN.m$$

- **Vérification des contraintes**

Sens x-x'

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$Y = 3.32cm$$

$$I = 9.33 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.47Mpa < \overline{\sigma}_{bc} = Mpa \quad \text{Vérifiée}$$

Sens y-y'

$$Y = 3.22cm$$

$$I = 8.26 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.28Mpa < \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa$$

La FPN \longrightarrow pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

- **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l=0.1 \geq 1/16=0.06 \\ h/l=0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{6.95}{10 \times 8.175} = 0.085 \\ A/b.d=0.0014 \leq 4.2/f_e=0.01 \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.7. Schéma de ferrailage

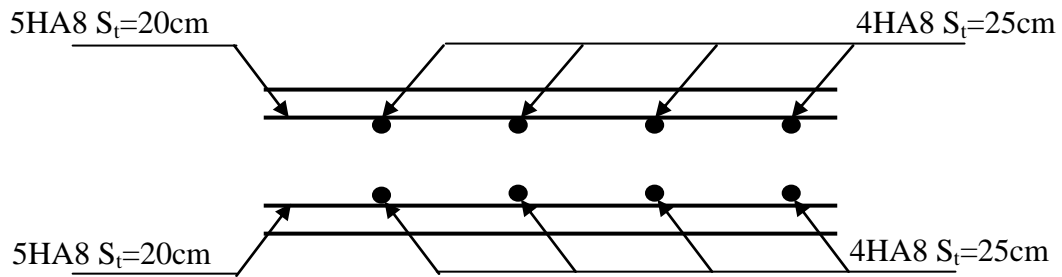


Figure III.34. Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

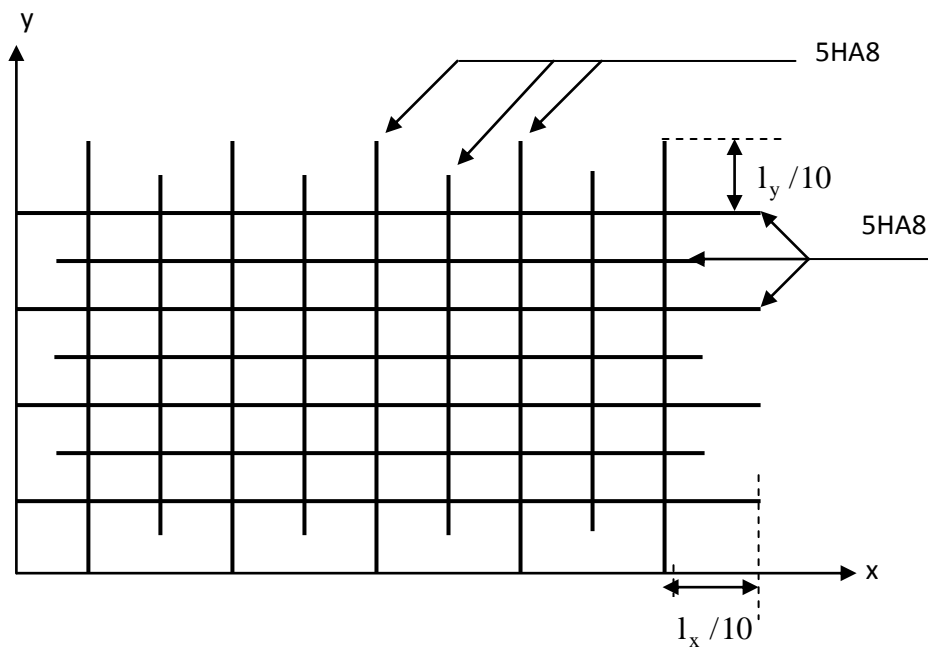


Figure III.35. Schéma de ferrailage de la dalle

IV.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante, selon son intensité.

A cause de l'énormité des pertes causées par le séisme, l'étude du comportement de la construction sous l'action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique et politique.

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées avec le **SAP2000.V.14.2** qui est un logiciel d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.2. Méthodes de calcul :

Les règles parasismiques (RPA99) préconisent trois méthodes de calcul.

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1. Méthode statique équivalente:

IV.2.1.1. Principe de la méthode:

Art (4.2.1) [4]

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.2.1.2. Calcul de la force sismique:

Art (4.2.3) [4]

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec:

- A : Coefficient d'accélération de zone, donnée par le Tableau 4.1 (RPA99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

{	Zone IIa	⇒ A = 0.15
	Groupe d'usage 2	

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **Tableau 4.2 (RPA99/2003)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction.

Donc : **R = 5**

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (\text{Art 4.2.3}) [4]$$

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Donc $Q_x = Q_y = 1.15$

- **W** : Poids total de la structure.

La valeur de **W** comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad (\text{Art 4.2.3}) [4]$$

Avec:

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. **Tableau4.5 (RPA99/2003)**

$\beta = 0.20$: Pour les bâtiments à usage d'habitation.

$\beta = 0.60$: Pour les bâtiments à usage commercial.

W = 36555.314 KN

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient **D** est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement η , et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{Art 4.2.3}) [4]$$

Avec T_1 ; T_2 : Période caractéristiques associée à la catégorie du site qui sont données par le **tableau 4.7 (RPA99/version 2003)**.

- D'après le rapport du sol, le site destiné pour la réalisation de notre projet est de classe S2 (Sol ferme).

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases}$$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7 \quad (\text{Art: 4.2.3}) [4]$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages; voir **Tableau 4.2 (RPA99/2003)**

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81 \geq 0.7$$

T: Est la période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante:

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\} \quad (\text{Art 4.2.4}) [4]$$

Avec:

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 39.12m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement, voir **Tableau 4.6 (RPA99/2003)**

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_C = 0.05 \times 39.12^{3/4} = 0.782 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

D: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D_x = 23.4 \text{ m} \quad , \quad D_y = 14.5 \text{ m}$$

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.05(39.12)^{3/4} = 0.782 \\ \left(T_x = 0.09 \times \frac{39.12}{23.4} = 0.727 \text{ s} \right. \\ \left. T_y = 0.09 \times \frac{39.12}{14.5} = 0.924 \text{ s} \right) \end{array} \right.$$

Soit : $T_x=0.727 \text{ s}$ et $T_y=0.782 \text{ s}$

$$T_2 < T_x < 0.3s \text{ et } T_2 < T_y < 0.3s \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.727} \right)^{2/3} = 1.35 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.782} \right)^{2/3} = 1.29 \end{array} \right.$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{Sx} = 1.3 \times 0.727 = 0.950s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.782 = 1.016s \end{array} \right.$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.35 \times 1.15}{5} \times 36555.314 = 1681.54 \text{KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.29 \times 1.15}{5} \times 36555.314 = 1608.43 \text{KN}$$

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale:

IV.2.2.1. Principe de la méthode:

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

IV.2.2.2. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a. les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4. Les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4. Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.2.2.3. Modélisation et résultats:

a. Spectre de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{(Art 4.3.3) [4]}$$

- Schéma du spectre de calcul :

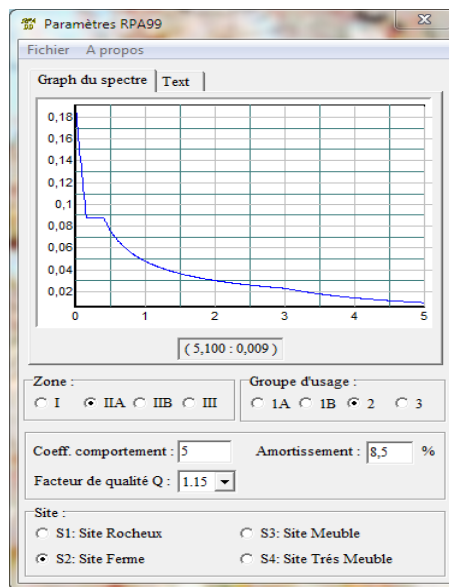


Figure IV.1. Spectre de repense.

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

T	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
U _{xy}		0.121	0.088	0.088	0.088	0.076	0.076	0.061	0.055	0.051	0.048
T	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1
U _{xy}	0.045	0.042	0.040	0.038	0.036	0.035	0.034	0.032	0.031	0.030	0.029
T	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2
U _{xy}	0.028	0.027	0.027	0.026	0.025	0.025	0.024	0.023	0.023	0.022	0.021

T	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0
U_{xy}	0,020	0,019	0,018	0,017	0,016	0,015	0,015	0,014

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure ayant leurs éléments de contreventements distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

b. Disposition des voiles:

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003, plusieurs variantes de disposition des voiles ont été analysées. La forme architecturale très restrictive de notre projet, n'offre pas beaucoup de possibilités d'emplacement des voiles de contreventements.

La disposition pour laquelle nous avons opté est représentée sur la figure suivante:

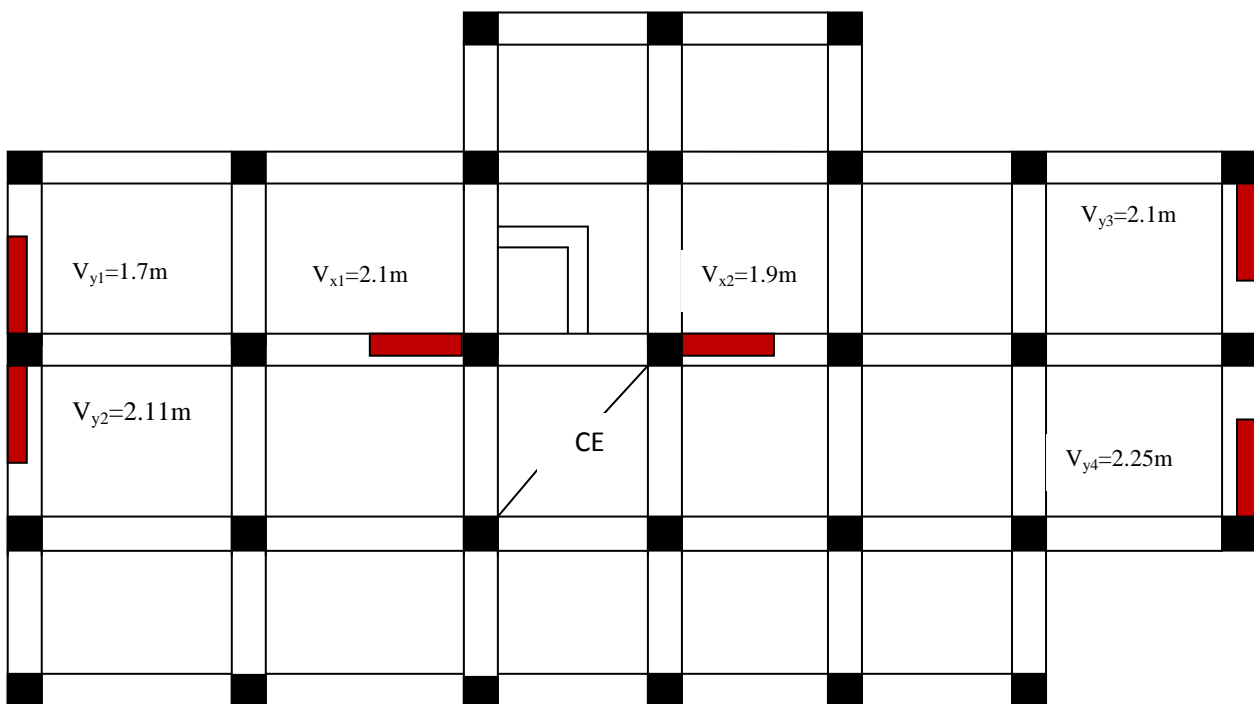


Figure IV.2. Disposition des voiles

Résultats obtenus:

- Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.1. Modes et périodes de vibration et taux de participation massique.

