



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Matériaux et structures.

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+7+ 2sous sol) à usage d'habitation et commerciale
contreventé par un système mixte
(Voiles-Portiques).**

Réalisé par :

Mr : Bouhoui Faycel

Mr : Soualmi Amar

Encadré par :

M^{me} : Ouari .N

Membre de jury:

Mr: Bouzeroura .M

M^{me}: Laoubi .K

Promotion 2014-2015

Remerciements

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

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

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice M^{me} Ouari.N pour ses conseils, son suivi et ses orientations tout au long de la réalisation de ce travail.

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

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

Faycel & Amar

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont

donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance

afin de me voir devenir ce que je suis,

merci mes parents.

À mes très chers frères : Belkacem, Arab et Youcef qui m'ont

soutenu et encouragé durant toutes mes études.

À mes très chères sœurs : Ounissa et Djedjigua qui m'ont

aidé durant les moments les plus pénibles.

À toute ma famille sans exception.

À mon binôme Amar et sa famille.

À tous mes meilleurs amis.

B. faycel

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de mon père et mon grand-père.

A ma très chère grand-mère à qui je souhaite une longue vie.

A ma très chère mère qui veillé sur moi pendant toute ma vie.

A mon très cher frère (Smail) qui a sacrifié toute sa vie afin de

me voir devenir ce que je suis, merci mon frère.

A mes très chères sœurs (Hayat et Sakina) que je les aime

beaucoup.

A toute ma famille.

A mon binôme Faycel et sa famille.

A tous mes amis sans exception.

S.Amar

Liste des tableaux

Tab. II.1. Dimension des escaliers Type 1 (étage courant).	16
Tab. II.2. Chargement revenant au plancher terrasse inaccessible.	17
Tab. II.3. Chargement revenant au plancher terrasse accessible.	18
Tab. II.4. Charge permanent revenant au plancher étage courant.	18
Tab. II.5. Evaluation des charges des planchers à dalle pleines (balcons).	18
Tab. II.6. Charge permanente revenant aux murs extérieurs.	19
Tab. II.7. Charge permanente revenant à la volée 1(Type 1).	19
Tab. II.8. Charge permanente revenant à la volée 1(Type 2).	20
Tab. II.9. Charge permanente revenant au pallier.	20
Tab. II.10. Poids propre des poteaux.	25
Tab. II.11. Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau P1.	27
Tab. II.12. Poids propre des poteaux.	29
Tab. II.13. Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau P2.	30
Tab. II.14. Résultats de vérification a la compression simple pour le poteau rectangulaire.	31
Tab. II.15. Résultats de vérification à la compression simple pour le poteau circulaire.	32
Tab. II.16. Résultat de vérification au flambement pour le poteau rectangulaire (P1).	33
Tab. II.17. Résultat de vérification au flambement pour le poteau circulaire (P2).	34
Tab. II.18. Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (P1).	34
Tab. II.19. Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (P2).	34
Tab. II.20. Vérification de l'effort normal réduit (P1).	35
Tab. II.21. Vérification de l'effort normal réduit après redimensionnement (P1).	35
Tab. II.22. Vérification de l'effort normal réduit (P2).	36
Tab. III.1. Chargement sur les poutrelles type 1.	41
Tab. III.2. Sollicitations des poutrelles terrasse accessible (Type T1).	44
Tab. III.3. Sollicitation des poutrelles de sous sol (Type T1).	44
Tab. III.4. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.	45
Tab. III.5. Sollicitations des poutrelles terrasse accessible (Type T2).	47
Tab. III.6. Sollicitations des poutrelles sous sol (1) et (2) (Type T2).	48
Tab. III.7. Sollicitations des poutrelles terrasse accessible (Type T3).	48
Tab. III.8. Sollicitations des poutrelles étage courant+RDC (Type T3).	49
Tab. III.9. Sollicitations des poutrelles sous sol (1) et (2) (Type T3).	49
Tab. III.10. Sollicitations des poutrelles terrasse accessible (Type T4).	50
Tab. III.11. Sollicitations des poutrelles étage courant+RDC (Type T4).	50
Tab. III.12. Sollicitations des poutrelles sous sol 1 et 2 (Type T4).	51
Tab. III.13. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutrelles.	51
Tab. III.14. Ferrailage des poutrelles Terrasse et sous sol (1+2).	60
Tab. III.15. Vérification au cisaillement.	60
Tab. III.16. Vérification des états limite de compression du béton.	61
Tab. III.17. Vérification des états limite de la déformation.	61
Tab. III.18. Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.	67
Tab. III.19. Ferrailage de la 1ère volée des étages courants et sous-sol.	71
Tab. III.20. Vérification de l'état limite de compression du béton.	72
Tab. III.21. Ferrailage de la 1 ^{ère} volée de RDC.	77
Tab. III.22. Vérification de l'état limite de compression du béton.	78
Tab. III.23. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	80
Tab. III.24. Vérification de l'état limite de compression de béton.	83

Tab. III.25. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis.	85
Tab. III.26. Combinaison d'action.	89
Tab. III.27. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.	97
Tab. III.28. Vérification des contraintes dans le béton.	99
Tab. III.29. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.	100
Tab. III.30. Vérification des contraintes dans le béton.	101
Tab. IV .1. Valeurs des pénalités P_q .	104
Tab. IV.2. Période et taux de participation massique.	110
Tab. IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.	111
Tab. IV.4. Vérification de l'interaction sous charge horizontale.	112
Tab. IV.5. Vérification de la résultante des forces.	113
Tab. IV.6. Vérification des déplacements selon x-x.	114
Tab. IV.7. Vérification des déplacements selon y-y.	114
Tab. IV.8. Vérification de l'effet P- Δ .	115
Tab. IV.9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux rectangulaires.	116
Tab. IV.10. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux circulaires.	116
Tab. V.1. Les sections minimales et maximales dans les poteaux rectangulaires préconisés par le RPA99/V2003.	119
Tab. V.2. Les sections minimales et maximales dans les poteaux circulaires Préconisés par le RPA99/V2003.	119
Tab. V.3. Sollicitations dans les poteaux rectangulaires.	121
Tab. V.4. Sollicitations dans les poteaux circulaires.	121
Tab. V.5. Armatures longitudinales des poteaux rectangulaires.	122
Tab. V.6. Armatures longitudinales des poteaux circulaires.	122
Tab. V.7. Armature transversale des poteaux rectangulaires.	123
Tab. V.8. Armatures transversales des poteaux circulaires.	124
Tab. V.9. Vérification du flambement pour les poteaux.	126
Tab. V.10. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux rectangulaires.	127
Tab. V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux circulaires.	127
Tab. V.12. Vérification des contraintes tangentielles.	128
Tab. V.13. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/V2003.	132
Tab. V.14. Les sollicitations les plus défavorables.	132
Tab. V.15. Armatures longitudinales des poutres.	132
Tab. V.16. Vérification de l'effort tranchant.	134
Tab. V.17. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	134
Tab. V.18. Vérification de la contrainte limite de béton à L'ELS.	135
Tab. V.19. Moments résistant dans les poteaux rectangulaires.	137
Tab. V.20. Moments résistant dans les poteaux circulaires.	137
Tab. V.21. Moments résistant dans les poutres.	137
Tab. V.22. Vérification de la zone nodale.	138
Tab. V.23. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1.65m$ à tous les niveaux.	143
Tab. V.24. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=1.75m$ à tous les niveaux.	143
Tab. V.25. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x3}=1.70m$ à tous les niveaux.	143
Tab. V.26. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x4}=1.50m$ à tous les niveaux.	144
Tab. V.27. Sollicitations maximales dans le voile $V_y=4.40m$ à tous les niveaux.	144
Tab. V.28. ferrailage le voile $V_{x1}=1.65m$ sur toute la hauteur.	148
Tab. V.29. ferrailage le voile $V_{x2} = 1.75m$ sur toute la hauteur.	148
Tab. V.30. Ferrailage du voile $V_{x3}=1.70m$ sur toute la hauteur.	149
Tab. V.31. Ferrailage du voile $V_{x4}=1.5m$ sur toute la hauteur.	149
Tab. V.32. Ferrailage du voile $V_{y1} =4.4 m$ sur toute la hauteur.	150

Tab.VI.1. Résumé des résultats de ferrillages du radier	159
Tab.VI.2. Vérification des contraintes de la dalle du radier.	160
Tab.VI.3. Vérification des contraintes de la dalle du radier après redimensionnement de la section d'acier.	161
Tab.VI.4. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELU.	163
Tab.VI.5. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELS.	164
Tab.VI.6. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELU.	164
Tab.VI.7. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELS.	165
Tab.VI.8. Résumé des résultats de ferrillage des nervures.	165
Tab.VI.9. Vérification des contraintes des nervures du radier.	166
Tab.VI.10. Vérification des contraintes de la dalle du radier après redimensionnement de la section d'acier.	167
Tab.VI.11. Section des armatures du voile périphérique.	170
Tab.VI.12. Vérification des contraintes.	172

Liste des figures

Fig. I.1. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	6
Fig. I.2. Diagramme contraintes déformations à L'ELU.	7
Fig. I.3. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.	8
Fig. II.1. plancher à corps creux.	10
Fig. II.2. Schéma de la disposition des poutrelles.	11
Fig. II.3. Schéma d'une poutrelle.	11
Fig. II.4. Dalle sur deux appuis.	13
Fig. II.5. Dalle sur trois appuis.	13
Fig. II.6. Vue en plan d'un acrotère.	13
Fig. II.7. Composante d'un escalier.	14
Fig. II.8. Escalier étage courant et sous sol.	14
Fig. II.9. Escalier RDC.	14
Fig. II.10. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée type 1.	15
Fig. II.11. Schéma statique de la 2 ^{ème} volée type 1.	16
Fig. II.12. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée type 2.	16
Fig. II.13. Coupe de voile en élévation.	21
Fig. II.14. La position des poteaux choisis pour la descente de charge.	24
Fig. II.15. Surface afférente poteau P1.	24
Fig. II.16. Surface afférente poteau P2 niveau 1 à 7.	27
Fig. II.17. Surface afférente poteau P2 niveau RDC+1 ^{er} et 2 ^{ème} sous-sol.	28
Fig. II.18. La section réduite.	32
Fig. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à (02) travées.	38
Fig. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées.	38
Fig. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à (02) travées.	39
Fig. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.	39
Fig. III.5. Différents types de poutrelles.	41
Fig. III.6. Schéma statique de la poutrelle Type T1 (étage courant, RDC et sous sol).	41
Fig. III.7. Schéma statique de la poutrelle Type T2 (étage courant, RDC et sous sol).	44
Fig. III.8. Schéma statique de la poutrelle Type T3 (étage courant, RDC et sous sol).	48
Fig. III.9. Schéma statique de la poutrelle Type T4 (étage courant, RDC et sous sol).	49
Fig. III.10. Schéma de ferrailage des poutrelles Terrasse accessible.	62
Fig. III.11. Schéma de ferrailage des poutrelles Plancher étage courant+RDC.	62
Fig. III.12. Schéma de ferrailage des poutrelles 1ère et 2ème Sous sol.	62
Fig. III.13. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	63
Fig. III.14. Dalle pleine sur deux. Appuis.	63
Fig. III.15. Schéma statique de la dalle sur 2appuis.	64
Fig. III.16. Schéma de ferrailage de la dalle sur un deux appuis.	66
Fig. III.17. Dalle sur trois appuis.	66
Fig. III.18. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.	69
Fig. III.19. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée des étages courants.	70
Fig. III.20. Schéma statique de la 1 ^{ère} Volée des étages courants.	70
Fig. III.21. Section à ferrailer.	71
Fig. III.22. Schéma de ferrailage de la 1 ^{ère} volée des étages courants et sous-sol.	73
Fig. III.23. Schéma statique de la 2 ^{ème} volée (Étage courant + Sous sol + RDC).	74
Fig. III.24. Schéma de ferrailage des deux volées.	75
Fig. III.26. Schéma statique de la 1 ^{ère} Volée de RDC.	76
Fig. III.25. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée de RDC.	76
Fig. III.27. Schéma de ferrailage de la 1ère volée de RDC.	79
Fig. III.28. Schéma statique de la poutre palière.	79

Fig. III.29. Schéma de ferrailage de la poutre palière.	83
Fig. III.30. Schéma statique de la poutre brisée.	84
Fig. III.31. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.	87
Fig. III.32. Section à ferrailer.	90
Fig. III.33. Schéma de ferrailage de l'acrotère.	93
Fig. III.34. Schéma de l'ascenseur.	94
Fig. III.35. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.	95
Fig. III.36. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.	102
Fig. IV.1. Spectre de réponse.	107
Fig. IV.2. Disposition des voiles.	108
Fig. IV.3. 1 ^{er} mode de déformation (Translation suivant x-x).	109
Fig. IV.4. 2 ^{eme} mode de déformation (Translation suivant y-y).	109
Fig. IV.5. 3 ^{eme} mode de déformation (torsion au tour de z-z).	109
Fig. V.1. Zone nodale.	118
Fig. V.2. Section d'un poteau.	126
Fig. V.3. Schéma de ferrailage des poteaux rectangulaires.	129
Fig. V.4. Schéma de ferrailage des poteaux circulaires.	130
Fig. V.5. Schéma de la zone nodale.	136
Fig. V.6. Disposition constructive des armateurs dans les poutres.	139
Fig. V.7. Schéma de ferrailage des poutres principales.	139
Fig. V.8. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.	140
Fig. V.9. Disposition des armatures dans les voiles.	141
Fig. V.10. Schéma de répartition des voiles.	142
Fig. V.11. Schéma d'un voile plein.	145
Fig. V.12. Schéma de ferrailage du voile Vx1.	150
Fig. VI.1. Semelle isolée.	153
Fig. VI.2. Semelle filante.	153
Fig. VI.3. Schéma de ferrailage de la dalle du radier.	161
Fig. VI.4. Schéma de rupture de la dalle du radier.	162
Fig. VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x.	163
Fig. VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y.	164
Fig. VI.7. Section à ferrailer.	165
Fig. VI.8. Schéma de ferrailage des nervures (x-x).	168
Fig. VI.9. Schéma de ferrailage des nervures (y-y).	168
Fig. VI.10. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.	170
Fig. VI.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique.	172