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.945156	0.71814	0.01461	0.71814	0.01461
Mode 2	0.87779	0.01391	0.6936	0.73205	0.7082
Mode 3	0.742093	0.00018	0.00108	0.73223	0.70929
Mode 4	0.601174	0.00159	0.00272	0.73382	0.71201
Mode 5	0.315634	0.08749	0.00475	0.8213	0.71676
Mode 6	0.291913	0.0235	0.00988	0.84481	0.72664
Mode 7	0.276957	0.00071	0.12007	0.84552	0.84671
Mode 8	0.23103	0.0000001504	0.00003244	0.84552	0.84674
Mode 9	0.223159	0.00001485	0.00014	0.84554	0.84688
Mode 10	0.186972	0.00856	0.00111	0.8541	0.84799
Mode 11	0.171144	0.04917	0.00035	0.90327	0.84834
Mode 12	0.143838	0.00087	0.05937	0.90414	0.90771

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que les exigences du RPA sont vérifiées

Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes:

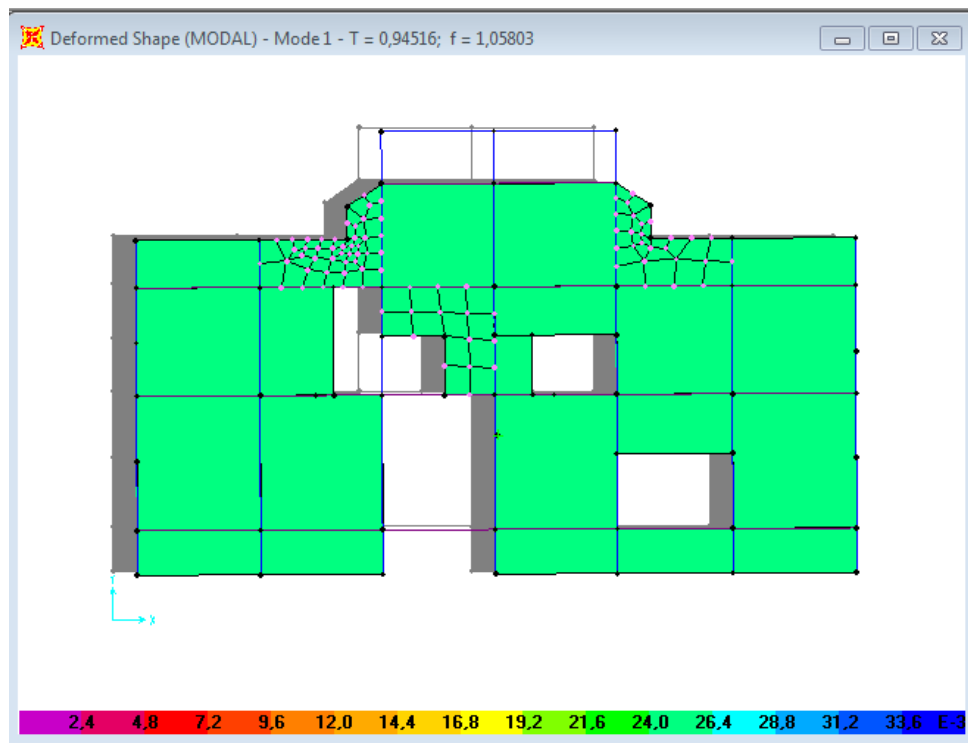


Figure VI.3. 1^{er} mode (translation suivant X)

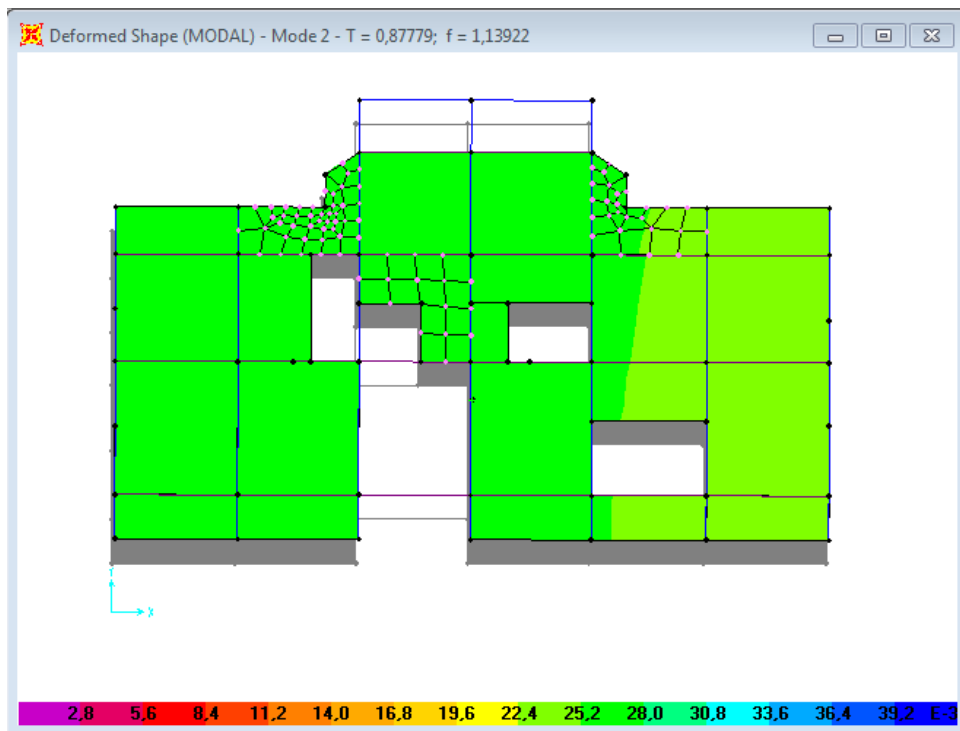


Figure VI.4. 2^{ème} mode (translation suivant Y)

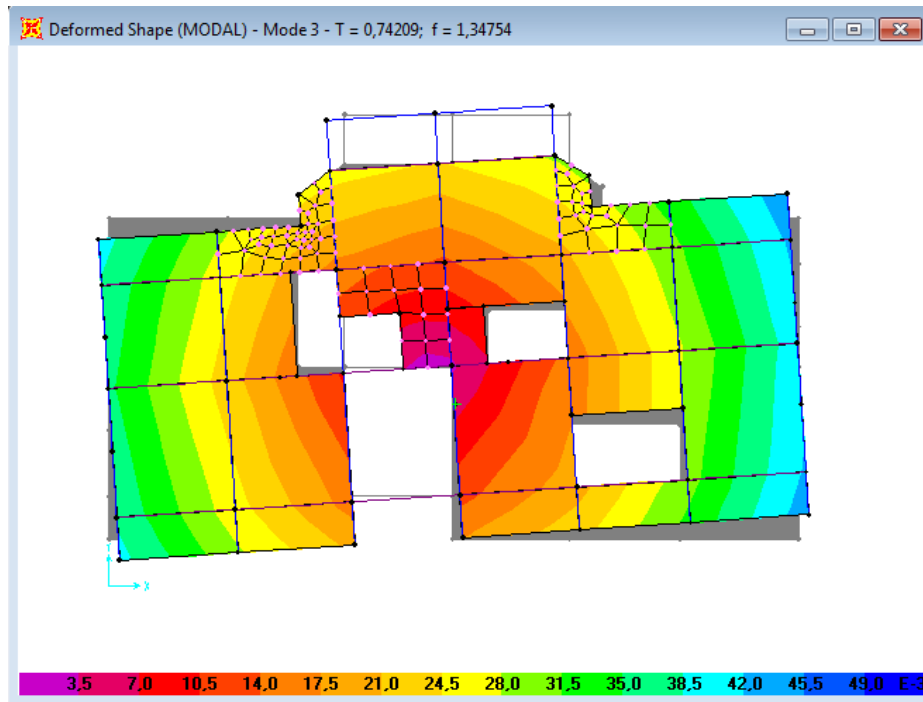


Figure VI.5. 3^{ème} mode (torsion autour de Z)

IV.3. Interpolation des résultats de l-analyse dynamique :

IV.3.1. Sous charges verticales:

Tableau IV.2. Vérification sous charges verticales.

	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE ≥ 80%	VOILE ≤ 20%
Entre sol	35491,668	6012,761	85.51	14.48
RDC	31751,618	3853,822	89.17	10.82
NIV 01	27961,868	3452,158	89.01	10.98
NIV 02	24782,458	3113,182	88.83	11.16
NIV 03	21448,378	2938,683	87.94	12.05
NIV 04	18426,596	2628,31	87.51	12.48
NIV 05	15336,571	2393,752	86.49	13.50
NIV 06	12263,046	2047,657	85.69	14.30
NIV 07	9615,033	1740,879	84.66	15.33
NIV 08	6986,369	1345,373	83.85	16.14

NIV 09	4332,313	974,1	81.64	18.35
NIV 10	2565,547	562,791	82.01	17.99

- **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que l'interaction voile-portique sous charges verticales est vérifiée dont tous les niveaux.

IV.3.2.Sous charges horizontales :

Tableau IV.3. Vérification sous charges horizontales.

	Charges reprises (KN)				Pourcentages repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE ≥ 25%		VOILE ≤ 75%	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Entre sol	761,288	570,748	481,247	856,051	61.26	51.72	38.73	48.27
RDC	751,288	545,165	440,516	637,483	63.03	61.53	36.96	38.46
NIV 01	835,448	586,335	407,916	490,208	67.19	59.78	32.80	40.21
NIV 02	828,059	624,849	346,149	417,32	70.52	62.61	29.47	37.38
NIV 03	756,66	580,126	334,336	383,358	69.35	63.11	30.64	36.88
NIV 04	744,626	586,603	254,397	311,145	74.53	66.85	25.46	33.14
NIV 05	630,88	491,018	266,143	325,835	70.33	65.14	29.66	34.85
NIV 06	583,892	476,982	186,615	240,16	75.78	70.37	24.21	29.62
NIV 07	451,575	386,638	207,728	234,934	68.49	63.82	31.50	36.17
NIV 08	404,86	396,797	122,938	125,911	76.70	71.26	23.29	28.73
NIV 09	249,938	232,325	135,417	205,425	64.85	58.54	35.14	41.26
NIV 10	214,16	218,567	48,663	89,775	81.48	75.13	18.51	24.86

- **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que l'interaction voile-portique sous charges horizontales est vérifiée dont tous les niveaux.

IV.3.3.Vérification de l'effort normal réduit :

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

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ou B est l'air de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques.

NIVEAU	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	ν	Observation
Entre sol et RDC	75 × 70	5250	2122.107	0.161	vérifiée
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	70 × 65	4550	1637.342	0.144	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	65 × 60	3900	1207.364	0.124	vérifiée
5 ^{ère} et 6 ^{ème} étage	60 × 55	3300	833.038	0.101	vérifiée
7 ^{ère} et 8 ^{ème} étage	55 × 50	2750	568.184	0.082	vérifiée
9 ^{ère} et 10 ^{ème} étage	50 × 45	2250	368.925	0.065	vérifiée

IV.3.4.Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99. La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismique.

Résultante des forces sismiques	V _{dyn} (KN)	V _{st} (KN)	V _{dyn} /V _{st}	Observation
Sens x-x	1391.49	1681.54	0.82	vérifiée
Sens y-y	1435.92	1608.43	0.89	vérifiée

VI.3.5. Justification vis-à-vis des déformations :

Selon le PRA99 (Art 5.10) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec:

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure donné par le **RPA99 (Art 4.4.3)**

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

R : coefficient de comportement (**R=5**)

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau IV.6. Vérification des déplacements.

Niv	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
Niv1	0.059	0.295	0	0.295	340	0.0867	0.049	0.245	0	0.245	0.072
Niv2	0.191	0.955	0.295	0.66	306	0.215	0.157	0.785	0.245	0.57	0.17
Niv3	0.349	1.73	0.955	0.775	306	0.253	0.383	1.915	0.785	1.13	0.36
Niv4	0.515	2.525	1.73	0.845	306	0.276	0.423	2.115	1.915	0.2	0.06
Niv5	0.687	3.435	2.575	0.86	306	0.81	0.569	2.845	2.115	0.73	0.23
Niv6	0.85	4.25	3.435	0.815	306	0.266	0.714	3.57	2.845	0.725	0.023
Niv7	1.005	5.025	4.24	0.775	306	0.253	0.850	4.25	3.57	0.68	0.22
Niv8	1.142	5.71	5.025	0.685	306	0.223	0.982	4.91	4.25	0.66	0.21
Niv9	1.264	6.32	5.71	0.61	306	0.199	1.103	5.515	4.91	0.605	0.19
Niv10	1.365	6.825	6.32	0.585	306	0.165	1.215	6.075	5.515	0.56	0.18
Niv11	1.448	7.24	6.825	0.415	306	0.135	1.323	6.615	6.065	0.54	0.17
Niv12	1.51	7.55	7.24	0.31	306	0.101	1.422	7.11	6.615	0.495	0.16

- **Analyse des résultats :**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.3.5. Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$:

(Art 5.9) [4]

Les effets du 2^{ém} ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.1 \quad (\text{Art 5.9}) [4]$$

Avec:

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \quad (\text{Art 5.9}) [4]$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1

h_K : Hauteur d'étage K

Si : $0.1 < \theta_K < 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_K}$.

Si : $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et devra être redimensionnée.

Tableau IV.7. Vérification de l'effet P- Δ .

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens xx			Sens yy		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
RDC	340	31510.542	0.245	1242.535	0.022	0.245	1426.799	0.015
1^{er} étage	306	27790.109	0.66	1191.804	0.050	0.57	1182.648	0.041
2^{em} étage	306	24647.996	0.775	1243.364	0.050	1.13	1076.543	0.084

3^{em} étage	306	21539.916	0.845	1174.208	0.050	0.2	1042.169	0.013
4^{eme} étage	306	18583.476	0.86	1090.996	0.047	0.73	963.484	0.046
5^{em} étage	306	15635.484	0.815	999.023	0.041	0.725	897.748	0.041
6^{eme} étage	306	12635.885	0.775	897.023	0.035	0.68	816.853	0.034
7^{er} étage	306	10032.413	0.685	770.507	0.029	0.66	717.142	0.030
8^{eme} étage	306	7383.091	0.610	659.303	0.022	0.605	621.572	0.023
9^{eme} étage	306	4724.872	0.585	527.798	0.014	0.56	522.708	0.016
10^{eme} étage	306	2845.703	0.415	385.355	0.01	0.54	437.75	0.0114
11^{eme} étage	306	0	0.31	262.823	0	0.495	308.342	0

La condition $\theta < 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre peuvent être négligés.

IV.4. Conclusion:

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques.

Pour satisfaire les conditions de l'RPA vis-à-vis de l'interaction (verticale et horizontale), on a augmenté les sections des poteaux.

Les poteaux seront ferrailés selon les dimensions suivantes:

- Sous sol et RDC: (75x70).
- 1^{er} et 2^{ème} étage: (70x65).
- 3^{ème} et 4^{ème} étage: (65x60.)
- 5^{ème} et 6^{ème} étage: (60x55).
- 7^{ème} et 8^{ème} étage: (55x50).
- 9^{ème} et 10^{ème} étage: (50x45).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portique, l'effort réduit, découlent toutes de la disposition des voiles.

V.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux-poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, ce pendant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.2. Étude des poutres :

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M,V), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99Version 2003** suivantes :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

V.2.1. Recommandation du RPA 99 :

V.2.1.1 Ferrailage

a. Les armatures longitudinales :

(art 7.5.2.1) [4]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - . 4% $b \times h$ En zone courante.
 - . 6% $b \times h$ En zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - . 40ϕ En zone IIa.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b. Les armatures transversales : (Art 7.5.2.2) [4]

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% b \times h$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

. En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

Avec : h : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.2.1.2. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)



Figure V.1. Dispositions constructives des portiques

V.2.2. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)} \quad \text{(Art F.IV.2)[1]}$$

V.2.3. Calcul du ferrailage :

V.2.3.1. Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000.

a. Calcul du moment réduit ultime

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations courantes} \\ 1 \text{ pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \longrightarrow z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

Si $\mu_{bu} \geq \mu_l$ alors :

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d \times f_{bu}$$

b. Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45×40) la plus sollicitée

$$\text{avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 97.89 \text{ KN.m} & (G+Q+EY) \\ M_a = 111.84 \text{ KN.m} & (G+Q+EX) \end{cases}$$

- Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{97.89 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.2} = 0.177$$

$$\mu_{bu} = 0.155 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.245$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.324$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{97.89 \times 10^6}{342.7 \times 348} = 8.24 \text{ cm}^2$$

- Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{111.84 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.2} = 0.202$$

$$\mu_{bu} = 0.202 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.284$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.3191$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{111.84 \times 10^6}{319.1 \times 348} = 7.12 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de section	Section	Localis	M (KN.m)	V (KN)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de Barre
Sous-sol, RDC	Poutre principale	30x40	Appuis	111.84	350.98	8.24	6	8.42	2T16+3T14
			Travée	97.89		7.12		8.01	3T12+3T14
	Poutre secondaire	30x35	Appuis	51.80	216.267	4.26	5.25	6.47	2T14+3T12
			Travée	50.43		4.14		6.47	2T14+3T12
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	Poutre principale	30x40	Appuis	127.07	160.867	9.49	6	10.65	3T16+3T14
			Travée	114.68		8.47		9.24	6T14
	Poutre secondaire	30x35	Appuis	83.95	124.906	7.15	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	82.4		7.01		8.01	3T12+3T14
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	Poutre principale	30x40	Appuis	122.10	154.036	9.08	6	9.24	6T14
			Travée	111.73		8.23		9.24	6T14
	Poutre secondaire	30x35	Appuis	81.74	120.76	6.95	5.25	8.01	3T12+3T14
			Travée	78.89		6.68		8.01	3T12+3T14
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	Poutre principale	30x40	Appuis	103.16	129.89	7.54	6	8.01	3T12+3T14
			Travée	97.7		7.11		8.01	3T12+3T14
	Poutre secondaire	30x35	Appuis	70.51	103.254	5.91	5.25	6.88	3T12+3T14
			Travée	66.49		5.55		6.88	3T14+2T12
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	Poutre principale	30x40	Appuis	86	102.218	6.20	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	78.71		5.64		6.88	3T14+2T12
	Poutre secondaire	30x35	Appuis	62.30	85.342	5.18	5.25	6.88	3T14+2T12
			Travée	55.97		4.62		6.88	3T14+2T12
9 ^{eme} et 10 ^{eme} étage	Poutre principale	30x40	Appuis	78.41	91.657	5.61	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	57.89		4.08		6.88	3T14+2T12
	Poutre secondaire	30x35	Appuis	59.74	291.327	4.95	5.25	6.88	3T14+2T12
			Travée	52.35		4.30		6.88	3T14+2T12

V.2.4. Vérification des armatures selon le RPA 99 :**V.2.4.1 Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

- **Poutres principales :**

- En zone courante : $A_{\max} = 4\% bxd = 0.04 \times 30 \times 36 = 43.2 \text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$
- En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% bxd = 0.06 \times 30 \times 36 = 64.8 \text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- **Poutres secondaires :**

- En zone courante : $A_{\max} = 4\% bxd = 0.04 \times 30 \times 31.5 = 37.8 \text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$
- En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% bxd = 0.06 \times 30 \times 31.5 = 56.7 \text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

V.2.4.2. Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 16 \text{mm}$ $L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{cm}$

$\phi = 14 \text{mm}$ $L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{cm}$

$\phi = 12 \text{mm}$ $L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{cm}$

V.2.4.3. Les armatures transversales :**a. Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par:

$$\phi \leq \min \left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \quad \text{(Article H.III.3)[1]}$$

$$\phi \leq \min \left(1.2 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} \right) = \min(1.2 ; 1.4 ; 3)$$

$$\phi \leq 1.2 \text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10 \text{mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4T10 = 3.14 \text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

b. Calcul des espacements des armatures transversales :

- **$St < \min(St_1, St_2, St_3)$ avec:**

- $St_1 \leq \min(0.9d; 40 \text{cm}) = 32.4 \text{cm} \Rightarrow St_1 = 32.4 \text{cm}$

- $St_2 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow St_2 \leq 104.66 \text{cm}$

- $St_3 \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b(\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow St_3 \leq 128.32 \text{cm}$

- Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_l^{min})$ (Art7.5.2.2) [4]

- Poutres principales : $S_t \leq \min(10; 1.4)$ Soit : $S_t = 10$ cm

- Poutres secondaires : $S_t \leq \min(8.75; 14.4)$ Soit : $S_t = 8$ cm

- **Zone courante** : $S_t \leq h/2$ (Art7.5.2.2) [4]

- Poutres principales : $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \Rightarrow S_t \leq 20$ cm ; Soit $S_t = 15$ cm

- Poutres secondaires : $S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \Rightarrow S_t \leq 17.5$ cm ; Soit $S_t = 15$ cm

- c. **Vérification des sections d'armatures transversales**

On vérifie que : $A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$ (Art 7.5.2.2) [4]

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2. \quad \text{Vérifiée.}$$

V.2.5. Vérification à l'ELU :

V.2.5.1. Vérification des Contraintes tangentielles:

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{(Article H.III.1) [1]}$$

Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$-\tau_u$ (MPa)	Observation
Principales	350.98	3.24	3.33	Vérifiée
Secondaires	216.267	2.28	3.33	Vérifiée

V.2.5.2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement:

- Appuis de rives $A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e}$ (Art H.IV.2) [1]

- Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V - \frac{M_a}{0.9 \times d}\right)$

$$\gamma_s = 1.15, \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	10.65	350.98	127.07	1.01	-1.18	Vérifiée
Secondaires	8.01	216.267	83.95	0.621	-1.23	Vérifiée

V.2.6.Vérification à l'ELS :**V.2.6.1.État limite de compression du béton :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s - 15 \times A_s \times d = 0 \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + 15 \times A_s' \times (y - d')^2 = 0$$

Tableau V.4. État limite de compression du béton

Poutres	Zone	M _{ser} (KN.m)	y (m)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < $\overline{\sigma}_{bc}$
Poutres principales	Appuis	64.00	0.154	118116.55	8.34	Vérifiée
	Travées	28.20	0.160	108042.4	4.17	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	45.7	0.127	69996.44	8.29	Vérifiée
	Travées	22.40	0.127	69996.44	4.06	Vérifiée

M_{ser} : est le moment le plus défavorable utilisé pour la vérification de toutes les poutres.

V.2.6.2.État limite de déformation (évaluation de la flèche):

Selon le **BAEL99**, la vérification de la flèche n'est pas nécessaires si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \quad (3) \end{array} \right. \quad (\text{Art B.6.5}) [1]$$

Tableau V.5.Vérification de la flèche pour les poutres :

	h _t cm	B Cm	L cm	A _s cm ²	h _t /L	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	(1)	(2)	(3)
pp	40	30	395	10.65	0.10	0.075	0.009	0.01	Vérif	Vérif	Vérif
Ps	35	30	430	8.01	0.08	0.075	0.008	0.01	Vérif	Vérif	Vérif

V.2.7.Schéma de ferrailage des Poutres :

Tableau V.6. Section de ferrailage des poutres

	En appuis	En travées
PP	<p>3HA12 3HA14 1Etrier HA10 1Cadr 3HA14</p>	<p>3HA12 1Cadre HA10 1Etrier HA10 3HA14 3HA14</p>
PS	<p>3HA12 3HA14 1Etrier HA10 1Cad 3HA14</p>	<p>3HA12 1Cadre HA10 1Etrier HA10 3HA14 3HA12</p>
<p>Les poutres des étages courants</p>		

	En appuis	En travées
PP	<p>3HA12 2HA16 1Etrier HA10 1Cadre HA10 3HA12</p>	<p>3HA12 1Cadre HA10 1Etrier HA10 3T14 3HA12</p>
PS	<p>3HA12 2HA14 1Etrier HA10 1Cadre HA10 3HA12</p>	<p>3HA12 1Cadre HA10 1Etrier HA10 2HA14 3HA12</p>
<p>Les poutres de Sous-sol+RDC</p>		

V.3. Études des poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant.
- L'effort normal minimal et le moment correspondant.
- Le moment maximal et l'effort normal correspondant.

V.3.1.Recommandation du RPA99/V2003:

a. Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone recouvrement).
- $\emptyset_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisée pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de $40\emptyset$ en zone Iia.
- La distance ou espacement (St) 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 (critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right)$$

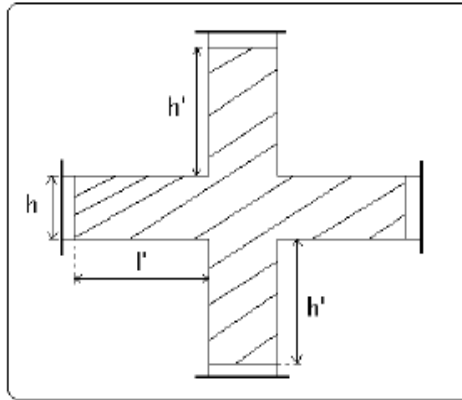


Figure V.2. Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section de poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous sol et RDC	75x70	42	210	315
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	70x65	36.4	182	273
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	65x60	31.2	156	234
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	60x55	26.4	132	198
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	55x50	22	110	165
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	50x45	18	90	135

b. Armatures transversales :

(Article 7.4.2.2) [4]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_U}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots (I)$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur total de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élanement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b : sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixé comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15cm)$ (en zone IIa).

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l^{min}$ (en zone IIa).

La quantité d'armature transversale minimale $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5: 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3: 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5: \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimums.

V.3.2. Sollicitations de calcul:

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
Sous sol et RDC	2395.40	35.83	54.78	52.70	145.43	1394.3
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	1846.17	20.81	44.41	22.9	106.57	605.78
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	1439.84	15.68	63.06	5.36	93.58	1131.23
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	1023.28	13.26	65.22	12.58	79.82	505.37
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	711.62	6.67	7.56	8	68.82	359.85
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	448.06	8.87	3.33	8.35	54.37	90.95

V.3.3.Ferraillage des poteaux:**V.3.3.1.Les armatures longitudinales :**

Le calcul de ferraillage se fait pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du entre sol et RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 2395.4KN \rightarrow M_{cor} = 35.83KN.m \dots \dots \dots ELU.$
- $N_{min} = 54.78KN \rightarrow M_{cor} = 52.7KN.m \dots \dots \dots G + Q + E.$
- $M_{max} = 145.43KN.m \rightarrow N_{cor} = 1394.3KN. \dots \dots \dots 0.8G + E.$

- **Calcul sous N_{max} et M_{cor} :**

$$d = 72cm, d' = 0.03cm.$$

$$N = 2395.4KN \text{ (de compression).....(ELU).}$$

$$M = 35.83KN.m \rightarrow e_G = M/N = 0.015m.$$

$e_G < h/2 = 0.75/2 = 0.375m \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$A = N(d - d') - M_A \geq B = (0.337h - 0.81d')bh f_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 35.83 + 2395.4 \left(0.72 - \frac{0.75}{2} \right) = 862.24KN.m$$

$$A = 2395.4 \times 10^{-3} (0.72 - 0.03) - 862.24 \times 10^{-3} = 0.79$$

$$B = (0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.03) \times 0.75 \times 0.7 \times 14.2 = 1.703$$

$$A = 0.79 < B = 1.7$$

Donc la section partiellement comprimé.la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{862.24 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.72^2 \times 14.2} = 0.167$$

$$\mu_{bu} = 0.167 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.167 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.11$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.69 \rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = 35.98cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -32.82cm^2 \rightarrow A = 0cm^2$$

- Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M = 145.43 \text{KN.m}; N = 1394.3 \text{KN} \Rightarrow e_G = 0.104 \text{m} < \frac{h}{2} = 0.375 \text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$A = 0.335 < B = 1.703 \rightarrow$ Calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 626.46 \text{KN} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{626.46 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.72^2 \times 14.2} = 0.121 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.078 \rightarrow z = 0.69 \text{m} \rightarrow A_1 = 26.09 \text{cm}^2 \rightarrow A = 0 \text{cm}^2$$

- Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$N = 54.78 \text{KN}; M = 52.7 \text{KN.m} \Rightarrow e_G = 0.96 \text{m} > \frac{h}{2} = 0.375 \text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la section des armatures.