Symboles Et Notations

A (ou A_s ou A_l)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal).
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.
B	: Aire d'une section de béton.
E_s	: Module de Young de l'acier.
E_{ij}	: Module de Young instantané a l'âge de j jours.
E_{vj}	: Module de Young diffère à l'âge de j jours.
F	: Force ou action en général.
I_1	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS).
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service.
M_u	: Moment fléchissant de calcul ultime.
N_{ser}	: Effort normal de calcul de service.
N_u	: Effort normal de calcul ultime.
P	: Action permanente.
Q	: Action d'exploitation.
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime.
a	: Largeur d'un poteau ou d'un voile.
b	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau.
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre.
d (et d_0)	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton.
e	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle.
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier.
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours.
f_{tj}	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours.
G	: Action permanente.
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation.
h_0	: Hauteur du talon d'une poutre.
h_1	: Hauteur du hourdis d'une poutre.
j	: Nombre de jours de maturité du béton.
L, l	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau.
L_f	: Longueur de flambement.
n	: Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge permanente unitaire.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 y_1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
 y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
 z (ou z_b) : Bras de levier du couple de flexion.
 α_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
 γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*).
 γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
 ε_{bcmax} : Déformations maximale du béton comprime (*epsilon*).
 ε_{st} : Déformations des armatures tendues.
 ε_{sc} : Déformations des armatures comprimées.
 η : Coefficient de fissuration relatif à une armature (*eta*).
 λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lambda*).
 μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (*mu*).
 μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU.
 ν : Coefficient de poisson (*nu*).
 ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*).
 σ : Contrainte normale (*sigma*).
 σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprime.
 σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
 σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.
 τ : Contrainte tangente (*tau*).
 τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.
 τ_s : Contrainte d'adhérence.
 τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.
 φ : Coefficient de fluage (*phi*).
 Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.
 Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.
 ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (*psi*).

Sommaire

Introduction générale

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2. Règlements et normes utilisés	2
I.3. Les états limites	2
I.4. Les actions	3
I.5. Les matériaux de constructions	5
I.5.1. Béton	5
I.5.2. L'acier	8
I.6. Hypothèses de calcul	9

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction	10
II.1. Pré dimensionnement des éléments	10
II.1.1. Éléments non structuraux.....	10
1. Les planchers	10
2. l'acrotère	13
3. Les escaliers.....	14
II.1.2 Eléments structuraux	20
1. Les poutres	18
2. Les voiles	21
3. Les Poteaux	22
II.2. Evaluation des charges et les surcharges	20
II.3. La descente de charge	23
II.4. Vérification	31
Conclusion	38

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Introduction	37
III.1. Calcul des Planchers	37
III.2. Etude des escaliers	70
III.3. Etudes de la poutre palière	79
III.4. Calcul de la poutre brisée de l'escalier	84
III.5. Etude de l'acrotère	87
III.6. Etude de L'ascenseur	93

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Introduction	103
IV.1. Objectifs et exigences	103
VI.2. Méthodes de calcul	103
IV.3. Disposition des voiles	108
IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000	110
Conclusion	117

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Introduction	118
V.1. Etude des poteaux	118
V.2. Etude des poutres	130
V.3. Etude des voiles	140
Conclusion	151

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction :	154
VI.1. Choix du type des fondations :	154
VI.2. Etudes des fondations :	154
VI.3. Etude du voile périphérique :	171

Conclusion Générale

Bibliographie

Annexes

Rapport de sol

Les plans de la structure

Introduction

Introduction générale

Le nord d'Algérie est susceptible d'être soumis à d'énormes secousses sismiques d'intensité suffisante pour causer d'importants dommages aux constructions. La question de sécurité sismique devient alors un problème de sécurité publique.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes dangereux et dévastateur pour l'homme et ses constructions, d'autant plus que construire est l'une des occupations privilégiées de ce dernier, mais une question revient toujours « est-il possible de réaliser une construction capable de résister à ce cataclysme tout en jumelant les paramètres : économie, esthétique, résistance et sécurité ? »

Pour se mettre face à cet épineux problème, les ingénieurs en génie civil doivent investir tout leur savoir faire dans la conception et l'étude des projets d'ouvrage, tout en augmentant la sécurité (protection des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques), en minimisant le coût (l'économie) et assurant une bonne esthétique.

Une étude fiable d'une structure est liée directement au choix judicieux d'un système de contreventement qui nous permet d'avoir un bon comportement dynamique et d'éviter tout risque qui mène à la ruine de la structure. Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règles parasismiques et règlement en vigueur.

Le projet qui nous a été confié est un bâtiment en R+7+2 sous sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques). L'étude a été structurée en six chapitres principaux.

Nos trois premiers chapitres se résument au calcul statique, en suite nous entamons l'étude dynamique dans le chapitre IV à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs ; Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de la réponse RPA, sa réponse est calculée en utilisant le SAP 2000 V14. Le calcul de ferraillement des éléments structuraux est exposé dans le chapitre V, et l'étude de l'infrastructure fait l'objet du chapitre VI.

Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Chapitre I

Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+7 étages + 2 sous-sols, dont le rez-de chaussé et les deux sous-sols à usage commerciale et les autres étages à usage d'habitations, est classé d'après les règles parasismiques algériennes «RPA99/version 2003 » dans le groupe d'usage 02, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé à la wilaya de Bejaia, qui est classé en zone de sismicité IIa.

I.1.1. Caractéristique géométriques :

- Longueur du bâtiment : 25.21m.
- Largeur du bâtiment : 20.15m.
- Hauteur totale : 27.88m.
- Hauteur de sous-sols 1&2 : 3.06m.
- Hauteur de RDC : 4.08m.
- Hauteur d'étage courant : 3.40m.

I.1.2. Caractéristiques structurales :

➤ **L'ossature :**

Notre bâtiment est une ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99/version 2003 exige que pour toute structure dépasse une hauteur de 14m en zone II a qu'il est indispensable d'introduire des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles) tel que le cas de ce projet.

➤ **Les planchers :**

Constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

➤ **L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible, il joue le rôle d'un garde de corps.

➤ **Les escaliers :**

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

➤ **Les façades et les cloisons :**

- les murs extérieurs et les murs de séparation seront réalisés en double parois de briques creuses séparées par une lame d'air de 5 cm.

- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.

➤ **Les voiles :**

Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

➤ **L'ascenseur :**

L'ascenseur est un élément mécanique servant à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages sans utiliser les escaliers.

➤ **Balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

➤ **L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

-Transmission des charges verticales et horizontales au sol.

-Limitation des tassements différentiels.

I.2. Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- RPA 99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien).
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitations).
- DTR BC 2.331(Règle de calcul des fondations superficielles).
- BAEL91/modifiées 99 (Béton armée aux états limites).

I.3. Les états limites :

Définition :

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Les ouvrages et les éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation. Un état limite est donc atteint lorsqu'une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification dans le sens défavorable d'une des actions agissant sur elle; on distingue :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

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

Les états limites sont :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

- **Etat limite de service (ELS):**

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

Les états limites sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

I.4. Les actions :

I.4.1. Valeurs caractéristiques des actions :

- Les actions permanentes (G) :

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

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

- Les actions variables (Q) :

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

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

- Les actions accidentelles (F_A) :

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

- Les chocs, Les séismes, Les explosions, Les feux.

I.4.2. Valeurs de calcul des actions :

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

a) Combinaison d'action à l'ELU :

➤ **Situation durable ou transitoire**

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

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum 1.3\Psi_{0i}Q_i \dots\dots\dots \mathbf{BAEL91} \text{ (article A.3.3, 21).}$$

Avec :

$$\begin{cases} \Psi_{0i} = 0.77 \text{ pour les bâtiments à usage courant} \\ \Psi_{0i} : \text{Coefficient de pondération} \end{cases}$$

➤ **Situations accidentelles :**

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

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 \text{ Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 \text{ Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 \text{ Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b) Combinaison d'action à l'ELS :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i \dots\dots\dots \mathbf{BAEL 91} \text{ (article A.3.3, 3).}$$

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

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons d'action donnée par le RPA 99 :

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\begin{array}{l}
 \text{Situations durables :} \\
 \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Situations accidentelles :} \\
 \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \text{ (pour les poteaux auto stables seulement)} \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.
 \end{array}$$

I.5. Les matériaux de constructions :

I.5.1. Béton :

• **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 (éventuellement).

I.5.1.1. Composition et dosage du béton :

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériaux utilisés, et de la qualité du béton recherché. En effet, les propriétés physiques et mécaniques du béton dépendent essentiellement de sa composition mais aussi des facteurs extérieurs (la température, l'humidité, ...).

La composition pour un mètre cube (1m³) de béton est la suivante :

- 350 kg/m³ de ciment de classe CPA 325 ;
- 400 litres de sable de diamètre < 5mm ;
- 800 litres de gravier de diamètre 8/15 et 15 / 25mm ;
- 175 litres d'eau de gâchage pour un rapport E/C égale à 0,5.

I.5.1.2. Résistance du béton :

a) Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée 16cm×32cm cylindrique.

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

- pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} & \text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.1)}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j \times f_{cj}}{1.40 + 0.95 \times j} & \text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.1)}$$

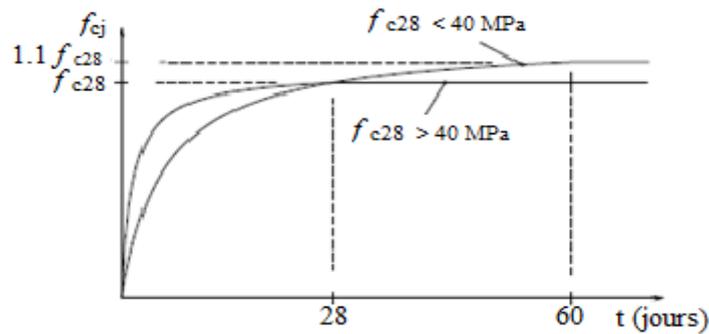


Fig. I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

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

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

b) Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0.275f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.2)}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$.

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton)

$\tau_{Adm} = \min (0.2f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{Mpa})$ 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 : $\tau_{Adm} = 3.33\text{Mpa}$ fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2.5\text{Mpa}$ fissuration préjudiciable.

I.5.1.2. Module déformation longitudinale du béton :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} , le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargements instantané de la durée inférieure à 24heurs, le module instantané est pris égale :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa, avec } f_{c28} = 25\text{MPa.}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est égal à trois fois le module différé. $E_{ij} = 3 E_{vj}$, Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

I.5.1.3. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

I.5.1.4. Module d'élasticité transversale :

Le module d'élasticité G est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(\nu + 1)}$

$G = 0.4E$ pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E$ pour le béton fissuré (ELU).

I.5.1.5. Modèle de calcul à l'ELS :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0.2$.

La résistance mécanique du béton tendu est négligée de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ($E_b \approx 13333\text{MPa}$).

I.5.1.6. Modèle de calcul à l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contrainte déformations donné sur la Fig.I-2

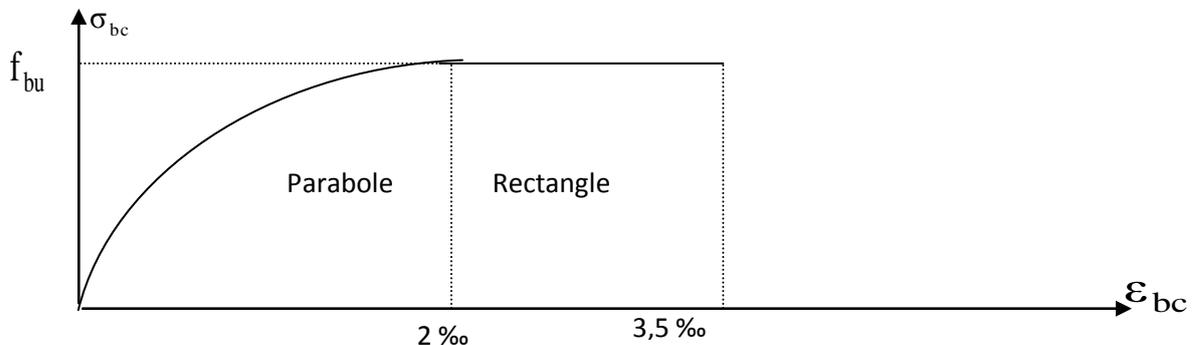


Fig. I.2 : Diagramme contraintes déformations à l'ELU

Sur ce diagramme :

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par la formule :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

– Le coefficient de sécurité partiel γ_b vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles,

– θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges : $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h, $\theta = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et $\theta = 0.85$ sinon.