$A = 0.034 < B = 1.703 \rightarrow$ Calcul d'une section entièrement comprimée.

$$M_A = 71.6 \text{KN} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{71.6 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.72^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0088 \rightarrow z = 0.72 \text{m} \rightarrow A_1 = 2.87 \text{cm}^2 \rightarrow A = 1.29 \text{cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux

Tableau V.9. Calcul des armatures longitudinales :

Niveaux	Section (cm ²)	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	Barres
Sous sol et RDC	75x70	1.29	1.29	42	44.74	4HA20+16HA16
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	70x65	0.28	0.28	36.4	36.7	4HA20+12HA16
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	65x60	0	0	31.2	32.17	16HA16
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	60x55	0	0	26.4	28.4	8HA16+8HA14
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	55x50	0.29	0.29	22	24.13	12HA16
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	50x45	1.77	1.77	18	18.47	12HA14

V.3.3.2. Les armatures transversales:

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.10. Calcul des armatures transversales:

Niveaux	Sous sol et RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage
Section (cm²)	75x70	70x65	65x60	60x55	55x50	50x45
ϕ_l^{max} (cm)	2	2	1.6	1.6	1.6	1.4
ϕ_l^{min} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.6	1.4
l_f (cm)	2.38	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142
λ_g	3.4	3.29	3.57	3.89	4.28	4.75
V_u (KN)	79.02	100.04	97.24	82.30	69.26	37.17
l_r (cm)	80	80	64	64	64	56
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	1.48	2.01	2.10	1.93	1.77	1.04
A_t^{min} (cm ²)	3.15	2.92	2.7	2.47	2.25	2.02
A_t^{adp} (cm ²)	4.02	4.02	4.02	4.02	3.02	3.02
Barres	8T8	8T8	8T8	8T8	6T8	6T8

Conformément au **CBA93 (Article A.7.1.3)**, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_l \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 8.33mm$$

→ la condition est vérifiée.

V.3.4. Vérifications:**V.3.4.1. Vérification au flambement:**

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié 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 :

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

- A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$.
- α : est un coefficient réduction qui est fonction de l'élanement λ :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$.

L'élanement mécanique est donné :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{Pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / b & \text{Pour les sections circulaires} \end{cases}$$

$l_f = 0.7 l_0$ Longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on pris pour le calcul du ferrailage $N_d = 2395.4KN$

$$l_f = 2.38m \rightarrow \lambda = 11.76 < 50 \rightarrow \alpha = 0.83/1.1=0.755$$

$$B_r = (0.75 - 0.02) \times (0.7 - 0.02) = 0.4964m^2$$

$$N_u = 0.755 \left[\frac{0.4964 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{44.72 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 8.11MN$$

$$N_d = 2.39MN < N_u = 8.11MN \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Tableau V.11. Vérification du flambement pour les 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)	Obser
Sous sol et RDC	75x70	3.4	2.38	11.76	0.755	44.74	0.4964	8.11	2.39	Vérifier
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	70x65	3.06	2.142	11.4	0.756	36.7	0.4284	6.96	1.84	Vérifier
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	65x60	3.06	2.142	12.35	0.754	32.17	0.3654	5.94	1.43	Vérifier
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	60x55	3.06	2.142	13.47	0.75	28.4	0.3074	5.01	1.02	Vérifier
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	55x50	3.06	2.142	14.82	0.746	24.13	0.2544	4.14	0.71	Vérifier
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	50x45	3.06	2.142	16.47	0.74	18.47	0.2064	3.3	0.44	Vérifier

V.3.4.2. 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 :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$

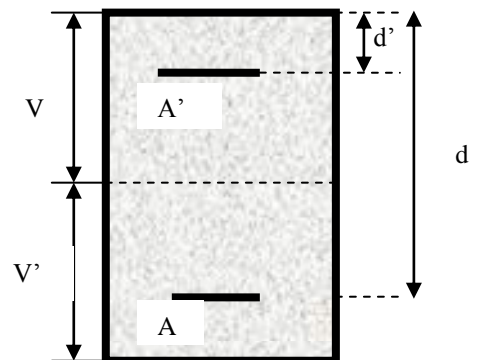
$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène)}$$

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

$$V = \frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \text{ et } V' = h - V$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12.Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveau	Sous sol et RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage
Section (cm ²)	75x70	70x65	65x60	60x55	55x50	50x45
d (cm ²)	0.72	0.67	0.62	0.57	0.52	0.47
A' (cm ²)	22.37	18.35	16.085	14.2	12.065	9.235
A (cm ²)	22.37	18.35	16.085	14.2	12.065	9.235
V (cm)	37.5	35	32.5	30	27.5	25
V' (cm)	37.5	35	32.5	30	27.5	25
I _{yy'} (m ⁴)	0.0325	0.0242	0.0179	0.0130	0.0091	0.0060
S (m ²)	0.592	0.510	0.438	0.373	0.311	0.253
N _{ser} (KN)	1749.32	1346.72	1050.51	771.92	519.82	345.11
M _{ser} (KN.m)	42.49	24.23	25.78	27.91	32.43	26.89
M _G ^{ser} (KN.m)	42.49	24.23	25.78	27.91	32.43	26.89
σ _{bc1} (MPA)	3.44	2.99	2.86	2.71	2.65	2.48
σ _{bc2} (MPA)	2.46	2.29	1.93	1.42	0.69	0.24
σ _{bc} (MPA)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

V.3.4.3.Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le **RPA version 2003 article 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 :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_d = 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.040 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d}$$

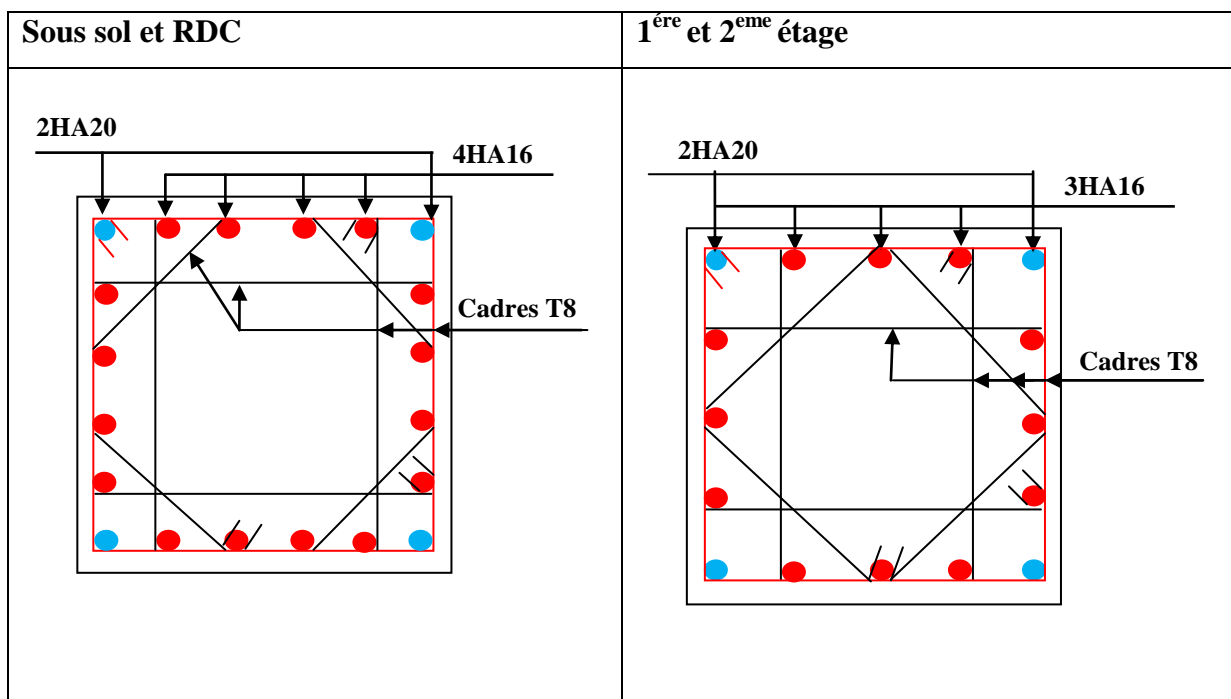
Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

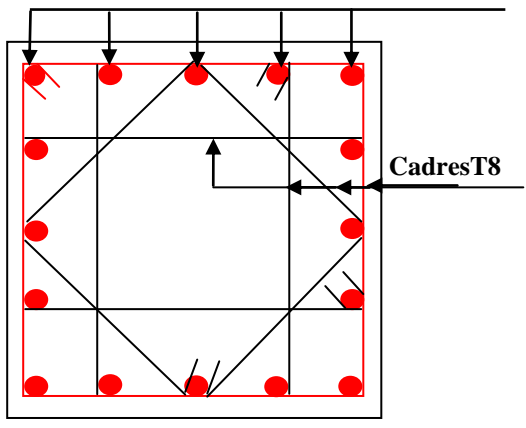
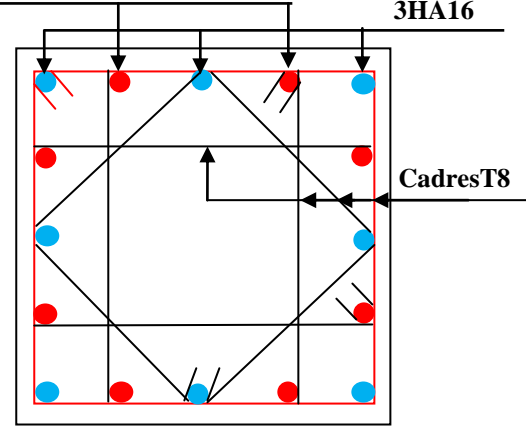
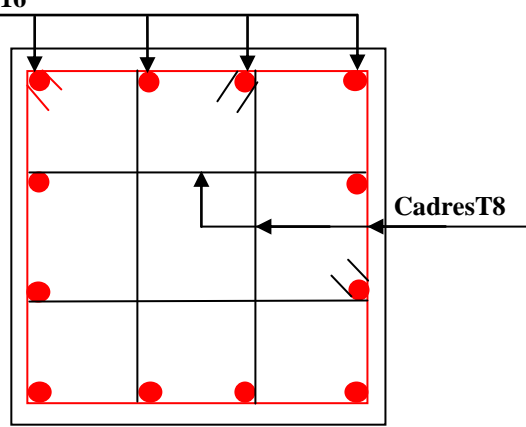
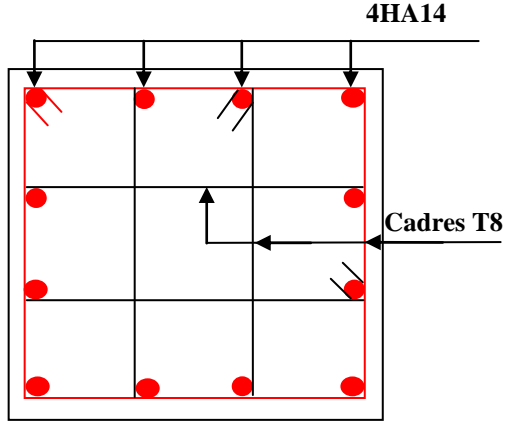
Tableau V.13.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ	ρ_d	d (cm)	V_d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Obs
Sous sol et RDC	75x70	2.38	11.76	0.04	0.72	79.02	0.15	1	Vérifier
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	70x65	2.142	11.4	0.04	0.67	100.04	0.23	1	Vérifier
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	65x60	2.142	12.35	0.04	0.62	97.04	0.26	1	Vérifier
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	60x55	2.142	13.47	0.04	0.57	82.30	0.26	1	Vérifier
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	55x50	2.142	14.82	0.04	0.52	69.26	0.27	1	Vérifier
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	50x45	2.142	16.47	0.04	0.47	37.17	0.17	1	Vérifier

V.3.5.Schéma de ferrailage des poteaux :

Tableau V.14.Ferrailage des poteaux :

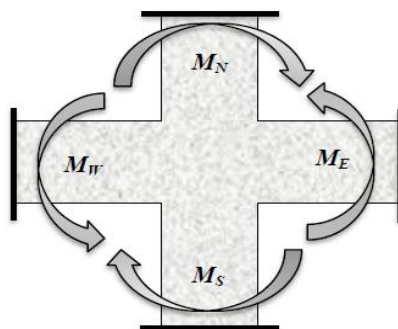


<p>Poteaux (75x70)</p>	<p>Poteaux (70x65)</p>
<p>3^{eme} et 4^{eme} étage</p>	<p>5^{eme} et 6^{eme} étage</p>
<p style="text-align: right;">5HA14</p> 	<p style="text-align: right;">2HA14</p> <p style="text-align: right;">3HA16</p> 
<p>Poteaux (65x60)</p>	<p>Poteaux (60x55)</p>
<p>7^{eme} et 8^{eme} étage</p>	<p>9^{eme} et 10^{eme} étage</p>
<p style="text-align: right;">4HA16</p> 	<p style="text-align: right;">4HA14</p> 

V.3.6. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules parasismique dans les poutres et non dans les poteaux, **le RPA (Article 7.6.2)** exige que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_W| + |M_E|)$$



V.3.6.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.
- de la quantité d'armatures dans la section.

$$M_R = Z \times A_S \times \sigma_S; \text{ Avec } Z = 0.9h; \sigma_S = \frac{f_s}{\lambda_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	Plans	Z (cm)	A_S (cm ²)	M_R (KN.m)
Entre-sol et RDC	75x70	XX'	67.5	44.74	1050.94
		YY'	63		980.88
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	70x65	XX'	63	36.7	804.61
		YY'	58.5		749.69
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	65x60	XX'	58.5	32.17	654.92
		YY'	54		604.54
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	60x55	XX'	54	28.4	533.69
		YY'	49.5		489.22
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	55x50	XX'	49.5	24.13	415.66
		YY'	45		377.87
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	50x45	XX'	45	18.47	289.24
		YY'	40.5		260.32

V.3.6.2.Détermination du moment résistant dans les poutres :

Tableau V.16.Les moments résistants dans les poutres :

Niveau	Type	Section (cm)	Z(m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_r(\text{KNm})$
Sous-sol RDC	PP	30×40	0.36	9.42	114.13
	PS	30×35	0.315	6.47	75.42
1et 2 etage	PP	30×40	0.36	10.65	133.42
	PS	30×35	0.315	8.01	87.80
3 et 4 etage	PP	30×40	0.36	9.24	115.75
	PS	30×35	0.315	8.01	87.80
5 et 6 etage	PP	30×40	0.36	8.01	100.34
	PS	30×35	0.315	6.88	75.41
7et8 etage	PP	30×40	0.36	6.88	86.20
	PS	30×35	0.315	6.88	75.41
9et10 etage	PP	30×40	0.36	6.88	86.20
	PS	30×35	0.315	6.88	75.41

Les résultats obtenus sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.17. : Vérification des zones nodales

Niveau	Sens	$M_w(\text{KN.m})$	$M_e(\text{KN.m})$	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	observation
Sous sol, RDC	XX	114.13	114.13	285.32	2101.88	Vérifiée
	YY	75.42	75.42	188.55	1961.76	Vérifiée
1et2 étage	XX	133.42	133.42	333.55	1609.22	Vérifiée
	YY	87.80	87.80	219.5	1499.38	Vérifiée
3et4 étage	XX	115.75	115.75	289.37	1309.84	Vérifiée
	YY	87.80	87.80	219.5	1209.08	Vérifiée
5et6 étage	XX	100.34	100.34	250.85	1067.38	Vérifiée
	YY	75.42	75.42	188.55	978.44	Vérifiée
7et8 étage	XX	86.20	86.20	212.65	831.32	Vérifiée
	YY	75.42	75.42	188.55	755.74	Vérifiée
9et10 étage	XX	86.20	86.20	212.65	578.48	Vérifiée
	YY	75.42	75.42	188.55	520.64	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastique sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.4. Étude 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 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à la base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composées avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes:

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

V.4.1. Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

a. Armatures verticales :

(Art 7.7.4.1) [4]

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :

$$A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$$

Avec:

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t \leq e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. Les armatures horizontales : (Art 7.7.4.2) [4]

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$. En plus des épingles sont prévus 4 par $1m^2$.

c. 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4V_u}{f_e}$$

d. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\% \times h$ dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0.10\% \times h$ dans la zone courante.

- $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_t = \min(1.5e ; 30)$ cm.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

e. La contrainte limite de cisaillement dans le béton:

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit:

- $\tau_{adm} = 0.2 \times f_{c28}$
- $\tau_b = 1.4 \times \frac{V}{b_0 \times d}$

Avec: $-b_0$: 2passeur du voile.

- d : hauteur utile ($d=0.9 \times h$).

- h : hauteur total de la section.

V.4.2. Sollicitations de calcul:

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant (pour le voile V_{x1}) :

Tableau V.18. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} .

Niveau	Voile	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$		V_d (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol et RDC	$V_{x1,(1,2)}$	1587.91	1624.02	1624.02	1587.91	-301.78	-376.21	511.01
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	$V_{x1,(3,4)}$	988.19	-16.75	-473.11	483.53	264.49	-467.21	246.18
3 ^{et} 4 ^{ème} étage	$V_{x1,(5,6)}$	834.01	77.54	-347.53	498.00	311.78	-328.61	225.81
5 et 6 ^{ème} étage	$V_{x1,(7,8)}$	690.27	-80.79	-248.58	384.18	231.61	229.31	185.16
7 et 8 ^{ème} étage	$V_{x1,(9,10)}$	510.92	-81.13	-182.85	268.33	158.81	-163.80	145.65
9 et 10 ^{ème} étage	$V_{x1,(11,12)}$	307.25	-89.98	154.25	145.96	84.99	-103.13	118.68

V.4.3. Calcul du ferrailage:

On va exposer un seul exemple de calcul // à $x-x'$ (voile sous sol et RDC) et les autre seront résumés dans un tableau.

- **Armatures verticales:**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée A sera répartie sur toute la zone tendus de la section en respectant les recommandations du RPA99.

Le voile V_{x1} :

$L=2.10$ m; $d=1.89$ m; $e=20$ cm.

$$N = -1587.91 \text{ KN}$$

$$M = 1624.02 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 1.02 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{2} = \frac{2.10}{2} = 1.05 \text{ m}$$

$e_G \leq L/2 \Rightarrow C$ à l'intérieur de la section.

- Calcul de M_{UA} :

$$M_{UA} = M + N(d - \frac{h}{2}) = 2957.86 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')e \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$N(d - d') - M_{UA} = -0.29 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')e \cdot h \cdot f_{bu} = 3.2 \text{ KN.m}$$

$-0.29 \text{ KN.m} \leq 3.2 \text{ MN.m} \Rightarrow$ Section partiellement comprimé

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.291$$

$$\mu_{bu} = 0.291 < \mu_1 = 0.393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.442 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 4.4 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.55 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 47.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 2.07 \text{ cm}^2$$

. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times e \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.56 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale dans la zone tendue donnée par le RPA est :

$$A_{min}^{ZC} = 0.2\% \times e \times l_t$$

Pour le calcul de l_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma^+ = \frac{1587.91 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.10} + \frac{1624.02 \times 10^{-3}}{0.15435} \times \frac{2.1}{2} = 15.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{1587.91 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.10} - \frac{1624.02 \times 10^{-3}}{0.15435} \times \frac{2.1}{2} = -7.26 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{\sigma^- L}{\sigma^- + \sigma^+} = 0.677 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{zt} = 0.2\% \times 0.2 \times 0.677 = 2.70 \text{ cm}^2$$

- **Armatures horizontales:**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_b}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_b = 1.4 \times \frac{V}{b_0 \times d} = 1.88 \text{ Mpa}$$

Soit $S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 2.35 \text{ cm}^2$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles dans les différents niveaux.

Tableau V.19. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1}.

Niveau	Sous sol et RDC	1, 2 ^{ème} étage	3, 4 ^{ème} étage	5, 6 ^{ème} étage	7, 8 ^{ème} étage	9, 10 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2x2.10	0.16x2.1	0.16x2.1	0.16x2.1	0.16x2.1	0.16x2.1
M(KN.m)	1624.02	-16.75	77.54	-80.79	-81.13	-89.98
N(KN)	1587.91	988.19	834.01	690.27	510.92	307.25
section	Partiellement comprimée	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V(KN)	511.01	246.18	225.81	185.65	145.65	118.68
τ (Mpa)	1.88	1.13	1.03	0.85	0.67	0.54
$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (Mpa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
A_v^{cal} (cm ²)/face	20.09	14.55	13.58	11.58	9.01	6.26
A_v^{min} (cm ²)	6.30	6.70	6.72	6.72	6.72	6.72
A_v^{adp} (cm ²)	21.90	15.51	14.69	11.63	10.27	7.68

N^{bre} /par face	4HA16 +9HA14	2HA14 +11HA12	13HA12	4HA12 +9HA10	13HA10	4HA10 +9HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	2.35	0.84	0.77	0.63	0.50	0.40
A_h^{min} (cm ²)	6.30	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04
A_h^{adp} (cm ²)	7.53	7.03	7.03	7.03	7.03	7.03
N^{bre} /par face	15HA8	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8
S_h (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.20. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} .

Niveau	Sous sol et RDC	1, 2 ^{ème} étage	3, 4 ^{ème} étage	5, 6 ^{ème} étage	7, 8 ^{ème} étage	9, 10 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2x1.9	0.16x1.9	0.16x1.9	0.16x1.9	0.16x1.9	0.16x1.9
M(KN.m)	548.27	-15.76	27.64	28.05	25.89	86.94
N(KN)	1510.24	963.40	825.39	671.16	478.4	274.23
section	Partiellement comprimée	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V(KN)	244.58	172.94	153.66	128.31	102.06	71.509
τ (Mpa)	1.00	0.88	0.78	0.65	0.52	0.36
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
A_v^{cal} (cm ²)/face	25.58	14.20	12.49	10.28	7.46	5.12
A_v^{min} (cm ²)	5.70	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08
A_v^{adp} (cm ²)	26.89	16.34	12.94	11.30	7.80	7.80
N^{bre} /par face	6HA20 +4HA16	2HA16 +8HA14	4HA14 +6HA12	10HA12	10HA10	10HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.25	0.66	0.58	0.48	0.39	0.27
A_h^{min} (cm ²)	5.70	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56
A_h^{adp} (cm ²)	7.53	7.03	7.03	7.03	7.03	7.03
N^{bre} /par face	15HA8	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8
S_h (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.21. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} .

Niveau	Sous sol et RDC	1, 2 ^{ème} étage	3, 4 ^{ème} étage	5, 6 ^{ème} étage	7, 8 ^{ème} étage	9, 10 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2x1.7	0.16x1.7	0.16x1.7	0.16x1.7	0.16x1.7	0.16x1.7
M(KN.m)	-578.19	-221.28	0.72	-104.10	-70.88	-36.2
N(KN)	1339.37	634.72	493.98	406.55	305.10	165.57
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V(KN)	222.10	110.32	77.70	76.35	53.69	36.73
τ (Mpa)	1.01	0.63	0.44	0.43	0.30	0.21
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
A_v^{cal} (cm ²)/face	5.70	3.94	7.11	8.48	6.18	3.29
A_v^{min} (cm ²)	5.10	4.08	5.44	5.44	5.44	5.44
A_v^{adp} (cm ²)	8.69	8.69	8.69	8.69	6.67	6.67
N^{bre} /par face	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10	4HA10 +7HA8	4HA10 +7HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.26	0.47	0.33	0.32	0.22	0.15
A_h^{min} (cm ²)	5.10	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
A_h^{adp} (cm ²)	7.53	7.03	7.03	7.03	7.03	7.03
N^{bre} /par face	15HA8	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8
S_h (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.22. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} .

Niveau	Sous sol et RDC	1, 2 ^{ème} étage	3, 4 ^{ème} étage	5, 6 ^{ème} étage	7, 8 ^{ème} étage	9, 10 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2x2.11	0.15x2.11	0.15x2.11	0.15x2.11	0.15x2.11	0.15x2.11
M(KN.m)	-833.38	-291.65	-22.70	-109.81	-93.39	-87.67
N(KN)	1522.70	791.87	611.51	509.92	405.56	258.87
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V(KN)	272.21	129.36	103.00	81.74	63.09	71.47
τ (Mpa)	1.00	0.58	0.47	0.37	0.29	0.33
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00

(Mpa)						
A_v^{cal} (cm ²)/face	6.18	5.12	9.25	8.32	6.73	4.77
A_v^{min} (cm ²)	6.33	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75
A_v^{adp} (cm ²)	9.41	9.41	9.41	8.83	8.83	8.83
N^{bre} /par face	10HA10 +3HA8	10HA10 +3HA8	10HA10 +3HA8	8HA10 +5HA8	8HA10 +5HA8	8HA10 +5HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.25	0.43	0.35	0.27	0.20	0.23
A_h^{min} (cm ²)	6.33	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06
A_h^{adp} (cm ²)	7.53	7.03	7.03	7.03	7.03	7.03
N^{bre} /par face	15HA8	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8
S_h (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.23. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} .

Niveau	Sous sol et RDC	1, 2 ^{ème} étage	3, 4 ^{ème} étage	5, 6 ^{ème} étage	7, 8 ^{ème} étage	9, 10 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2x2.10	0.16x2.1	0.16x2.1	0.16x2.1	0.16x2.1	0.16x2.1
M(KN.m)	-19.37	-12.81	-219.05	-160.36	-105.76	-51.26
N(KN)	922.36	713.41	634.53	531.75	399.93	237.75
section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V(KN)	175.12	143.10	127.47	106.22	78.06	52.92
τ (Mpa)	0.64	0.66	0.58	0.49	0.36	0.24
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
A_v^{cal} (cm ²)/face	13.65	10.51	13.62	10.93	7.92	4.47
A_v^{min} (cm ²)	8.40	6.75	7.20	7.20	7.20	7.20
A_v^{adp} (cm ²)	14.69	14.69	14.69	11.63	8.25	8.25
N^{bre} /par face	13HA12	13HA12	13HA12	4HA12 +9HA10	6HA10 +7HA8	6HA10 +7HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.80	0.49	0.43	0.36	0.27	0.18

A_h^{min} (cm ²)	6.30	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04
A_h^{adp} (cm ²)	7.53	7.03	7.03	7.03	7.03	7.03
N^{bre} /par face	15HA8	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8
S_h (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.24. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y4} .

Niveau	Sous sol et RDC	1, 2 ^{ème} étage	3, 4 ^{ème} étage	5, 6 ^{ème} étage	7, 8 ^{ème} étage	9, 10 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2x2.25	0.15x2.25	0.15x2.25	0.15x2.25	0.15x2.25	0.15x2.25
M(KN.m)	-775.37	-38.59	1.42	-127.52	-86.48	-36.17
N(KN)	1074.31	763.65	642.65	543.58	415.31	219.04
section	Partiellement comprimée	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V(KN)	212.62	138.99	99.60	87.48	70.17	57.03
τ (Mpa)	0.66	0.54	0.38	0.34	0.27	0.22
$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (Mpa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
A_v^{cal} (cm ²)/face	2.50	11.76	9.26	8.92	6.63	3.34
A_v^{min} (cm ²)	6.75	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20
A_v^{adp} (cm ²)	12.42	12.42	9.33	9.33	9.33	9.33
N^{bre} /par face	4HA14 +10HA10	4HA14 +10HA10	8HA10 +6HA8	8HA10 +6HA8	8HA10 +6HA8	8HA10 +6HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.82	0.40	0.28	0.25	0.20	0.16
A_h^{min} (cm ²)	6.75	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40
A_h^{adp} (cm ²)	7.53	7.03	7.03	7.03	7.03	7.03
N^{bre} /par face	15HA8	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8
S_h (cm)	20	20	20	20	20	20

• **Cas particulier :**

Les voiles au niveau de la cage de l'ascenseur, ne contribue presque pas dans le contreventement, alors leurs ferrailage est calculé avec les sollicitations données dans le tableau suivant sur toute la hauteur du bâtiment:

Tableau V.25. Ferrailage des voiles de la cage d'ascenseur.