I.5.2. L'acier :

Résiste très bien à la compression et à la traction, de plus, il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

On utilise 2 types d'aciers :

- Acier à haute adhérence (HA) FeE400 $f_e = 400$ MPa
- Acier naturel rond lisse (RL) FeE235 $f_e = 235$ MPa

I.5.2.1. Contraintes limites :

ELU :

- Fissurations peu nuisibles « FPN »

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$\bar{\sigma}_s = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1 \quad (\text{Situation durable ou transitoire})$$

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

ELS :

- Fissurations préjudiciables « FP »

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right)$$

η : coefficient de fissuration

$$\text{Avec : } \eta = \begin{cases} 1 & \text{Pour les aciers RL} \\ 1.6 & \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

I.5.2.2. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier noté $E_s = 2 \times 10^5$ Mpa

Pour l'acier naturel :

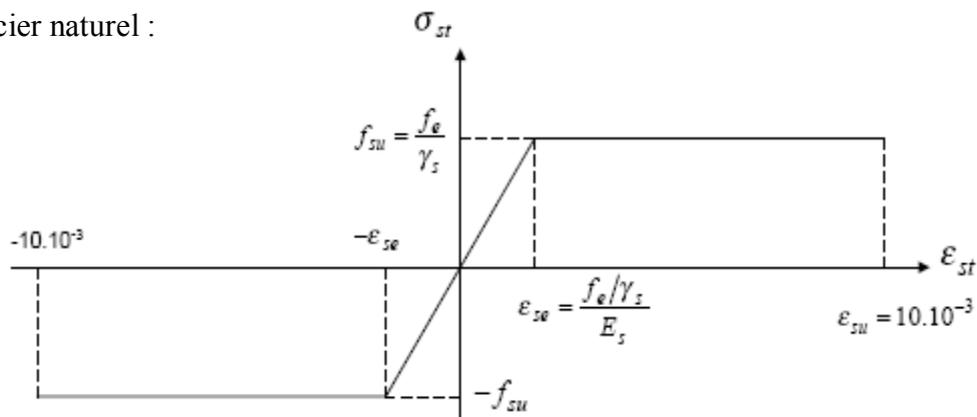


Fig. I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

I.6.Hypothèses de calcul :

a) ELS :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- Le comportement des matériaux est linéaire élastique.
- Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé.

b) ELU :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées à :
 $\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion simple et $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression simple.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de barres tendues ou comprimées.
- Le diagramme contrainte – déformation du béton est « parabole – rectangle ».

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Chapitre III

Etude des

éléments secondaires

Introduction

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère).

III.1.Calcul des Planchers :

III.1.1.Etude des poutrelles :

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

1. Disposition des poutrelles :

Dans notre cas elles sont disposées dans le sens transversal (Voir **fig. II.2**) on respectant les critères de la petite portée.

2. Méthode de calcul des poutrelles :

Deux méthodes sont envisagées pour la détermination des sollicitations des poutrelles, la méthode forfaitaire et celle de Caquot. Si les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées, on passe au calcul avec la méthode de Caquot.

2.1 Méthode forfaitaire (MF) :

Cette méthode permet de calculer forfaitairement les sollicitations internes dans les poutrelles, elles ne peuvent être appliquées que si certaines conditions sont satisfaites.

- **Condition d'application de la méthode forfaitaire :**

1. Le plancher est à surcharge modérée $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
2. Le rapport entre deux travées successives appartient à un intervalle 0.8 et 1.25
3. Le moment d'inertie de la poutrelle est constant sur toutes les travées
4. Fissuration peu nuisible (FPN)

- **Calcul le moment au niveau des appuis M_a :**

Le moment sur appui donné et calculer comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} -0.6M_0 & \rightarrow \text{Pour la poutrelle à deux travées} \\ -0.5M_0 & \rightarrow \text{Pour les appuis voisins de rive dans une poutre à plus de deux travées} \\ -0.4M_0 & \rightarrow \text{Pour les autres appuis intermédiaires} \end{array} \right.$$

Tel que : M_0 est le moment isostatique max entre deux travées encadrant l'appui considéré

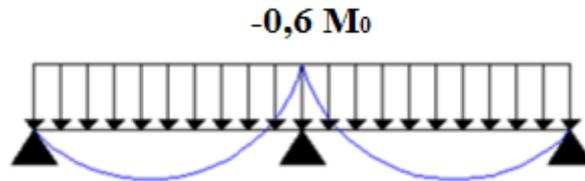


Fig. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à (02) travées.

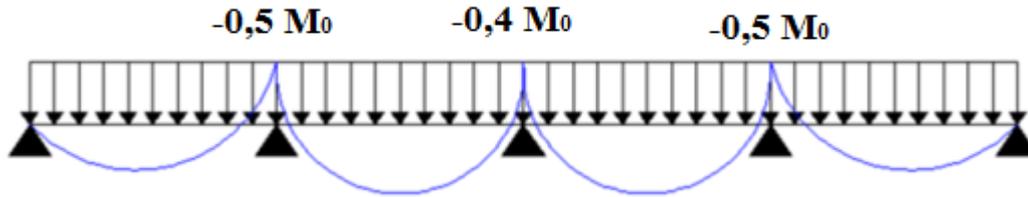


Fig. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées.

• **Calcul le moment en travée M_t :**

Le moment max dans chaque travée est déterminé par les expressions suivantes :

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

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Et on prend le max entre M_{t1} et M_{t2}

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_g \text{ moment au niveau d'appuis gouache} \\ M_d \text{ moment au niveau d'appui droit} \\ \alpha = \frac{Q}{Q+G} \text{ Le rapport des charges d'exploitations et permanentes} \end{array} \right.$$

• **Effort tranchant :**

Les efforts tranchant sont déterminées forfaitairement, en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c.-à-d. que l'effort tranchant hyperstatique sont confondu avec les efforts tranchant isostatique sur tous les appuis sauf sur les 1 ères appuis intermédiaires ou les efforts tranchants V_0 sont majorées de :

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

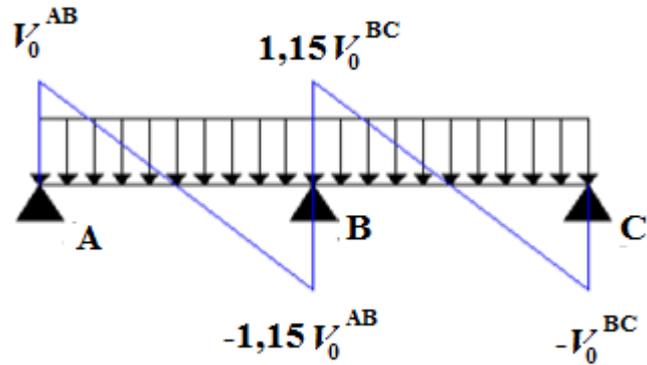


Fig. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à (02) travées.

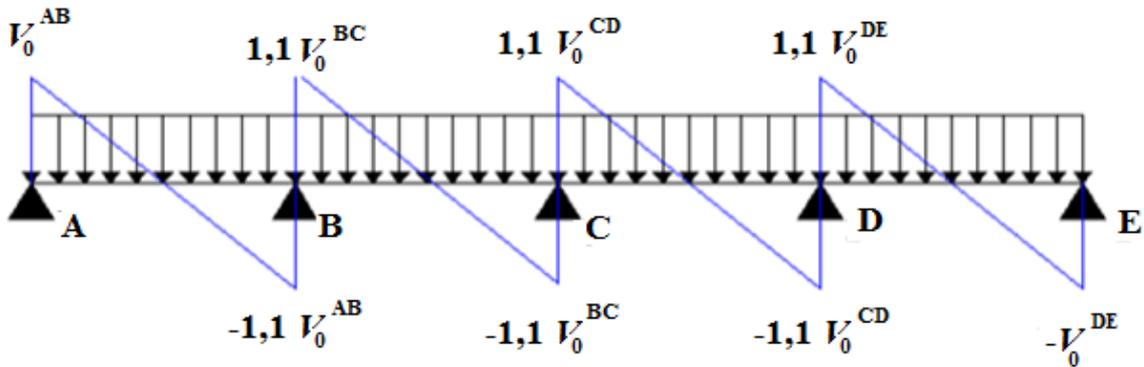


Fig. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.

2.2 Méthode de Caquot :

Elle est appliquée essentiellement aux plancher à sur charge élevée (industriel) c.-à-d. :

$Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$ Cette méthode a été élaboré par Albert Caquot à partir de la méthode des trois moments qui est adoptée au béton armé.

- Le moment aux appuis :

Pour déterminer les moments sur les appuis, Caquot a pris à considération l’amortissement des charges éloignées sur l’appui considéré, on tient compte des charges appliquer sur les deux travées adjacents à l’appui considéré.

Caquot a remplacé les points des moments par des appuis fictifs. Donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble des poutres à deux travées seulement de portées fictives l'_g et l'_d

- Avec : $l' = l$ → travée de rive
- $l' = 0.8l$ → travée intermédiaire

Le moment à l’appui " i " est obtenu en appliquant la méthode des trois moments sur la poutre fictive, on trouve

$$M_i = -\frac{q_g(l'_g)^3 + q_d P_d(l'_d)^3}{8.5(l'_g + l'_d)} \longrightarrow \text{Pour les charges répartiesBAEL(Art. L.III.3)}$$

$$M_i = -\frac{k_g P_g(l'_g)^3 + k_d P_d(l'_d)^3}{l'_g + l'_d} \longrightarrow \text{Pour les charges concentrées}$$

$$\text{Avec : } k = -\frac{1}{2.125} x(1-x)(2-x); x = \frac{a}{l'}$$

- **Le moment en travée :**

Les moments en travée sont déterminés par RDM (la méthode des sections)

On isole la travée, on trouve : $M(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{L}) + M_d(\frac{x}{L})$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_0(x) = \frac{x}{2}(L-x) \\ \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times L} \end{cases}$$

- **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode RDM :

$$V_i = V_{0i} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Avec : V_i : effort tranchant de l'appui i

V_{0i} : effort tranchant isostatique de l'appui i

2.3 Méthode de Caquot minoré :

Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée quand une des trois conditions de méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Appliquer la méthode de Caquot minoré revient tout simplement à appliquer la méthode de Caquot avec une petite modification. Il suffit de prendre une charge permanente G et la remplacer par $G' = (2/3) G$, uniquement pour le calcul des moments sur appui, pour le calcul des moments en travée reprend la charge totale G.

III.1.2 Les différents types de poutrelles :

Terrasse accessible plancher étage courant et sous sol(1) et (2).

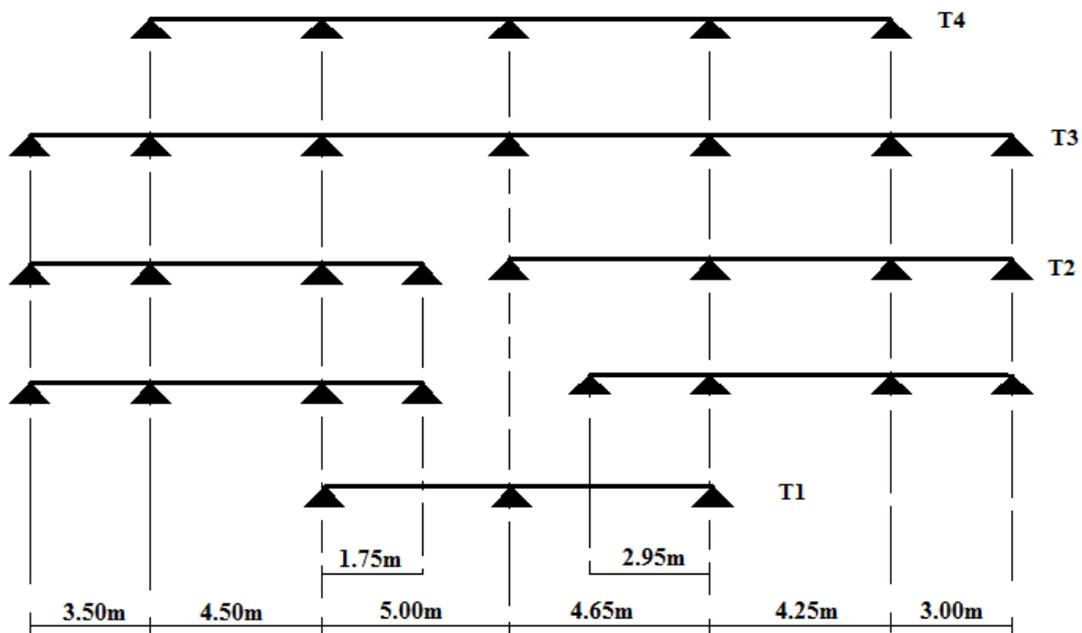


Fig. III.5. Différents types de poutrelles.

III.1.3 Exposé des cas calculs :

- Calcul des sollicitations :

A l'ELU : $P_u = 0.65 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$; A l'ELS : $P_s + 0.65 \times (G+Q)$

Tab. III.1. Chargement sur les poutrelles type 1.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)
Terrasse accessible	7.4	1.5	7.956	5.785
Plancher étage courant+RDC	4.88	1.5	5.744	4.147
sous sol 1 et 2	4.88	5	9.157	6.422

III.1.3.1 Poutrelle Type (T1) :

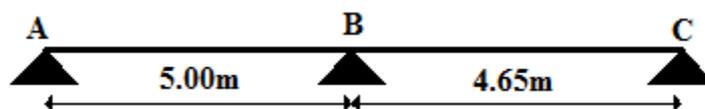


Fig. III.6. Schéma statique de la poutrelle Type T1 (étage courant, RDC et sous sol).