Section (m ²)	M (KN.m)	N (KN)	A_v^{cal} (cm ²)	A_v^{min} (cm ²)	A_v^{adp} (cm ²)	S_t (cm)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h^{adp} (cm ²)	S_h (cm)
0.15x2.00	289.78	360.874	9.509	4.50	8HA14 =12.32 cm ²	20	1.19	4.50	14HA8 =7.03 cm ²	20

IV.4. Schéma de ferrailage des voiles :

On prend par exemple le voile V_{x1} au niveau de RDC :

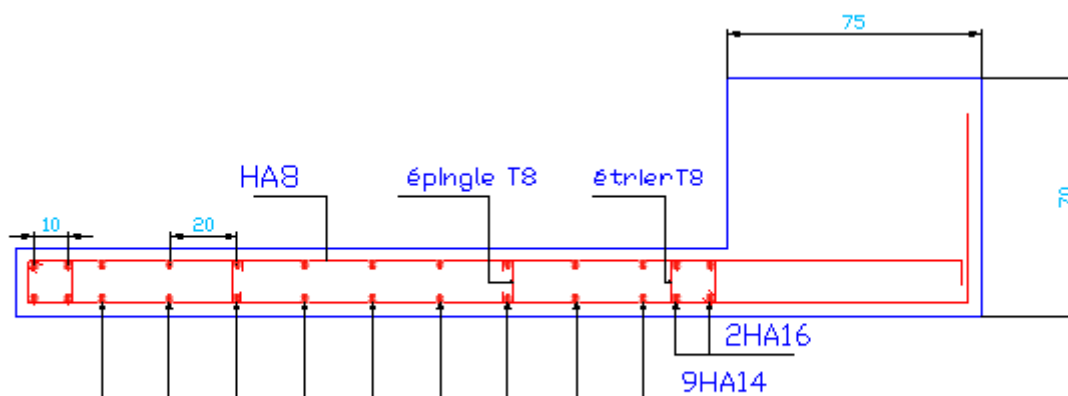


Figure V.3. Schéma de ferrailage du voile V_{x1}

V. 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 ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000 version 14.2) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Les sections minimales exigées par le RPA99 / version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.

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 par 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 superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels et déplacements sous forces horizontales.

On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits).

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.8 bars pour une profondeur 1.5 m.

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.4.Étude des fondations :

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes .Si ces deux types de semelles ne convient pas; on passe au radier général.

VI.4.1.Le choix de type de fondation:

VI.4.1.1.Semelle isolée:

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison $G + Q + E$, obtenu par le SAP 2000.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

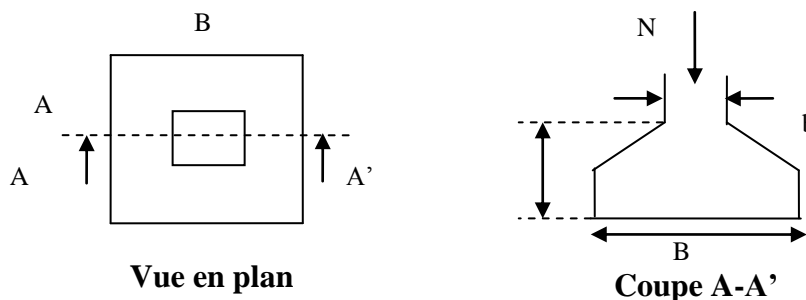


Figure VI.1 : Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (axb), donc : $S = AxB$.

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} , \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (Semelle et p\^oteau homodh\^etiques)} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b * N}{a * \overline{\sigma}_{sol}}}$$

$$\Rightarrow B = \sqrt{\frac{0.75 \times 2321.85 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.18}} = 3.72m$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.4.1.2.Semelle filante:

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 7 poteaux.

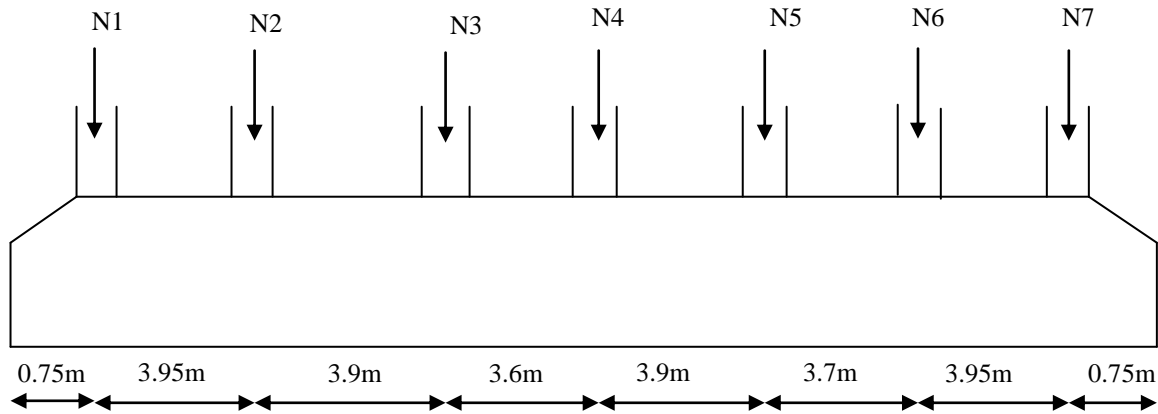


Figure VI. 2. Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$$\sum N_i = 12813.257 \text{ KN.}$$

$$N_s = 7 \times (25 \times 0.45 \times 1.5 \times 23) = 2716.88 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 15530.132 \text{ KN}$$

$$\sum L_i = 23 \text{ m}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{15530.132 \times 10^{-3}}{23 \times 0.18} = 3.75 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc on doit passer à un radier général.

VI.4.1.3.Radier:

La surface de l'ensemble des semelles est donnée par la formule suivante :

$$S_{calculé} = \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{calculé} = \frac{51.08786}{0.18} = 283.8 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bat} = 288.4 \text{ m}^2$

$$S_{rad} = 283.8 < S_{bat} = 288.4m^2$$

La surface des fondations représente 98% de la surface du bâtiment alors on adopte pour notre structure un radier générale avec une surface $S_{rad} = 288.4m^2$.

a. Pré dimensionnement :

• **Condition de coffrage :**

h_t : Hauteur de la nervure.

h_r : Hauteur de la dalle.

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

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{430}{10} = 43cm.$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{430}{20} = 21.5cm.$$

• **Condition de rigidité**

$$\frac{\pi}{4} \times L_e \geq L_{max}$$

L_e : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^7 KN/m^2$.

I : Inertie de la section de radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$.

b : La largeur de la semelle.

On a:

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t = \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 59.44cm.$$

• **Condition de cisaillement :**

(Art A.5.1.2.1.1) [2]

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m$$

N : L'effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{58398.066}{2 \times 288.4} \times 1m = 435.35KN$$

$$d = \frac{435.35 \times 10^{-3} \times 1.15}{0.07 \times 25 \times 1} = 0.37m$$

A partir de ces trois conditions, on prend :

$$h_t = 75cm$$

$$h_r = 40cm$$

b. Les vérifications nécessaires:

• **Vérification au poinçonnement :**

(Art A.5.2.42) [1]

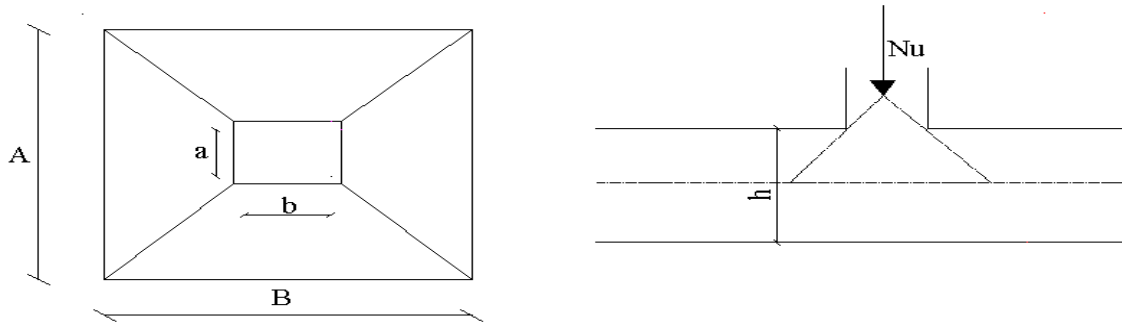


Figure VI.3. Schéma du poinçonnement

Il faut vérifier que :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_d : L'effort normal sur le poteau.

$$U_c = 2 \cdot (a + b + 2h_t)$$

$$U_c = 2 \cdot (0.75 + 0.7 + 2 \times 0.75) = 5.9m$$

$$N_u = 2.97 \leq 0.045 \times 5.9 \times 0.75 \times \frac{25}{1.5} = 3.32MN$$

⇒ condition vérifier.

• **Vérification des contraintes dans le sol :**

(Art : 3.541(a)) [3]

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} (X_G, Y_G)$$

N : L'effort normal du aux charges verticales.

M_x, M_y : Moment sismique à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

On a :

$$N = 58398.066KN ; \quad M_x = 25255.95KN.m \quad \text{Et} \quad M_y = 16960KN.m$$

Et d'après le programme SOCOTEC on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = 11.51m & \text{et } I_x = 3508.094m^4 \\ Y_G = 6.01m & \text{et } I_y = 11013.67m^4 \end{cases}$$

- **Sens x-x'** :

$$\sigma_{max} = \frac{58398.066}{288.4} + \frac{25255.95 \times 6.01}{3508.094} = 0.245Mpa$$

$$\sigma_{max} = \frac{58398.066}{288.4} - \frac{25255.95 \times 6.01}{3508.094} = 0.16Mpa$$

$$\sigma_{moy} = 0.223Mpa > \overline{\sigma_{sol}} = 0.18Mpa \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée.}$$

- **Sens y-y'** :

$$\sigma_{max} = \frac{58398.066}{288.4} + \frac{16960 \times 11.51}{11013.67} = 0.22Mpa$$

$$\sigma_{max} = \frac{58398.066}{288.4} - \frac{16960 \times 11.51}{11013.67} = 0.185Mpa$$

$$\sigma_{moy} = 0.211Mpa > \overline{\sigma_{sol}} = 0.18Mpa \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée.}$$

On remarque que la contrainte moyenne selon les deux axes est supérieure à la contrainte de sol, dans ce cas il **faut augmenter la section de radier**.

Soit: $S_{rad} = 368.2m^2$ avec un débord de **1m**.

- **Sens x-x'** : $\sigma_{moy} = 0.177Mpa \leq \overline{\sigma_{sol}} = 0.18Mpa$

- **Sens y-y'** : $\sigma_{moy} = 0.167Mpa \leq \overline{\sigma_{sol}} = 0.18Mpa$

• **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon **RPA99V2003 (Article 10.1.5)**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

- **Sens x-x'** :

$$e = \frac{25255.95}{58398.05} = 0.43m \leq \frac{25.75}{4} = 6.43m$$

- Sens y-y' :

$$e = \frac{16960}{58398.05} = 0.29m \leq \frac{16.75}{4} = 4.18m$$

→ Pas de risque au renversement dans les deux sens.