- Exemple de calcul des poutrelles type T1 (étage courant +RDC) :

$G = 4.88 \text{KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$

Vérifier les conditions de la méthode forfaitaire :

$Q \leq \text{Min}(2G ; 5\text{KN/m}^2)$ Vérifiée

$0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ Vérifiée

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... Vérifiée

F.P.N..... Vérifiée

Donc toutes les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

a. Les moments aux appuis :

- **Les appuis A et C :**

$M_A = M_C = 0 \text{ KN.m}$ Mais seulement le BAEL exige de mettre des armatures de fissuration

Pour équilibré le moment fléchissant, donc : $M_A = M_C = -0.15M_0$

- **Calcul le moment isostatique :** $M_0 = \frac{Pl^2}{8}$

$$\text{A L'ELU : } \begin{cases} \text{Travée AB} = \frac{P_u l^2}{8} \Rightarrow M_{0AB} = \frac{5.744 \times (5)^2}{8} \Rightarrow M_{0AB} = 17.95 \text{KN.m} \\ \text{Travée BC} = \frac{P_u l^2}{8} \Rightarrow M_{0BC} = \frac{5.744 \times (4.65)^2}{8} \Rightarrow M_{0BC} = 15.524 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{A L'ELS : } \begin{cases} \text{Travée AB} = \frac{P_s l^2}{8} \Rightarrow M_{0AB} = \frac{4.147 \times (5)^2}{8} \Rightarrow M_{0AB} = 12.95 \text{KN.m} \\ \text{Travée BC} = \frac{P_s l^2}{8} \Rightarrow M_{0AB} = \frac{4.147 \times (4.65)^2}{8} \Rightarrow M_{0AB} = 11.208 \text{KN.m} \end{cases}$$

On opte le max entre Les travées AB et BC $M_0^{ELU} = 17.95 \text{KN.m} ; M_0^{ELS} = 12.95 \text{KN.m}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_A^{ELU} = M_C^{ELU} = -0.15M_0^{ELU} = -2.692 \text{KN.m} \\ M_A^{ELS} = M_C^{ELS} = -0.15M_0^{ELS} = -1.942 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **L'appui B :**

$$\begin{cases} M_B^{ELU} = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 17.95 = -10.77 \text{KN.m} \\ M_B^{ELS} = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 12.95 = -7.77 \text{KN.m} \end{cases}$$

b. les moments fléchissant en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \Rightarrow \alpha = \frac{1.5}{1.5+488} = 0.235$$

$$1+0.3\alpha = 1.075; \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.635$$

- **Travée AB** : C'est une travée de rive, les vérifications à faire sont

$$M_t^{AB} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05)M_0^{AB}$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} \geq 1,075M_0 - \frac{0,6M_0}{2}$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} \geq 0,775M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0^{AB} \Rightarrow M_t^{AB} \geq 0,635M_0^{AB} \dots \dots \dots (2)$$

Entre (1) et (2) on prend le max défavorable

AL'ELU : $M_t^{AB} = 0,775M_0 = 0,775 \times 17,95 = 13,911KN.m$

AL'ELS : $M_t^{AB} = 0,775M_0 = 0,775 \times 12,95 = 10,036KN.m$

- **Travée BC**

$$M_t^{BC} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05)M_0^{BC}$$

$$\Rightarrow M_t^{BC} \geq 1,075M_0^{BC} - 0,3M_0^{AB} \dots \dots \dots (1)$$

$$\Rightarrow M_t^{BC} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0^{BC} \Rightarrow M_t^{BC} \geq 0,635M_0^{BC} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max défavorable :

AL'ELU : $M_t^{BC} = 1,075 \times 15,52 - 0,3 \times 17,95 = 11,299KN.m$

AL'ELS : $M_t^{BC} = 1,075 \times 11,2 - 0,3 \times 12,95 = 8,155KN.m$

C. Les efforts tranchants :

- **Travée AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{p_u \times l_{AB}}{2} \Rightarrow V_A = \frac{5,744 \times 5}{2} \Rightarrow V_A = 14,36KN \\ V_B = -1,15 \times \frac{p_u \times l_{AB}}{2} \Rightarrow V_B = -1,15 \times \frac{5,744 \times 5}{2} \Rightarrow V_B = -16,514KN \end{array} \right.$$

- **Travée BC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = 1,15 \times \frac{p_u \times l_{BC}}{2} \Rightarrow V_B = 1,15 \times \frac{5,744 \times 4,65}{2} \Rightarrow V_B = 15,358KN \\ V_C = -\frac{p_u \times l_{BC}}{2} \Rightarrow V_C = -\frac{5,744 \times 4,65}{2} \Rightarrow V_C = -13,35KN \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul de terrasse accessible et sous sol 1 et 2 sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :

Tab. III.2. Sollicitations des poutrelles terrasse accessible (Type T1).

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	4.65	7.956	21.50	-3.23	-14.90	18.66	18.50	-21.27
	BC	5.00	7.956	24.86	-14.92	-3.729	15.13	22.87	-19.89
ELS	AB	4.65	5.785	15.64	-23.50	-10.90	13.57	/	/
	BC	5.00	5.785	18.08	-10.90	-2.71	11.01	/	/

Tab. III.3. Sollicitation des poutrelles de sous sol (Type T1).

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	4.65	9.157	24.75	-3.71	-17.17	24.38	21.29	-24.48
	BC	5	9.157	28.62	-17.17	-4.29	19.92	26.33	-22.89
ELS	AB	4.65	6.422	17.36	-2.60	-12.04	17.10	/	/
	BC	5	6.422	20.07	-12.04	-3.01	13.98	/	/

III.1.3.2 Poutrelles Type (T2) :



Fig. III.7. Schéma statique de la poutrelle Type T2 (étage courant, RDC et sous sol).

• **Exemple de calcul des Poutrelles type T2 (étage courant +RDC) :**

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$Q \leq \text{Min}(2G ; 5\text{KN/m}^2)$Vérifiée

$0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.41 \geq 1.25$n'est pas Vérifiée

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... Vérifiée

F.P.N..... Vérifiée

On voit que la 2^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite donc on applique la méthode de Caquot minorée. On remplace G par G' seulement dans le calcul des moments aux appuis.

$$G' = \frac{2}{3} G \Rightarrow G' = \frac{2}{3} \times 4.88 = 3.253 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$A' \text{ LEU} : q_u = (1.35 \times G) + (1.5 \times Q) \quad \text{et} \quad P_u = 0.65 \times q_u$$

$$q'_u = (1.35 \times G') + (1.5 \times Q) \quad \text{et} \quad q'_u = 0.65 \times q'_u$$

$$A' \text{ LES} : q_s = G + Q \quad \text{et} \quad P_s = 0.65 \times q_s$$

$$q'_s = G' + Q \quad \text{et} \quad q'_u = 0.65 \times q'_s$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tab. III.4. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

	G (KN/m ²)	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml)				ELS (KN/ml)			
				q _u	q' _u	P _u	P' _u	q _s	q' _s	P _s	P' _s
Terrasse accessible	7.4	4.933	1.5	12.24	8.909	7.956	5.790	8.9	6.433	5.785	4.181
Plancher étage courant+RDC	4.88	3.253	1.5	8.838	6.641	5.744	4.317	6.38	4.753	4.147	3.089
sous sol 1 et 2	4.88	3.253	5	14.088	11.891	9.157	7.729	9.88	8.253	6.422	5.364

a. Les moments aux appuis :

- **Les appuis A et C :**

$M_A = M_C = 0 \text{ KN.m}$ Mais seulement le BAEL exige de mettre des armatures de fissuration

Pour équilibrer le moment fléchissant, donc : $M_A = M_C = -0.15M_0$

$$M_{0\text{max}}^{ELU} = \frac{p'_u \times l^2}{8} = \frac{4.317 \times 4.65^2}{8} = 11.668 \text{ KN.m}$$

$$M_{0\text{max}}^{ELS} = \frac{p'_s \times l^2}{8} = \frac{3.089 \times 4.65^2}{8} = 8.348 \text{ KN.m}$$

le max entre Les travées AB et CD $M_0^{ELU} = 11.668 \text{ KN.m} ; M_0^{ELS} = 8.348 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_A^{ELU} = M_D^{ELU} = -0.15M_0^{ELU} = -0.15 \times 11.668 = -1.75 \text{ KN.m} \\ M_A^{ELS} = M_D^{ELS} = -0.15M_0^{ELS} = -0.15 \times 8.348 = -1.252 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **L'appui B :**

$$M_B = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : $l'_g = l_g = 4.65 \text{ m} ; l'_d = 0.8 \times l_d = 3.4 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_B^{ELU} = -\frac{4.317 \times (4.65^3 + 3.4^3)}{8.5 \times (4.65 + 3.4)} \Rightarrow M_B^{ELU} = -8.823 \text{ KN.m} \\ M_B^{ELS} = -\frac{3.089 \times (4.65^3 + 3.4^3)}{8.5 \times (4.65 + 3.4)} \Rightarrow M_B^{ELS} = -6.313 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **L'appui C :**

$$l'_g = 0.8 \times l_g = 0.8 \times 4.25 = 3.4 \text{ m} ; l'_d = l_d = 3 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_C^{ELU} = -\frac{4.317 \times (3.4^3 + 3^3)}{8.5 \times (3.4 + 3)} \Rightarrow M_C^{ELU} = -5.261 \text{ KN.m} \\ M_C^{ELS} = -\frac{3.089 \times (3.4^3 + 3^3)}{8.5 \times (3.4 + 3)} \Rightarrow M_C^{ELS} = -3.674 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Les moments en travées

- **Travée AB :**

$$\text{AL' ELU : } \begin{cases} x = \frac{L}{2} + \frac{M_d - M_g}{q \times L} \Rightarrow x = \frac{4.65}{2} - \frac{8.823}{5.744 \times 4.65} = 1.994 \text{ m} \\ M_0(x) = \frac{q \times x}{2} \times (L - x) \Rightarrow M_0(1.994) = \frac{5.744 \times 1.85}{2} \times (4.65 - 1.994) = 15.21 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right) \Rightarrow M_t^{AB} = 11.426 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{AL' ELS : } \begin{cases} x = 1.997 \text{ m} \\ M_0(1.997) = 10.985 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} = 8.273 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Travée BC :**

$$\text{AL' ELU : } \begin{cases} x = \frac{4.25}{2} + \frac{-5.261 - (-8.883)}{5.744 \times 4.25} = 2.125 \text{ m} \\ M_0(2.125) = 12.968 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} = 5.926 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{AL' ELS : } \begin{cases} x = 2.269 \text{ m} \\ M_0(2.269) = 9.320 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} = 4.367 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Travée CD :

$$AL'ELU : \begin{cases} x = 1.805m \\ M_0(1.805) = 6.194KN.m \\ M_t^{CD} = 4.098KN.m \end{cases}$$

$$AL'ELS : \begin{cases} x = 1.802m \\ M_0(1.802) = 7.452KN.m \\ M_t^{CD} = 5.948KN.m \end{cases}$$

C.Les efforts tranchants :

$$V = \frac{pl}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$TravéeAB : \begin{cases} V_A = \frac{5.744 \times 4.65}{2} - \frac{8.82}{4.65} = 11.458KN \\ V_B = -\frac{5.744 \times 4.65}{2} - \frac{8.82}{4.65} = -15.251KN \end{cases}$$

$$TravéeBC : \begin{cases} V_B = \frac{5.744 \times 4.25}{2} + \frac{(-5.261) - (-8.823)}{4.25} = 13.044KN \\ V_C = -\frac{5.744 \times 4.25}{2} + \frac{(-5.261) - (-8.823)}{4.25} = -11.367KN \end{cases}$$

$$TravéeCD : \begin{cases} V_C = \frac{5.744 \times 3}{2} + \frac{5.261}{3} = 10.369KN \\ V_D = -\frac{5.744 \times 3}{2} + \frac{5.261}{3} = -6.862KN \end{cases}$$

Les résultats de calcul de terrasse accessible et sous sol (1) et (2) sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :

Tab. III.5. Sollicitations des poutrelles terrasse accessible (Type T2).

Cas	Travée	L (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	4.65	0	-11.838	2.005	15.992	15.952	-21.044
	BC	4.25	-11.838	-7.059	2.226	8.594	18.031	-15.782
	CD	3	-7.059	0	1.796	5.769	14.287	-9.581
ELS	AB	4.65	0	-8.547	2.005	11.654	/	/
	BC	4.25	-8547	-5.097	2.226	6.296	/	/
	CD	3	-5.097	0	1.796	4.209	/	/

Tab. III.6. Sollicitations des poutrelles sous sol (1) et (2) (Type T2).

Cas	Travée	L (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	4.65	0	-15.799	1.954	17.48	17.892	-24.688
	BC	4.25	-15.799	-9.422	2.289	8.187	20.959	-17.958
	CD	3	-9.422	0	1.843	6.129	16.876	-10.595
ELS	AB	4.65	0	-10.965	1.954	12.308	/	/
	BC	4.25	-10.965	-6.539	2.289	5.832	/	/
	CD	3	-6.539	0	1.843	4.325	/	/

III.1.3.3 Poutrelles Type (T3) :

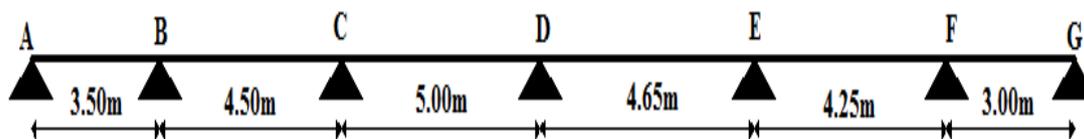


Fig. III.8. Schéma statique de la poutrelle Type T3 (étage courant, RDC et sous sol).

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$Q \leq \text{Min} (2G ; 5\text{KN/m}^2)$Vérifiée

$0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.41 \geq 1.25$n'est pas Vérifiée

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... Vérifiée

F.P.N..... Vérifiée

On voit que la 2^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite donc on applique la méthode de Caquot minorée.

Les résultats de calcul obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tab. III.7. Sollicitations des poutrelles terrasse accessible (Type T3).

Cas	Travée	L (m)	M _g (KN.m)	M _d (KNm)	X (m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.5	0	-8.593	1.441	8.265	11.468	-16.378
	BC	4.5	-8.593	-9.921	2.213	10.887	17.606	-18.196
	CD	5	-9.921	-10.193	2.493	14.806	19.836	-19.944
	DE	4.65	-10.193	-8.688	2.366	12.07	18.821	-18.174
	EF	4.25	-8.688	-12.358	2.016	7.487	16.043	-17.77
	FG	3	-12.358	0	2.018	3.838	16.053	-7.815
ELS	AB	3.5	0	-6.204	1.441	6.028	/	/
	BC	4.5	-6.204	-7.164	2.213	7.963	/	/
	CD	5	-7.164	-7.36	2.493	10.816	/	/
	DE	4.65	-7.36	-6.273	2.366	8.824	/	/
	EF	4.25	-6.273	-8.923	2.016	5.497	/	/
	FG	3	-8.923	0	2.018	2.811	/	/

Tab. III.8. Sollicitations des poutrelles étage courant+RDC (Type T3).

Cas	Travée	L (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.50	0	-6.404	1.432	5.886	8.224	-11.883
	BC	4.50	-6.404	-7.395	2.212	7.647	12.706	-13.146
	CD	5.00	-7.395	-7.597	2.493	10.457	14.322	-14.403
	DE	4.65	-7.597	-6.476	2.367	8.496	13.598	-13.116
	EF	4.25	-6.476	-9.211	2.013	5.164	11.565	-12.852
	FG	3.00	-9.211	0	2.034	2.678	11.688	-5.547
ELS	AB	3.50	0	-4.584	1.432	4.265	/	/
	BC	4.50	-4.584	-5.293	2.212	5.562	/	/
	CD	5.00	-5.293	-5.438	2.493	7.594	/	/
	DE	4.65	-5.438	-4.635	2.367	6.176	/	/
	EF	4.25	-4.635	-6.593	2.013	3.775	/	/
	FG	3.00	-6.593	0	2.034	1.951	/	/

Tab. III.9. Sollicitations des poutrelles sous sol (1) et (2) (Type T3).

Cas	Travée	L (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	AB	3.50	0	-6.404	1.432	5.886	8.224	-11.883
	BC	4.50	-6.404	-7.395	2.212	7.647	12.706	-13.146
	CD	5.00	-7.395	-7.597	2.493	10.457	14.322	-14.403
	DE	4.65	-7.597	-6.476	2.367	8.496	13.598	-13.116
	EF	4.25	-6.476	-9.211	2.013	5.164	11.565	-12.852
	FG	3.00	-9.211	0	2.034	2.678	11.688	-5.547
ELS	AB	3.50	0	-4.584	1.432	4.265	/	/
	BC	4.50	-4.584	-5.293	2.212	5.562	/	/
	CD	5.00	-5.293	-5.438	2.493	7.594	/	/
	DE	4.65	-5.438	-4.635	2.367	6.176	/	/
	EF	4.25	-4.635	-6.593	2.013	3.775	/	/
	FG	3.00	-6.593	0	2.034	1.951	/	/

III.1.3.4 Poutrelles Type (T4) :

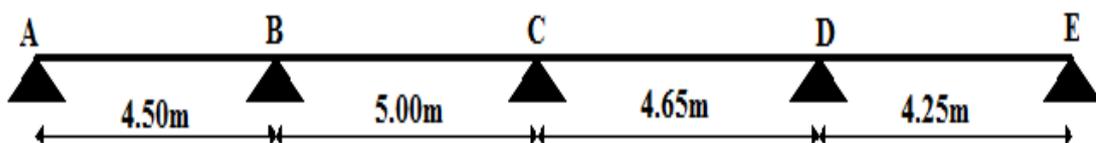


Fig. III.9. Schéma statique de la poutrelle Type T4 (étage courant, RDC et sous sol).

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$Q \leq \text{Min}(2G ; 5\text{KN/m}^2)$Vérifiée

$0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$Vérifiée

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... Vérifiée

F.P.N..... Vérifiée

Donc toutes les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

Les résultats de calcul obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tab. III.10. Sollicitations des poutrelles terrasse accessible (Type T4).

Cas	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)
ELU	AB	4.5	20.14	-3.02	-12.43	14.95	17.90	-19.69
	BC	5	24.86	-12.43	-9.94	14.94	21.88	-21.88
	CD	4.65	21.50	-9.94	-10.75	12.25	18.50	-20.35
	DE	4.25	17.96	-10.75	-2.694	13.50	18.60	-16.91
ELS	AB	4.5	14.64	-2.20	-9.04	10.86	/	/
	BC	5	18.08	-9.04	-7.23	10.86	/	/
	CD	4.65	15.64	-7.23	-7.82	8.91	/	/
	DE	4.25	13.06	-7.82	-1.959	9.81	/	/

Tab. III.11. Sollicitations des poutrelles étage courant+RDC (Type T4).

Cas	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)
ELU	AB	4.5	14.54	-2.18	-8.98	11.08	12.93	-14.22
	BC	5	17.95	-8.98	-7.18	11.14	15.8	-15.8
	CD	4.65	15.53	-7.18	-7.77	9.15	13.36	-14.69
	DE	4.25	12.97	-7.77	-1.945	10	13.43	-12.21
ELS	AB	4.5	10.5	-1.58	-6.48	8	/	/
	BC	5	12.96	-6.48	-5.18	8.04	/	/
	CD	4.65	11.21	-5.18	-5.61	6.61	/	/
	DE	4.25	9.36	-5.61	-1.404	7.21	/	/

Tab. III.12. Sollicitations des poutrelles sous sol 1 et 2 (Type T4).

Cas	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)
ELU	AB	4.5	23.18	-3.48	-14.31	19.54	20.60	-22.66
	BC	5	28.62	-14.31	-11.45	20.08	25.18	-25.18
	CD	4.65	24.75	-11.45	-12.38	16.59	21.29	-23.42
	DE	4.25	20.68	-12.38	-3.102	17.63	21.40	-19.46
ELS	AB	4.5	16.26	-2.44	-10.04	13.71	/	/
	BC	5	20.07	-10.04	-8.03	14.08	/	/
	CD	4.65	17.36	-8.03	-8.68	11.64	/	/
	DE	4.25	14.50	-8.68	-2.175	12.36	/	/

• **Sollicitation maximale :**

Les sollicitations maximales sont trouvées dans les poutrelles type (T1)

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. III.13. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutrelles.

Poutrelles	ELU	ELS
Terrasse accessible	$M_t^{\max} = 18.66KN.m$ $M_a^{\text{inter}} = -14.92KN.m$ $M_a^{\text{rive}} = -3.729KN.m$ $V_u^{\max} = 22.87KN$	$M_t^{\max} = 13.57KN.m$ $M_a^{\text{inter}} = -10.85KN.m$ $M_a^{\text{rive}} = -23.50KN.m$
Plancher étage courant+RDC	$M_t^{\max} = 13.911KN.m$ $M_a^{\text{inter}} = -10.77KN.m$ $M_a^{\text{rive}} = -2.692KN.m$ $V_u^{\max} = 16.514KN$	$M_t^{\max} = 10.036KN.m$ $M_a^{\text{inter}} = -7.77KN.m$ $M_a^{\text{rive}} = -1.942KN.m$
1 ^{ère} et 2 ^{ème} Sous sol	$M_t^{\max} = 24.38KN.m$ $M_a^{\text{inter}} = -17.17KN.m$ $M_a^{\text{rive}} = -4.29KN.m$ $V_u^{\max} = 26.33KN$	$M_t^{\max} = 17.10KN.m$ $M_a^{\text{inter}} = -12.04KN.m$ $M_a^{\text{rive}} = -3.01KN.m$

III.1.4. Ferrailage des poutrelles (Type T1):

- **Plancher étage courant :**

Les poutrelles seront calculées comme une section en T à la flexion simple, le moment équilibré par la table de compression est :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right) 10^3 = 73.84 \text{ KN.m}$$

Comme on a le moment sollicitant inférieure à $M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m}$, donc on revient à calculer une section rectangulaire ($b \times h$).

- **Ferrailage en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{13.911 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.031 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A, } \xi_{st} = 10\%$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow 0.039 \\ Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.22 (1 - 0.4 \times 0.039) = 0.216 \text{ m} \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \\ A_{travé} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{travé} = \frac{13.911 \times 10^{-3}}{348 \times 0.216} = 1.851 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.726 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} < A_{travé}$$

On opte section $A_{travé} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Ferrailage en appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{inter}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{10.77 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.130 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A, } \xi_{st} = 10\%$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.175 \\ z = d \times (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.204 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_a^{inter} = \frac{Ma}{\sigma_{st} \times z} \Rightarrow A_a^{iter} = \frac{10.77 \times 10^{-3}}{348 \times 0.204} = 1.517 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.318 \text{ cm}^2 < A_a^{iter}$$

On opte section $A_a^{iter} = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1.92 \text{ cm}^2$

• Ferrailage en appui de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.692 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.032 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A, } \zeta_{st} = 10\%$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow 0.04$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.04) = 0.216$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{2.692 \times 10^{-3}}{348 \times 0.215} = 0.358 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.318 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} < A_a^{rive}$$

On opte section : $A_a^{rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

a) Vérification a L'ELU :

• Vérification de l'espacement

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_8 ; h/35 ; b_0/10) = 6.8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

On adopte un étrier de \emptyset_8 on vérifie S_t , avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 19.8 \text{ cm} \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1 \times 400}{0.4 \times 12} \Rightarrow S_t \leq 83.33 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{ij} k)} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ \quad (\text{Flexion simple, cadres droit})$$

$$f'_{ij} = \min(f_{ij}; 3.3 \text{ Mpa}) \Rightarrow f'_{ij} = 2.1 \text{ Mpa}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$ (CBA93.Art A.5.1.2.3)
- Pas de reprise de bétonnage

$$S_{t3} \leq \frac{1 \times 0.8 \times 400}{12(0.750 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 222.22 \text{ cm}$$

Donc $S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq 19.8 \text{ cm}$

Alors on choisit un étrier \varnothing_8 chaque 15 cm

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{16.514 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.625 \text{ MPa}$$

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

$\bar{\tau}_u > \tau_u$ Donc pas de risque de rupture par cisaillement

• **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$

Avec $\alpha \leq 0.9d = 0.198 \text{ m}$; Soit : $\alpha = 0.19 \text{ m}$

$V_u = 16.514 \leq 0.267 \times 0.19 \times 0.12 \times 25 = 152.19 \text{ KN}$Vérifiée.

- Vérification des armatures longitudinales (A_l) vis-à-vis de (V_u) :
- Au niveau de l'appui de rive

$$\begin{cases} A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{16.514 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} \Rightarrow A_l \geq 0.475 \text{ cm}^2 \\ A_l = 4HA10 \Rightarrow A_l = 3.14 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc on a $A_l = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 0.475 \text{ cm}^2$ Vérifiée

- L'appui intermédiaire :

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(16.514 + \frac{10.77}{0.9 \times 0.22} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400} = 2.038 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1HA12 + 4HA10 \Rightarrow A_l = 4.27 \text{ cm}^2$$

Donc on a $A_l = 4.27 \text{ cm}^2 \geq 2.038 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

• **Vérification de la jonction table –nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{16.514 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.12}{2}\right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.22 \times 0.04} = 0.85 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{Mpa} \right] = 3.33 \text{Mpa}$$

$\Rightarrow 0.85 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Verifié}$

• **Vérification de la jonction de l'adhérence**

On vérifie que : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$

$\sum U_i$ = la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = (4\text{HA}10 + 1\text{HA}12) \times 3.14 = 163.28$$

$\bar{\tau}_{su}$: Contrainte limite d'adhérence

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} \text{ Tel que } \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 2.25 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{su} = \frac{16.514}{0.9 \times 0.22 \times 163.28} = 0.51 \text{Mpa}$$

$\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$

b. Vérification à l'ELS :

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton
- Etat limite de déformation

b.1. Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

• **En travée :** $M_i^{\max} = 13.911 \text{KN.m}$

- Position de l'axe neutre : $H = b \times \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) \Rightarrow H = -3.278 \times 10^{-4}$$

$H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la nervure, vérification des contraintes pour une section en Té.