- **Vérification de la poussé hydrostatique :**

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$f_s = 1.15 \text{ (Coefficient de sécurité).}$$

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

$$S_{rad} = 368.2m^2 \text{ (Surface de radier).}$$

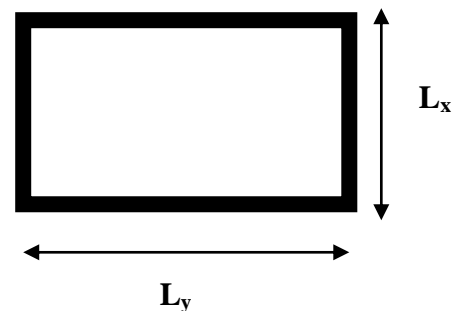
$$H = 1.5m \text{ (La hauteur de la partie ancrée du bâtiment).}$$

$$N = 51087.88 KN \geq 1.15 \times 1.5 \times 368.2 \times 10 = 6351.45KN \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- c. **Ferraillage du radier :**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversé, appuyée sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité est le suivant :



Soit : G_0 le poids propre du radier

$$G_0 = 25 \times 0.4 = 10KN/m^2$$

- **Calcul des sollicitations**

$$Q_U = \frac{N_U}{S_{rad}} + 1.35G_0 = \frac{58398.066}{368.2} + 1.35(10) = 172.1KN$$

$$Q_S = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 = \frac{42698.045}{368.2} + 10 = 125.96KN$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.95}{4.3} = 0.92 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

- A l'ELU : $\rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} 0.0437 \\ 0.8251 \end{cases}$

$$M_0^x = \mu_x \times l_x^2 \times q_u = 0.0437 \times (3.95)^2 \times 172.1 = 117.27 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.8251 \times 117.27 = 96.76 \text{KN.m}$$

En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 99.68 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 82.25 \text{KN.m} \end{cases}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.5 M_0^x = 58.63 \text{KN.m}$

- A l'ELS : $\rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} 0.0509 \\ 0.8799 \end{cases}$

$$M_0^x = \mu_x \times l_x^2 \times q_s = 0.0509 \times (3.95)^2 \times 125.96 = 100.03 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.8799 \times 100.03 = 88.02 \text{KN.m}$$

En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 85.02 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 74.82 \text{KN.m} \end{cases}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.5 M_0^x = 50.02 \text{KN.m}$

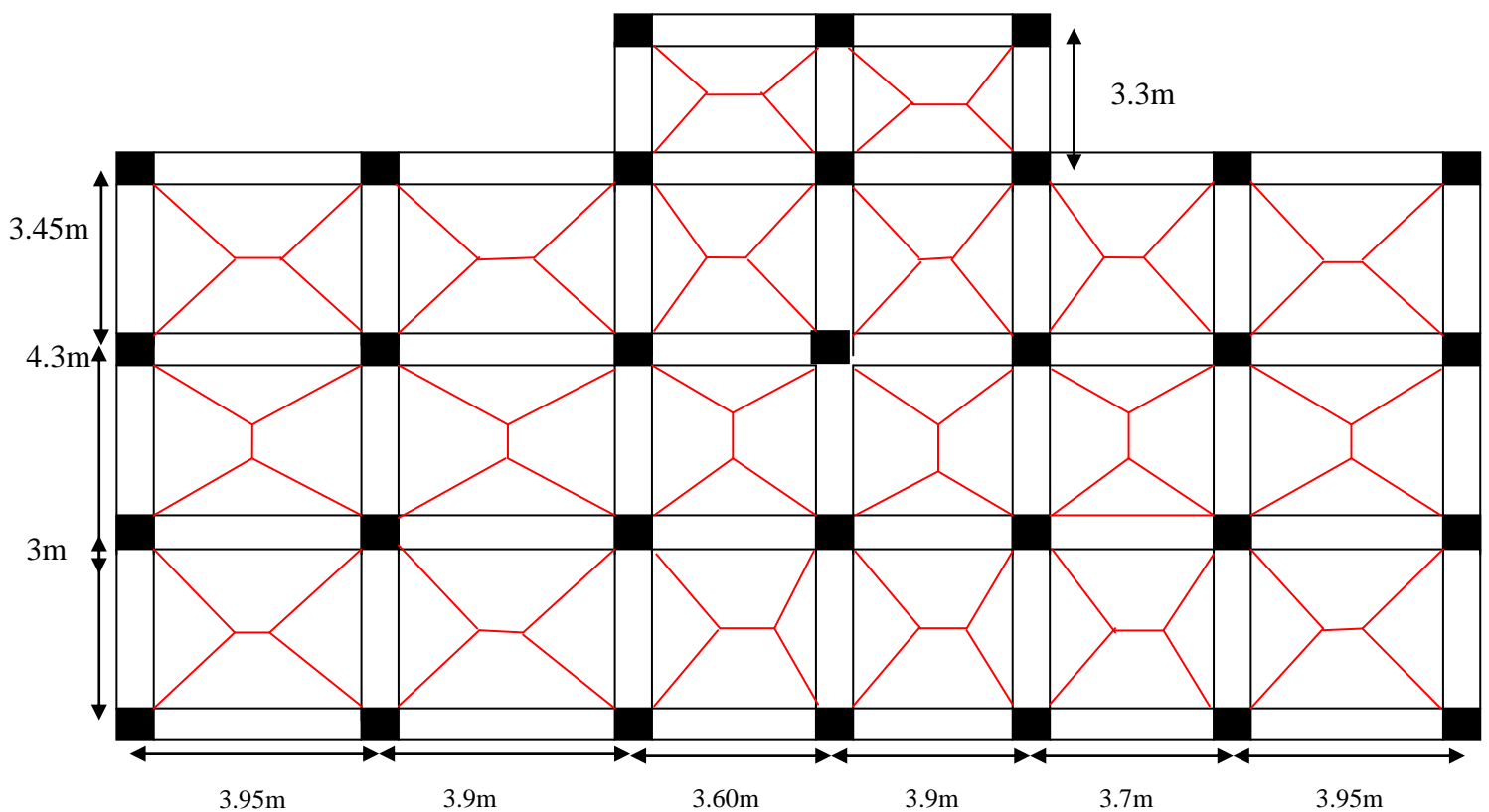


Figure VI.4. : Schéma de rupture de dalle de radier.

- **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_t = 1 \times 0.4 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Section des armatures du radier

		$M(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$	Barres	$S_t(cm)$
Travée	Sens X-X	99.68	8.43	9.24	6HA14	20
	Sens Y-Y	82.25	6.92	6.79	6HA12	20
Appui		58.6	4.90	5.65	5HA12	20

d. Vérifications :

- **Condition de non de fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12cm$ et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h/2 \\ A_y = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

Pour des HAFeE400 $\rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} A_x = 3.33cm^2 \\ A_y = 3.2cm^2 \end{cases}$$

- **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures // } L_x : S_t = cm \leq \min(2h, 25cm) = 25cm \\ \text{Armatures // } L_y : S_t = cm \leq \min(2h, 25cm) = 25cm \end{cases}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} + \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 198.53KN$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} + \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 153.89KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{198.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.56Mpa < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16Mpa$$

La condition est vérifiée, on a pas besoin d'armatures transversales.

- **État limite de compression du béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15Mpa$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15Ad = 0$$

e. Schéma de ferrailage :

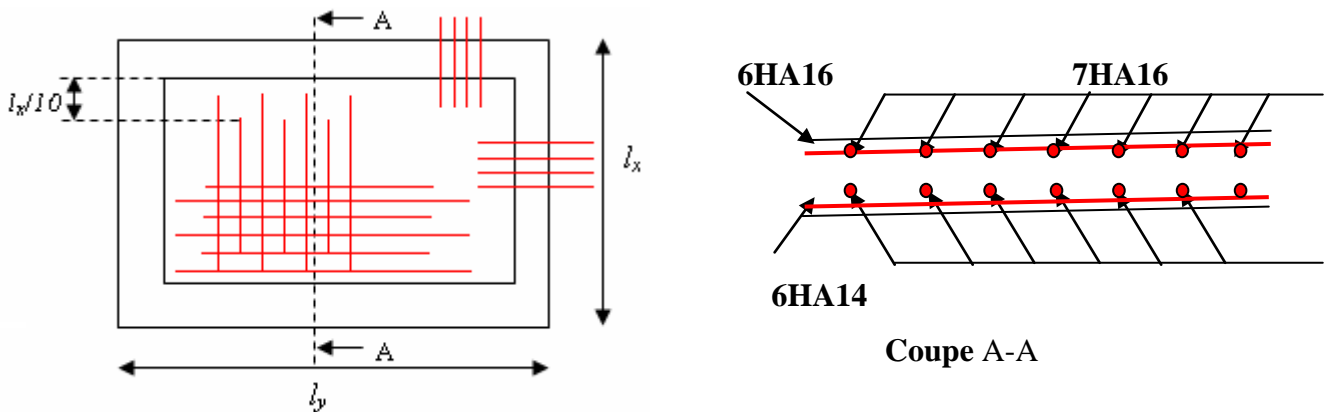


Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier

f. Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 86.05 \text{ KNm}$$

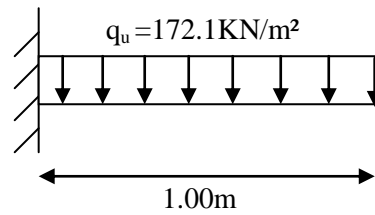


Figure VI.6. Schéma statique du débord

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Résumé des résultats.

M_u (Km)	μ_{bu}	α	Z	$A_{calculé}$ (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	choix	St
86.05	0.046	0.063	0.341	7.25	7.7	5HA14	20

• Condition de non fragilité

$$e \geq 12$$

$$\rho \leq 0.4 \Rightarrow A_{min} = \rho_0 \times e \times b$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

• **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 : $V_u = q_u \times l = 172.1KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.49MPa < 2.5MPa$$

c'est vérifiée

• **Vérification de la contrainte**

$$M_{ser} = q_s \times \frac{L_0^2}{2} = 125.96 \times \frac{1^2}{2} = 62.98MPa$$

Tableau VI.5. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

M_{ser} (KNm)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
62.98	7.7	7.91	101258.89	4.92	252.7	15	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

M_{ser} (KNm)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	Choix par (m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
62.98	10.05	5HA16	8.87	126230.59	4.42	195.55	15	201.63

• **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10.05}{4} = 2.51cm^2$$

$$A_r = 4HA10 = 3.16cm^2$$

St=30cm

g. Schéma de ferrailage.

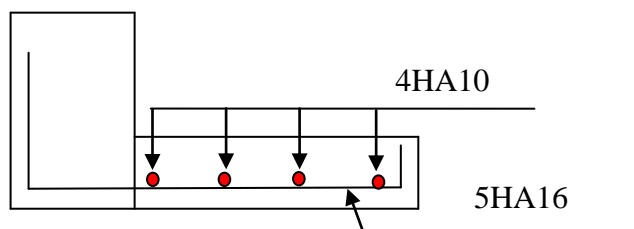


Figure VI.7. Schéma de ferrailage du débord.

h. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

- Charge trapézoïdale :

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

- Charge triangulaire :

$$P'_v = p'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

Avec :

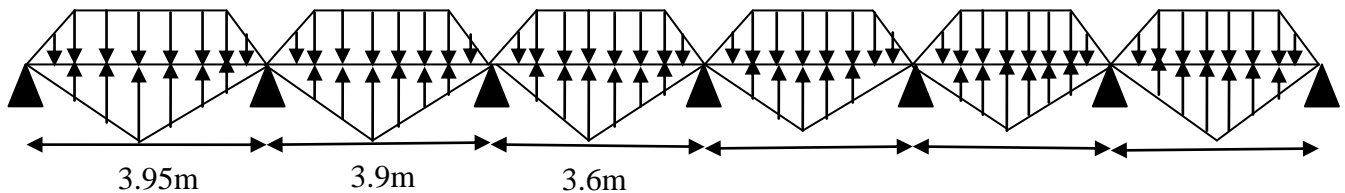
$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

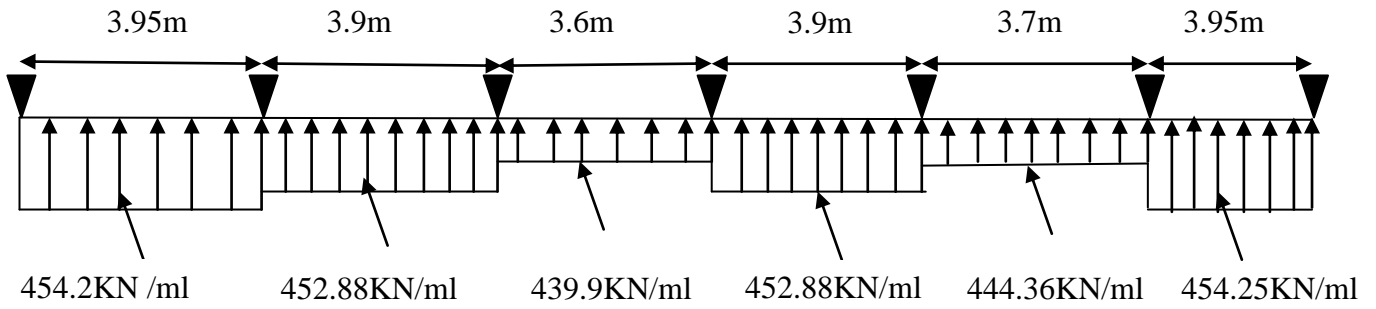
$$q_u = 172.1 \text{ KN/m}^2, q_s = 125.96 \text{ KN/m}^2.$$

- **Sens X-X :**

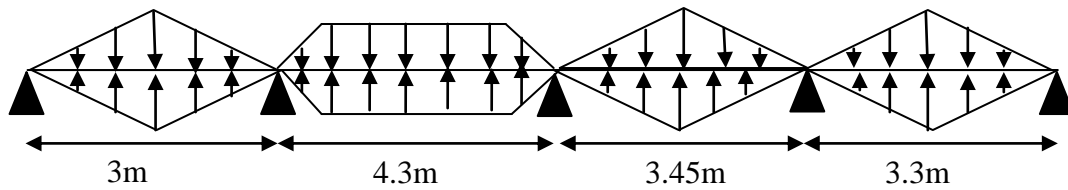
-



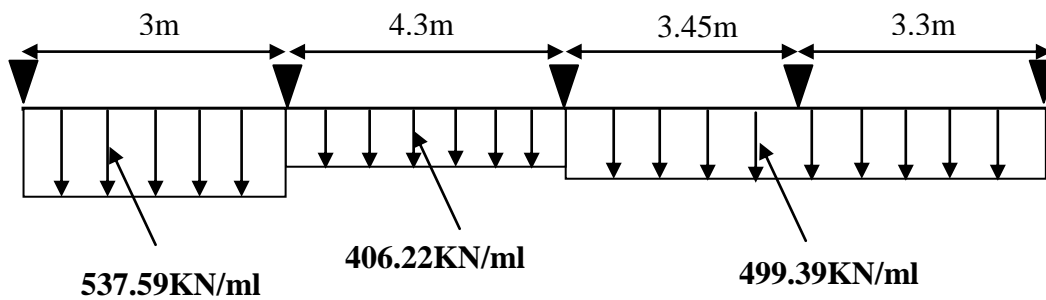
- Schéma statique équivalent :



• Sens Y-Y :



- Schéma statique équivalent :



• Calcul des sollicitations :

- Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- Moment en travée :

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

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

• **Sens longitudinal (YY) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.

Localisation	travée	Appuis
M_U (KN.m)	398.533	-523.729
M_S (KN.m)	316.05	-415.386

• **Sens transversal (XX) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.7. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.