- Position de l'axe neutre y :

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

$$\Rightarrow 12 \times y^2 + [2 \times (65 - 12) \times 4 + 30 \times 3.14] \times y - [(65 - 12) \times 4^2 + 30 \times 22 \times 3.14] = 0$$

$$\Rightarrow 12y^2 + 518.2y - 2920.4 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

D'après la résolution d'équation (1) on trouve $y = 5.046\text{cm}$

- **Calcul de l'inertie I :**

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

$$\Rightarrow I = \frac{12 \times 5.046^3}{3} + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(5.046 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 3.14 \times (22 - 5.046)^2$$

$$\Rightarrow I = 16301.889\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{10.036 \times 10^{-3}}{16301.889 \times 10^{-8}} \times 0.05046 = 3.105\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

• **En appuis intermédiaires :**

- Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0$$

$$\Rightarrow \frac{12}{2} y^2 + 15 \times 1.92 \times (y - 22) = 0 \Rightarrow 6y^2 + 28.8y - 633.6 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 8.152\text{ cm}$

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

$$\Rightarrow I = \frac{12}{3} \times (8.152)^3 + 15 \times 1.92 \times (22 - 8.152)^2 \Rightarrow I = 7689.86\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.77 \times 10^{-3}}{7689.86 \times 10^{-8}} \times 8.152 = 8.236\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

b.2 Etat limite de déformation :

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

• **Evaluation de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article L.VI. 2)}$$

On a : $\frac{h}{L} = \frac{24}{500} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow$ non vérifier donc on doit faire une vérification de la

flèche suivante : $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq f_{adm} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article B.6.5. 2)}$

- f_{gv} et f_{gi} : Fleche dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement
- f_{ji} : Fleche due aux charges permanentes appliquées au de la mise on œuvre des cloisons.
- f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Pour les éléments reposants sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limite à :

$$f_{adm} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{Si la portée } L \leq 5 \dots\dots\dots \text{CBA93 (article B.6.5.3)} \\ 0.005 + \frac{L}{500} & \text{Si } L > 5\text{m} \end{cases}$$

On a $L=500\text{cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 10\text{mm}$

• **Evaluation des moments en travée :**

q_{jser} La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{jser} = 0.65 \times 3.30 = 2.145 \text{ KN/m}$

q_{gser} La charge permanente qui revient à la poutrelle

$q_{gser} = 0.65 \times 4.88 = 3.172 \text{ KN/m}$

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation

$q_{pser} = 0.65 \times (G+Q) = 0.65 \times (4.88+1.5) = 4.147\text{KN/m}$

Donc :

$$\begin{cases} M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.145 \times 5^2}{8} = 5.027 \text{ KN.m} \\ M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.172 \times 5^2}{8} = 7.434 \text{ KN.m} \\ M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.147 \times 5^2}{8} = 9.719 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre : $y = 5.046 \text{ cm}$

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

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

$$\Rightarrow y_G = \frac{12 \times \frac{24^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (3.14 \times 22)}{12 \times 24 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.14} = 8.985 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (8.985)^3 + 12 \times \frac{(24 - 8.985)^3}{3} - (65 - 12) \times \frac{(8.985 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (22 - 8.985)^2$$

$$I_0 = 35046.458 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow \rho = \frac{3.14}{12 \times 22} = 0.011$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{12}{65}) \times 0.011} = 3.737 \dots \text{Déformation instantanée} \\ \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 3.737 = 1.495 \dots \text{Déformation différée} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 32164.195 \text{ MPa (Module de déformation longitudinale instantanée du béton).} \\ E_v = E_i/3 = 10721.398 \text{ MPa (Module de déformation longitudinale différée du béton).} \end{array} \right.$$

• **Contraintes :**

$y = 5.046 \text{ cm}$; $I_0 = 35046.458 \text{ cm}^4$; $I = 16301.889 \text{ cm}^4$; $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{5.027 \times 10^{-3} \times (22 - 5.046) \times 10^{-2}}{16301.889 \times 10^{-8}} = 78.421 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{7.434 \times 10^{-3} \times (22 - 5.046) \times 10^{-2}}{16301.889 \times 10^{-8}} = 115.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{9.719 \times 10^{-3} \times (22 - 5.046) \times 10^{-2}}{16301.889 \times 10^{-8}} = 151.616 \text{ MPa}$$

• **Inerties fictives (I_f) :**

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 78.421 + 2.1} = 0.662$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 115.97 + 2.1} = 0.51$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 151.616 + 2.1} = 0.418$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 35046.458}{1 + 3.737 \times 0.662} = 11097.374 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 35046.458}{1 + 3.737 \times 0.51} = 13266.63 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 35046.458}{1 + 3.737 \times 0.418} = 15175.683 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 35046.458}{1 + 1.495 \times 0.51} = 21873.587 \text{ cm}^4$$

• **Evaluation de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} \Rightarrow f_{ji} = \frac{5.027 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32164.195 \times 11097.374 \times 10^{-8}} = 3.52 \text{ mm} \\ f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{7.434 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32164.195 \times 13266.63 \times 10^{-8}} = 4.355 \text{ mm} \\ f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{9.719 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32164.195 \times 15175.683 \times 10^{-8}} = 4.977 \text{ mm} \\ f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{vg}}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{7.434 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 10721.398 \times 21873.587 \times 10^{-8}} = 7.924 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 5.026 \text{ mm} \\ \Delta f_t = 5.026 \text{ mm} < f_{adm} = 10 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Vérfifié} \end{array} \right.$

Donc on opte les sections de ferrailage suivantes pour le plancher étage courant:

Travée : $4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Appuis intermédiaires : 1HA10+1HA12=1.92cm²

Appuis de rive : 1HA10=0.79cm²

- **Ferraillage des poutrelles les plus sollicités (Type T1):**

Plancher terrasse accessible et sous sol 1et 2 :

Les résultats de calcul de ferraillage des poutrelles plancher terrasse accessible et sous sol 1et 2 sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. III.14. Ferraillage des poutrelles Terrasse et sous sol (1+2).

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Plancher Terrasse accessible	Travée	18.66	0.041	0.053	21.5	2.49	1.726	4HA12 = 4.52cm ²
	Appui inter	14.94	0.181	0.521	19.7	2.179	0.138	2HA12 = 2.26cm ²
	Appui de rive	3.729	0.045	0.057	21.49	0.5	0.138	1HA12 = 1.13cm ²
plancher sous sol 1 et 2	Travée	24.38	0.054	0.07	21.3	2.389	1.726	3HA10+1HA12 = 3.49cm ²
	Appui inter	17.17	0.208	0.295	19.4	2.543	0.318	1HA12+1HA14 = 2.67cm ²
	Appui de rive	4.29	0.052	0.066	21.49	0.604	0.318	1HA12 = 1.13cm ²

- **Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. III.15. Vérification au cisaillement.

	Bielle	Cisaillement T	Armature longitudinale aux appuis		Jonction Table Nervure	L'adhérence
			Rive	Intermédiaire		
Plancher	$V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$	$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$	$\frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
Terrasse	22.87 < 152.19	0.866 < 3.33	4.52 > 0.657	5.65 > 2.826	1.177 < 3.33	0.613 < 2.835
Sous sol 1+2	26.33 < 152.19	0.997 < 3.33	3.49 > 0.756	5.03 > 3.25	1.355 < 3.33	0.756 < 2.835

• **Vérification des contraintes a l'ELS :**

Etat limite de compression de béton :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. III.16. Vérification des états limite de compression du béton.

Plancher	En Travée				En Appuis				$\sigma \leq \bar{\sigma}$
	M_t (KN.m)	Y (cm ⁴)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	M_a (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Terrasse	13.57	6.059	21894.237	3.656	10.85	8.676	8630.505	10.899	Vérifiée
sous sol 1+2	17.10	5.318	17786.632	5.112	12.04	9.231	9676.391	11.485	Vérifiée

Etat limite de déformation : BAEL 91 Article (B.6.5.1)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. III.17. Vérification des états limite de la déformation.

Plancher	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Terrasse	0.048 < 0.06	0.048 < 0.086	0.017 > 0.015
	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée
sous sol 1+2	0.048 < 0.06	0.048 < 0.098	0.013 > 0.0105
	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit faire une vérification de la flèche.

Après les différentes étapes de calcul on trouve les résultats suivants :

Pour le plancher terrasse : $\Delta f_t = 9.742mm < f_{adm} = 10mm$ vérifiée

Pour le plancher sous sol(1) et (2) : $\Delta f_t = 7.295mm < f_{adm} = 10mm$ vérifiée

Schéma de ferrailage des poutrelles :

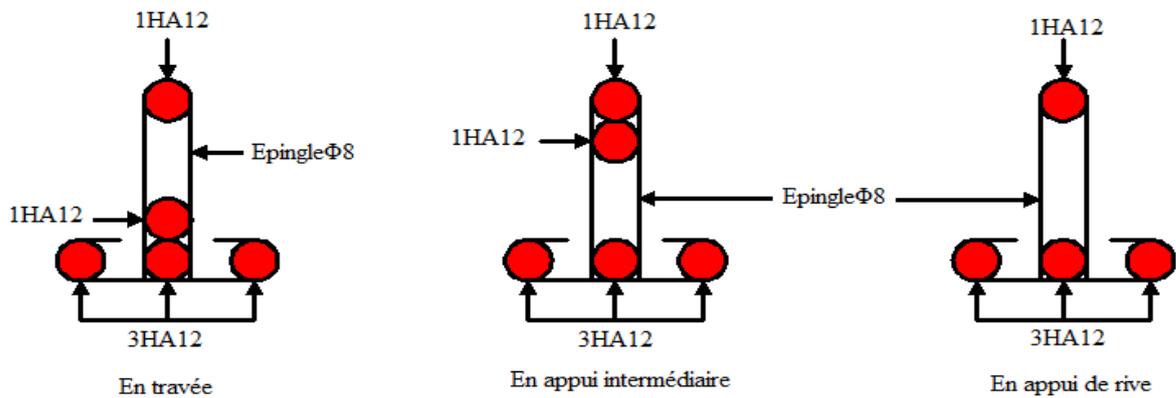


Fig. III.10. Schéma de ferrailage des poutrelles Terrasse accessible.

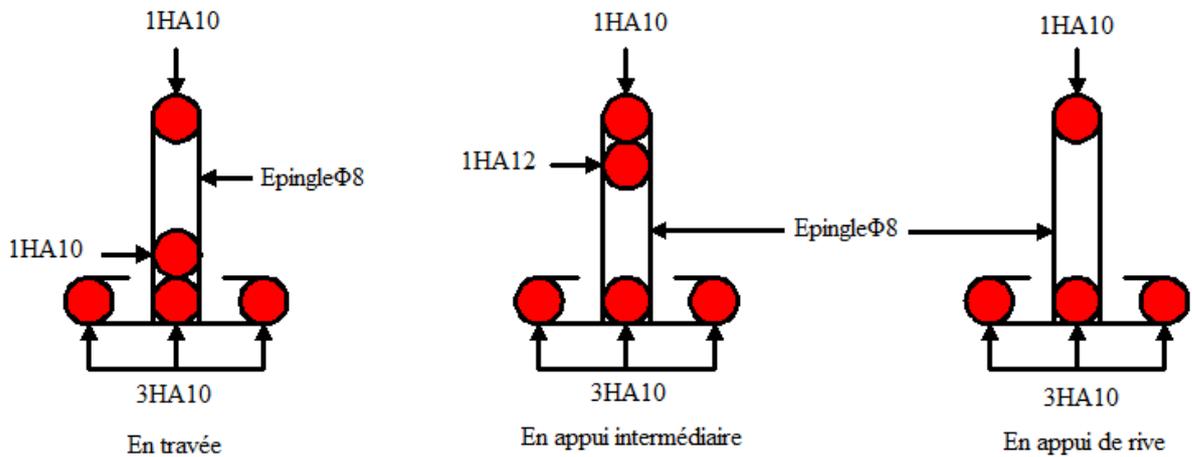


Fig. III.11. Schéma de ferrailage des poutrelles Plancher étage courant+RDC.

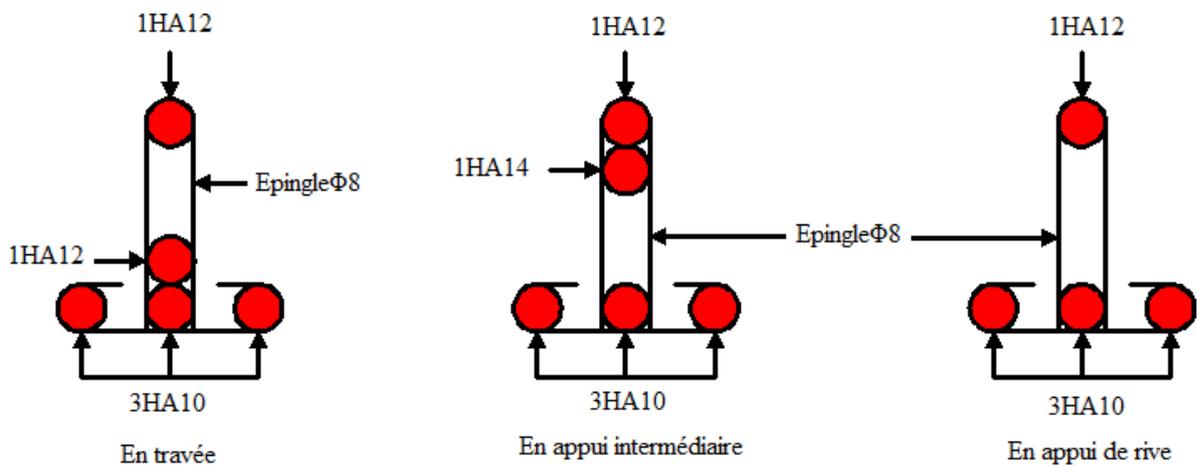


Fig. III.12. Schéma de ferrailage des poutrelles 1^{ère} et 2^{ème} Sous sol.

III.1.5 Ferrailage de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8.423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

Donc soit un treillis soude HA de nuance $f_c=400$ MPa

• **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{400} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

Soit : $5\text{Ø}_5=0.98\text{cm}^2/\text{ml}$; Avec : $St=20\text{cm}$

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $4\text{Ø}_5/\text{ml} = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec : $St=25\text{cm}$

Donc on choisit un treillis a soudé : $TS= \text{Ø } 5 (15 \times 15) \text{ cm}^2$

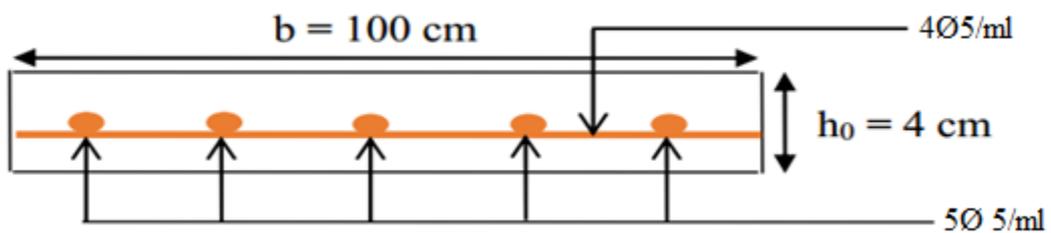


Fig. III.13. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.1. Etude des dalles pleines :

III.2.1.1 Dalle pleine sur deux appuis :

$L_x = 0.53\text{m}$, $L_y = 2.89\text{m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.183 < 0.4$$

$\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant une seul direction (L_x)

$G = 4.47\text{KN/m}^2$, $Q = 3.5\text{KN/m}^2$, $e = 15\text{cm}$

$Q_g=1\text{KN/m}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps).

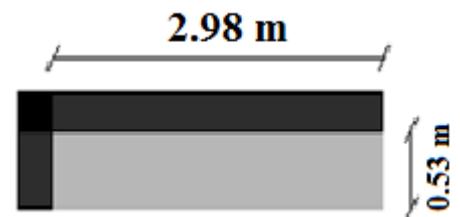


Fig. III.14. Dalle pleine sur deux appuis.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} = 11.284\text{KN/m} \\ \quad Q_{gu} = 1.35Q_g = 1.35 \times 1 = 1.35\text{KN/m} \\ \text{ELS: } P_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = 7.97\text{KN/m} \end{array} \right.$$

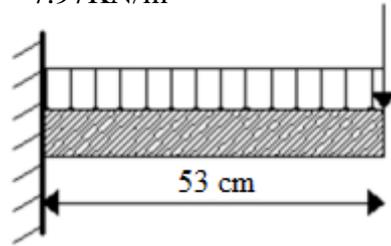


Fig. III.15. Schéma statique de la dalle sur 2 appuis.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = \frac{P_u \times L_x^2}{2} + Q_{gu} \times 1 \Rightarrow M_u = -\frac{11.284 \times 0.53^2}{2} - 1.35 \times 1 = -2.934\text{KN.m} \\ M_s = \frac{P_s \times L_x^2}{2} + Q_{gs} \times 1 \Rightarrow M_s = -\frac{7.97 \times 0.53^2}{2} - 1 = -2.119\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$V_u = P_u \times L_x + Q_{gu} \times 1\text{ml} \Rightarrow V_u = 11.284 \times 0.53 + 1.35 = 7.33\text{KN}$$

• **Ferraillage des armatures principales :**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire.

$b = 100\text{cm}$; $h = 12\text{cm}$; $d = 10\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bu} = 14.2\text{MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.934 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 14.2} = 0.0206 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A, } \zeta_{st} = 10\%_o$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.026$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.1 (1 - 0.4 \times 0.026) = 0.098 \text{ m}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{f_{st} \times Z} \Rightarrow A_s = \frac{2.934 \times 10^{-3}}{348 \times 0.098} = 0.86\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.1 \times 2.1}{400} = 1.20\text{cm}^2 \Rightarrow A_{\min} > A_s$$

Donc on va ferrailer avec A_{\min} , On choisit $4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

• Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min(3e;33) \Rightarrow S_t \leq 33cm, \text{ Soit } S_t = 25cm$$

- Ferraillage des armatures secondaires (répartitions) :

$$A_t = \frac{A_r}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502cm^2, A_t = 3HA 8 = 1.51cm^2/ml$$

$$S_t \leq \min(3e;33) \Rightarrow S_t \leq 33cm, \text{ On opte pour: } S_t = 20cm$$

- Vérifications de L'effort tranchant à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{7.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.073MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 0.047 \times f_{c28} = 1.17MPa$$

$$\bar{\tau}_u > \tau_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée (Pas de risque de rupture par cisaillement)}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.172cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2189.072cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.102MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

On a fissuration nuisible :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 113.661Mpa.$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 201.6MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Etat limite de déformation :

$$\frac{h}{L} > \frac{M_y^t}{10 \times M_{0y}} \Rightarrow 0.12 > 0.1 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.00201 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

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

Schéma de ferrailage :

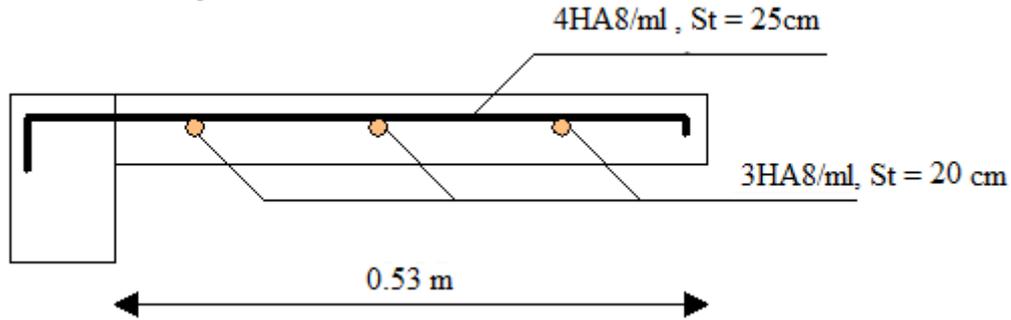


Fig. III.16. Schéma de ferrailage de la dalle sur un deux appuis.

III.2.1.2 Dalle pleine sur trois appuis :

Calculé à l'ELU :

$$\rho = \frac{1.5}{4.5} = 0.33 < 0.4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 1.5m \\ \frac{L_y}{2} = \frac{4.5}{2} = 2.25m \end{array} \right. \Rightarrow L_x < \frac{L_y}{2}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \\ M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \end{array} \right.$$

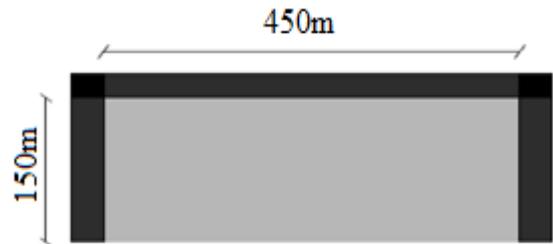


Fig. III.17. Dalle sur trois appuis.

On a $G=4.47\text{KN/m}^2$; $Q=3.5\text{KN/m}^2$, $e = 12\text{cm}$

A l'ELU $P_u=1.35G+1.5Q=11.284\text{KN/m}$

$$M_{0x} = 11.284 \times \frac{1.5^2}{2} \times 4.5 - \frac{2}{3} \times 11.284 \times 1.5^3 \Rightarrow M_{0x} = 31.736\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 11.284 \times \frac{1.5^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 6.347\text{KN.m}$$

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 26.977\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 5.395\text{KN.m} \end{array} \right.$$

En appui :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} - 0.3M_{0x} = -9.521\text{KN.m} \\ M_{ay} - 0.3M_{0y} = -1.904\text{KN.m} \end{array} \right.$$

• **Effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \Rightarrow V_u^x = \frac{11.284 \times 1.5}{2} = 8.463 \text{KN}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{cm}^2 \Rightarrow A_{\text{calculé}} > A_{\min}$$

Donc on ferraille avec A calculé.

• **Ferraillage :**

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci dessous :

Tab. III.18. Résultats de ferraillage de la dalle pleine sur 3 appuis.

Plancher		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml)
En travée	Selon x	26.977	0.19	0.266	0.089	8.681	0.96	8 HA12 = 9.05
	selon y	5.395	0.038	0.048	0.098	1.581	0	4HA8 = 2.01
En appui	Selon x	9.521	0.067	0.081	0.103	2.651	0.96	4HA12 = 4.52
	Selon y	1.904	0.013	0.016	0.1	0.543	0	4HA8 = 2.01

• **Calcul de l'espacement des armatures en travée :**

Sens parallèle a L_x : $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow st \leq 33\text{cm}$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Sens parallèle a L_y : $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow st \leq 45\text{cm}$ Soit : $S_t = 20\text{cm}$

• **Calcul de l'espacement des armatures en appuis :**

Sens parallèle a L_x : $S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow st \leq 24\text{cm}$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Sens parallèle a L_y : $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow st \leq 45\text{cm}$ Soit : $S_t = 20\text{cm}$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{8.463 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} \Rightarrow \tau_{\max} = 0.084 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.047 \times f_{c28} = 1.175 \text{Mpa}$$

$$\tau_{\max} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul à L'ELS :

$$P_s = G+Q = 7.97 \text{KN/ m}$$

Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_0^x = 7.97 \times \frac{1.5^2}{2} \times 4.50 - \frac{2}{3} \times 7.97 \times 1.5^3 = 22.415 \text{KN.m} \\ M_0^y = 7.97 \times \frac{1.5^3}{6} = 4.483 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :
$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 22.415 = 19.052 \text{KN.m} & M_a^x = -0.3 \times 22.415 = -6.724 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times 4.483 = 3.81 \text{KN.m} & M_a^y = -0.3 \times 4.483 = -1.345 \text{KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

En travée : Selon L_x : $M_t^x = 19.052 \text{KN.m}$ $A = 9.05 \text{cm}^2$; $d = 10 \text{cm}$

Calcul de y : $y = b \times \frac{y^2}{2} + 15.A.y - 15.A.d$

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

$$\frac{1}{2} y^2 + 15 \times 9.05 \times 10^{-4} y - 15 \times 9.05 \times 10^{-4} \times 0.1 = 0 \Rightarrow y = 0.04 \text{m}$$

Calcul de I : $I = 1 \frac{0.04^3}{3} + 15 \times 9.05 \times 10^{-4} (0.1 - 0.04)^2 \Rightarrow I = 7020.33 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{19.052}{7020.33 \times 10^{-8}} \times 0.04 = 10.85 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_c = 15 \text{MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Selon L_y : $M_t^x = 3.81 \text{KN.m}$ $A = 2.01 \text{cm}^2$; $d = 10 \text{cm}$

$$y = 2.37 \text{cm} \quad I = 2198.974 \text{cm}^4 \quad \sigma_{bc} = 4.106 \text{Mpa}$$

$$4.106 \text{Mpa} < 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis : Selon L_x : $M_a^x = 6.724 \text{KN.m}$ $A = 4.52 \text{cm}^2$; $d = 10 \text{cm}$

$$y = 3 \text{cm} \quad I = 4222.20 \text{cm}^4 \quad \sigma_{bc} = 4.777 \text{Mpa}$$

$$4.777 \text{Mpa} < 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Selon L_y : $M_a^y = 1.345 \text{KN.m}$ $A = 2.01 \text{cm}^2$; $d = 10 \text{cm}$

$$y = 2 \text{cm} \quad I = 2196.26 \text{cm}^4 \quad \sigma_{bc} = 1.224 \text{MPa}$$

$$1.224 \text{Mpa} < 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \cdot b_0 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Article B6.5.1)}$$

$$\text{Sens : } x - x \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.2}{1.5} = 0.8 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{1.2}{1.5} = 0.8 > \frac{19.052}{10 \times 22.415} = 0.086 \dots\dots\dots \text{Verifiée} \\ \frac{9.51 \times 10^{-4}}{1 \times 0.1} < \frac{4.2}{f_e} \times 1 \Rightarrow 0.0095 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\text{Sens : } y - y \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.2}{4.5} = 0.26 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{1.2}{1.5} = 0.26 > \frac{3.81}{10 \times 4.483} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Verifiée} \\ \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.1} < \frac{4.2}{f_e} \times 1 \Rightarrow 0.00201 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la flèche est vérifiée.

Schéma de ferrillage :

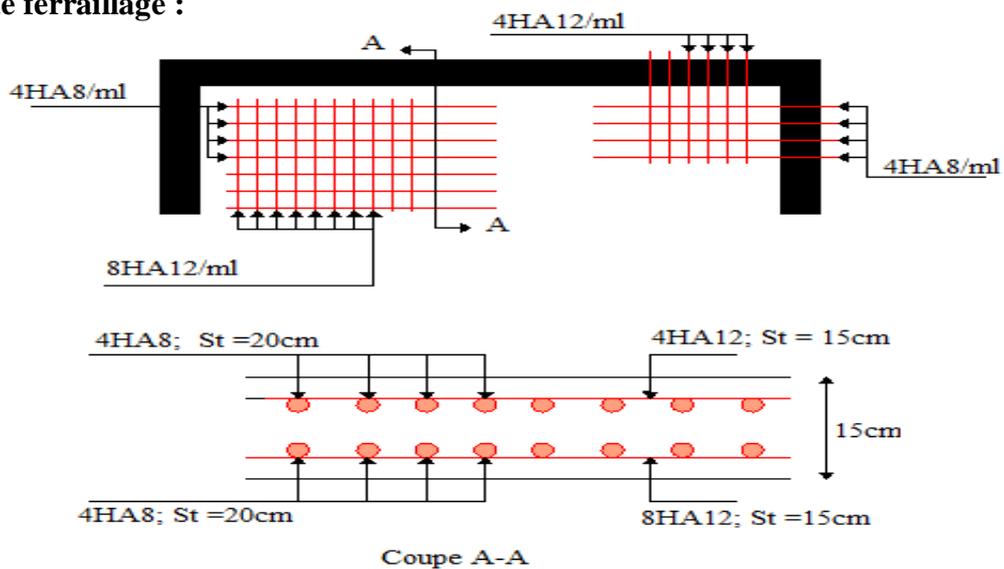


Fig. III.18. Schéma de ferrillage de la dalle sur trois appuis.