Localisation	Travée	Appuis
M_U (KN.m)	581.44	-694.72
M_S (KN.m)	419.21	-508.62

• **Ferraillage des nervures :**

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

- **Sens YY:**

$h=0.75$ m

$h_0=0.4$ m

$b_0=0.7$ m

$d=0.7$ m

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.23; 1.175)m$$

$\Rightarrow b_1 \leq 0.23m$

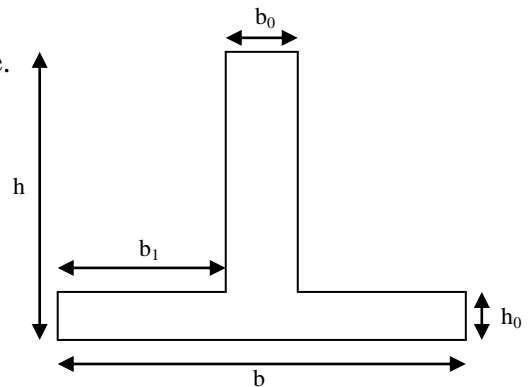


Figure VI.8. Section à ferrailler

On prend $b_1=23$ cm.

Donc : $b=2b_1+b_0=1.16$ m.

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.8. Résumé des résultats (ferraillage des nervures).

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	398.533	16.65	9.80	17.75	5HA16+5HA14
	Appui	523.729	22.26	9.80	25.75	5HA20+5HA16

- Sens XX :

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.75$ m

$h_0=0.4$ m

$b_0=0.75$ m

$d=0.7$ m

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.275; 1,6)$$

$\Rightarrow b_1 \leq 0.275$ m

On prend $b_1=27.5$ cm.

Donc : $b=2b_1+b_0=1.3$ m

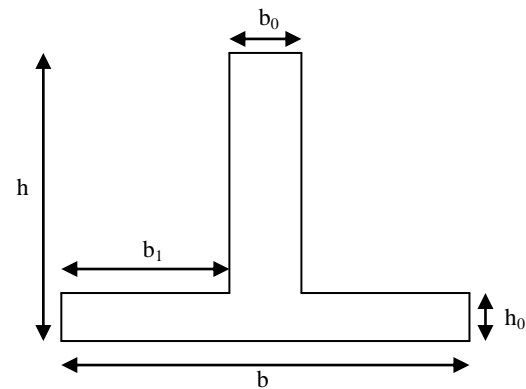


Figure VI.9. Section à ferrailer

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci après :

Tableau VI.9. Résumé des résultats de ferraillage.

sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	581.44	24.70	10.98	33.57	6HA20+3HA25
	Appui	694.73	29.72	10.98	38.88	6HA25+3HA20

• Vérifications :

A l'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.10 .Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Sens YY	919.334	1.75	Vérifiée
Sens XX	1073.025	2.04	Vérifiée

• **A P'ELS :**

- **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	travée	419.21	19.73	1464516.417	7.65	15	215.84	201.63
	appui	508.62	24.33	1631853.517	8.93	15	229.36	201.63
Y-Y	travée	316.054	18.07	855676.78	6.67	15	287.71	201.63
	appui	415.39	18.52	1171853.627	6.56	15	273.72	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'armatures et les nouveaux résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. Nouvelles vérification des contraintes.

Sens		A (cm ²)	Choix	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
X-X	travée	40.25	5HA20+5HA25	21.27	1.67×10 ⁶	5.34	183.02
	appui	58.49	7HA25+3HA32	24.72	2.17×10 ⁶	5.79	158.72
Y-Y	travée	31.40	10HA20	20.12	1361901.65	5.33	176.13
	appui	40.25	5HA25+5HA20	22.29	1632691	6.14	193.20

a. Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(21.4; 35; 20)mm$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 20mm$$

Soit $\phi_t = 10mm$.

- Espacement des aciers transversaux :

Soit 5HA10=3.93 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des Milieux + épingle)

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(63; 40) cm \Rightarrow S_t \leq 40cm.$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.75} = 52.4cm$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.35(2.04 - 0.3 \times 2.1)} = 25.48cm$$

Soit $S_t=10cm$.

i. Schémas de ferrailage des nervures (XX-YY):

Tableau VI.13. Schéma de ferrailage des nervures.

Sens		
XX		
	Travée	Appui
YY		
	Travée	Appui

VI.6. Voile périphérique:

VI.6.1. 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 le 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.6.2. Dimensionnement du voile:

La hauteur $h=3.4$ m

La longueur $L=4.3$ m

L'épaisseur $e=20$ cm

VI.6.3. Caractéristiques du sol:

$\gamma_h = 20KN / m^3$: Le poids spécifique

L'angle de frottement: $\varphi = 27.5^\circ$.

La cohésion $c = 0 KN/m^2$

VI.6.4. Évaluation des charges et surcharges:

Le voile périphérique est soumis à :

a. La poussée des terres

$$G = h \times (\gamma \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$G = 3.4 \times (20 \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{27.5^\circ}{2})) \Rightarrow G = 25.04KN / m^2$$

b. Surcharge accidentelle :

$q = 10 KN/m^2$

$$Q = q \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 10 \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{27.5^\circ}{2}) \Rightarrow Q = 3.68KN / m^2$$

VI.6.5. 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.

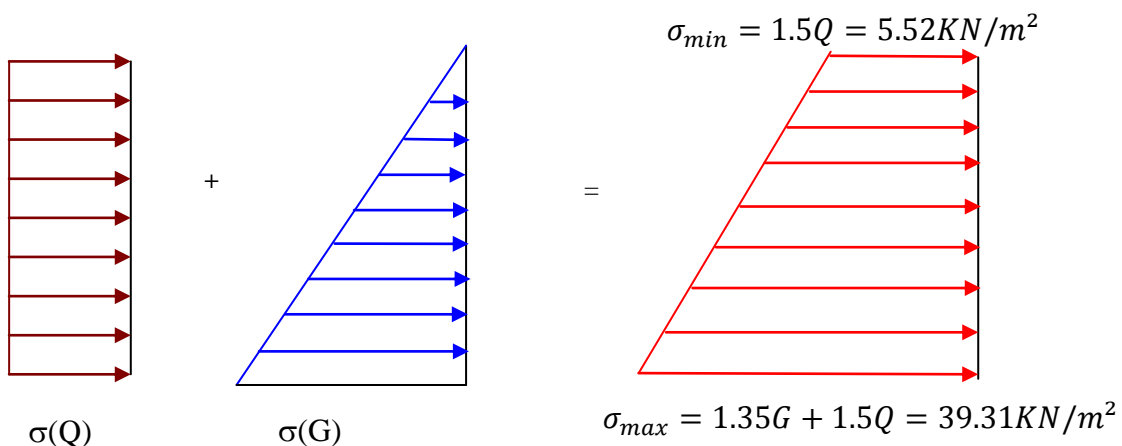


Figure VI.10 : Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 30.87 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 30.87 \text{ KN/m}^2$$

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

$$L_x = 3.4m \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 3.95m \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.86 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u;$$

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

$$\rho = 0.86 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases} \quad [Annexe I]$$

$$M_{0x} = 17.70 \text{ KN} \cdot m$$

$$M_{0y} = 12.48 \text{ KN} \cdot m$$

$$M_{ry} = 0.85 \times M_{0y} = 10.61 \text{ KN} \cdot m$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 15.04 \text{ KN} \cdot m \quad \text{Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-}$$

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 8.85 \text{ KN} \cdot m \quad \text{dessous :}$$

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.23 : Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
travée	XX	15.04	0.032	0.041	0.177	2.44	2	5T10=3.93
	YY	10.61	0.023	0.029	0.178	1.71	2	4T8=2.01
Appui		8.85	0.019	0.024	0.178	1.42	2	4T8=2.01

• **Les espacements:**

- **Armatures // L_x :** $St \leq \min (2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$
- **Armatures // L_y :** $St \leq \min (2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

VI.6.6. Vérifications :**a. A L'ELU:**• **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.86 > 0.4$$

$$e \geq 12cm$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - 0.86) \times 100 \times 20 = 1.71cm^2$$

$$A_x^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_x^{min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6cm^2$$

$$A_t \geq A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a \geq A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3MPa) = 2.5 \text{ MPa, fissuration nuisible.}$$

On a

$$V_{u_x} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 \times L_y^4} = \frac{30.87 \times 3.4}{2} \times \frac{3.95^4}{3.4^4 \times 3.95^4} = 33.88KN$$

$$V_{u_y} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 \times L_y^4} = \frac{30.87 \times 3.95}{2} \times \frac{3.4^4}{3.4^4 \times 3.95^4} = 21.60KN$$

$$\tau_u = \frac{33.88}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.18MPa < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérifications à l'ELS

$$\sigma_{min} = Q = 3.68KN / m^2;$$

$$\sigma_{max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{max} = 25.04 + 3.68 \Rightarrow \sigma_{max} = 28.72KN / m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 22.46KN / m^2$$

$$.q_s = \sigma_{moy} \times 1ml = 22.46KN/m$$

$$\mu_x = 0.0566 \quad (\text{Annexe I})$$

$$\mu_y = 0.7933$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0566 \times 22.46 \times 3.4^2 = 14.69KN.m$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.7933 \times 14.69 = 11.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{0x} = 14.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 12.48 \text{ KN.m};$$

$$M_{ty} = 9.93 \text{ KN.m};$$

$$M_{ax} = 7.34 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

- **Contraintes dans le béton :**

$$y = 3.68 \text{ cm}$$

$$I = 11381.16 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 4.03 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

- **Contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 235.53 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} > \overline{\sigma}_{st} \dots\dots\dots$ Condition non vérifiée,

donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} \quad \alpha \in [0,1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{d^2 \times b \times \sigma_{st}} = \frac{12.48 \times 10^{-3}}{0.18^2 \times 1 \times 201.63} = 1.91 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.31$

$$A_{st}=3.83\text{cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

VI6.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique:

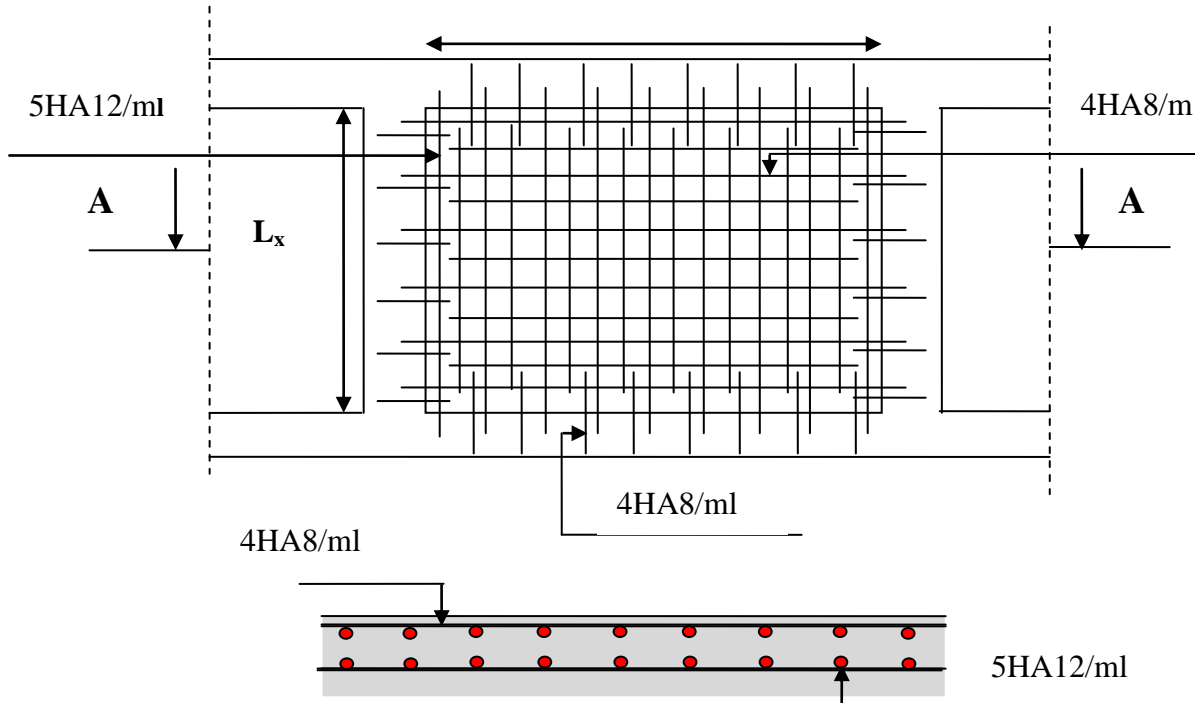


Figure VI.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

L' étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, et souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur de génie civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La modélisation, doit autant que possible englober les éléments secondaires de la structure, pour avoir un comportement proche du réel.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et les portiques ceci a donné des poteaux ferrillés avec le minimum du RPA.
- Les sections des poteaux choisies au chapitre pré-dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction voile-portique.
- 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 et des 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 la surface de l'ensemble des fondations qui dépasse 98% de la surface de notre bâtiment .

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Introduction
Générale

Chapitre I

Généralités

Chapitre II

*Pré dimensionnement des
éléments*

Chapitre III

*Étude des éléments
secondaires*

Chapitre IV

Étude dynamique

Chapitre V

*Étude des éléments
principaux*

Chapitre IV

Étude de l'infrastructure

Conclusion
Générale

Annexe 1

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	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
Valeur de M₂	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	0.09	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

Annexe 3

Tableau des Armatures (en Cm²)

Ø	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	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33