III.3.1 Etude des escaliers :

Les escaliers ont pour rôle d'assurer la liaison entre les différents niveaux.

III.3.1.1 Etude du 1^{er} type (étage courant) :

a) volée 1 :

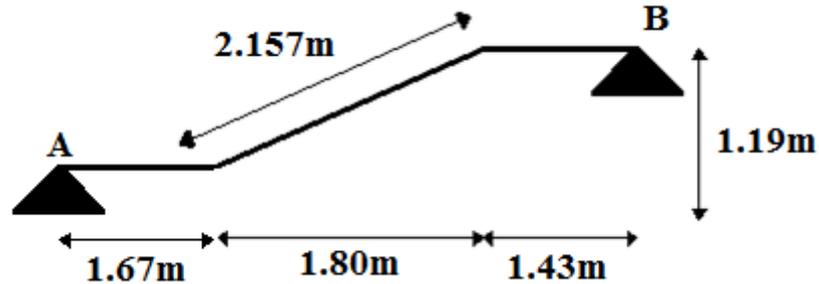


Fig. III.19. Schéma statique de la 1^{ère} volée des étages courants.

- **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

Volée : $G = 9.38 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

Palier de repos : $G = 6.02 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

- **Calcul des sollicitations :**

La charge qui revient sur la volée et les paliers :

$$\text{A l'ELU: } \begin{cases} q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v \Rightarrow q_v = 16.413 \text{ KN/ml} \\ q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p \Rightarrow q_p = 11.877 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS: } \begin{cases} q_v = G_v + Q_v \Rightarrow q_v = 11.88 \text{ KN/ml} \\ q_p = G_p + Q_p \Rightarrow q_p = 8.52 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Schéma statique :

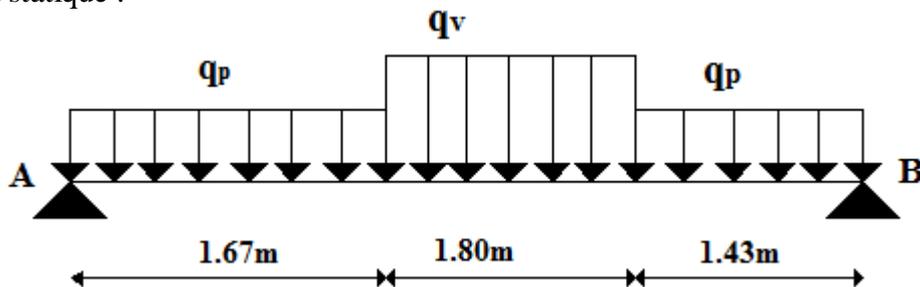


Fig. III.20. Schéma statique de la 1^{ère} Volée des étages courants.

• **Calcul des réactions :**

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$AL'ELU : \begin{cases} R_A = 32.981\text{KN} \\ R_B = 33.381\text{KN} \\ T = 32.981\text{KN} \\ M = 20.96\text{KN.m} \end{cases} \quad AL'ELS : \begin{cases} R_A = 23.75\text{KN} \\ R_B = 24.046\text{KN} \\ T = 23.75\text{KN} \\ M = 11.76\text{KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments réels :**

Remarque : Les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = -0.5M_0$ qui conduit a un moment réduit en travée : $M_t = 0.75M_0$ ce qui donne :

$$AL'ELU : \begin{cases} M_a = -0.5M^{\max} = -0.5 \times 20.96 = -10.48\text{KN.m} \\ M_t = 0.75M^{\max} = 0.75 \times 20.96 = 15.72\text{KN.m} \end{cases}$$

$$AL'ELS : \begin{cases} M_a = -0.5M^{\max} = -0.5 \times 11.76 = -5.88\text{KN.m} \\ M_t = 0.75M^{\max} = 0.75 \times 11.76 = 8.82\text{KN.m} \end{cases}$$

• **Ferraillage des armatures principales :**

À l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \cdot h$).

Avec :

$$\begin{cases} b = 100\text{cm} \\ h = 18\text{cm} \\ d = 16\text{cm} \end{cases}$$

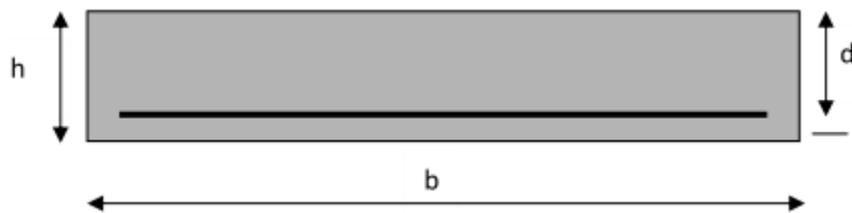


Fig. III.21. Section à ferrailer.

Les calculs du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. III.19. Ferraillage de la 1^{ère} volée des étages courants et sous-sol.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
En travée	15.72	0.043	0.055	0.156	2.887	1.932	4HA10 = 3.14
En appuis	10.48	0.028	0.036	0.157	1.910	1.932	4HA10 = 3.14

Remarque :

Si $A_{cal} > A_{min}$ Donc on ferrailer avec A_{cal} .

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

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{32.971 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.329 \text{ MPa} \\ \bar{\tau} &= 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \bar{\tau} > \tau \dots\dots\dots \text{Pas d'armatures transversales}$$

• **Ferraillage des armatures de répartition :**

En travée : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{Soit } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; S_t = 25 \text{ cm}$

En appui : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{Soit } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification des espacements :

Armatures principales : $S_t = \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Armatures secondaires : $S_t = \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

• **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y ; \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 ; I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 ;$$

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

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. III.20. Vérification de l'état limite de compression du béton.

	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	8.82	3.439	8787.114	3.451	15	vérifiée
En appuis	5.88	3.439	8787.114	2.301	15	vérifiée

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

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{4.08} = 0.036 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

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

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{490}{500} = 0.98cm = 9.8mm$$

D'après l'application SOCOTEC, on trouve :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.02mm$$

$$\Delta f_t = 0.09mm < f_{adm} = 9.8mm \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Avec :

Charge permanente sans revêtement : j = 7.26KN/ml

Charge permanente avec revêtement : g = 9.38KN/ml

Charge totale (G+Q) b : q = 11.88KN/ml

Calcul des moments correspondant :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_g = 0.85 \times (g \times L^2) / 8 = 0.85 \times (9.38 \times 4.9^2) / 8 \Rightarrow M_g = 23.928KN.m \\ M_j = 0.85 \times (j \times L^2) / 8 = 0.85 \times (7.26 \times 4.9^2) / 8 \Rightarrow M_j = 18.52KN.m \\ M_q = 0.85 \times (q \times L^2) / 8 = 0.85 \times (11.88 \times 4.9^2) / 8 \Rightarrow M_q = 30.306KN.m \end{array} \right.$$

Schéma de ferrailage :

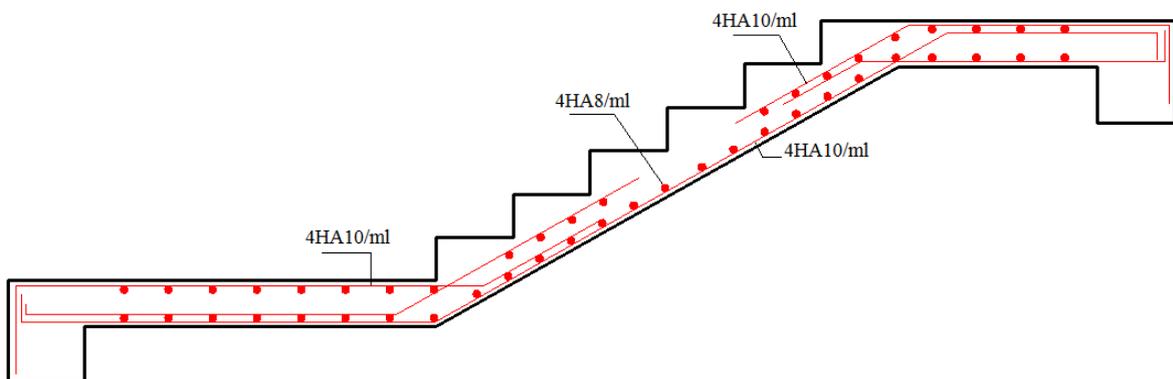


Fig. III.22. Schéma de ferrailage de la 1^{ère} volée des étages courants et sous-sol.

b) volée 2 (Étage courant + Sous sol + RDC) :

La charge permanente sur la volée d'escalier :

P_1 : poids du garde-corps = 0.1 KN.

Volée : $G = 7.28\text{KN/m}^2$; $Q = 2.5\text{KN/m}^2$

A l'ELU : $q_v = 1.35G + 1.5Q = 13.578\text{KN/ml}$

$$P_{1u} = 1.35 \times 0.1 = 0.135 \text{ KN}$$

A l'ELS : $q_v = G + Q = 9.78\text{KN/ml}$

$$P_{2u} = 0.1 \text{ KN}$$

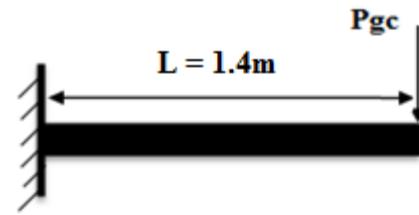


Fig. III.23. Schéma statique de la 2^{ème} volée (Étage courant + Sous sol + RDC).

- **Calcul des sollicitations :**

Moment d'encastrement :

$$M_{encastrement}^u = \frac{q_u \times L^2}{2} + (P_{1u} \times L) = \frac{13.578 \times 1.40^2}{2} + (0.135 \times 1.40) = 13.495 \text{ KN.m}$$

$$M_{encastrement}^s = \frac{q_s \times L^2}{2} + (P_{1s} \times L) = \frac{9.78 \times 1.40^2}{2} + (0.1 \times 1.40) = 9.724 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_u = P_{1u} + q_u \times L = 0.135 + 13.578 \times 1.40 = 19.144 \text{ KN}$$

- **Ferraillage :** pour une bande de 1mL avec $d = 10 \text{ cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{13.495 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.095 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.125 \quad Z = 0.094 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_s = \frac{13.495 \times 10^{-3}}{0.094 \times 348} = 4.082 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.1 \times 2.1}{400} = 1.207 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} < A_s$$

$A_{\min} < A_s$ Condition vérifiée donc on ferraillera avec $A_s = 4.082 \text{ cm}^2$

On choisit 4HA 12 = 4.52 cm^2

Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

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

$$\tau = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{19.144 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.191 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau} > \tau$ Condition vérifiée

Puisqu'il existe un chargement concentré (le garde-corps), les armatures de répartition sont :

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{4.52}{3} = 1.506 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}; S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Vérification de l'état limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y , \quad I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$M_{ser} = 9.724 \text{ KN.m} , y = 3.066 \text{ cm} , I = 3740.206 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.724 \times 10^{-3}}{3740.206 \times 10^{-8}} \times 3.066 \times 10^{-2} = 7.971 \text{ MPa}$$

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

$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$ Vérifiée

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

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.12}{1.40} = 0.085 > 0.0625 \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{0.12}{1.40} = 0.085 > \frac{0.75}{10} = 0.075 \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52 \times 10^{-4}}{1 \times 0.10} = 0.0045 < 0.105 \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

• **Schéma de ferrailage :**

Schéma de ferrailage des deux volées à l'encastrement est le suivant :

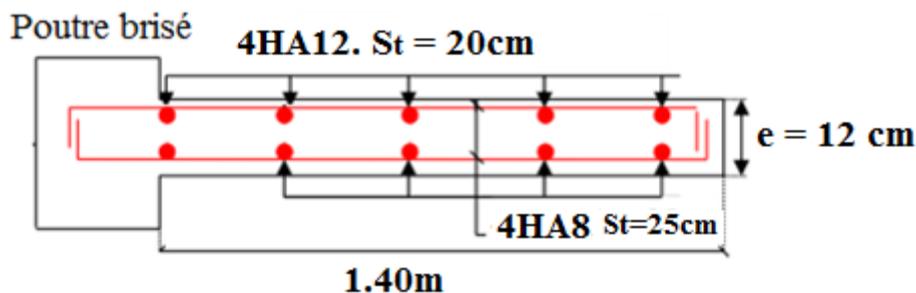


Fig. III.24. Schéma de ferrailage des deux volées.

III.3.1.2 Etude du 2^{ème} type d'escalier (RDC) :

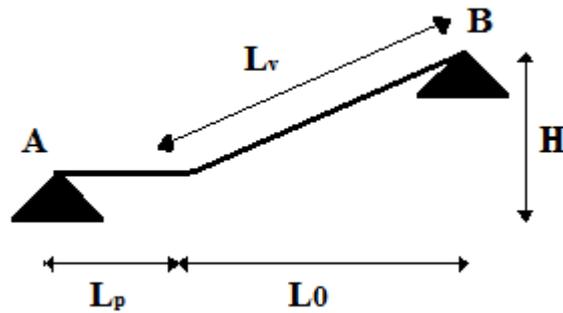


Fig. III.25. Schéma statique de la 1^{ère} volée de RDC.

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

Volée : $G = 9.07 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

- Calcul des sollicitations :

La charge qui revient sur la volée et les paliers :

A l'ELU :

$$\begin{cases} q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v \Rightarrow q_v = 15.994 \text{ KN/ml} \\ q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p \Rightarrow q_p = 11.877 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

A l'ELS :

$$\begin{cases} q_v = G_v + Q_v \Rightarrow q_v = 11.57 \text{ KN/ml} \\ q_p = G_p + Q_p \Rightarrow q_p = 8.52 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Schéma statique :

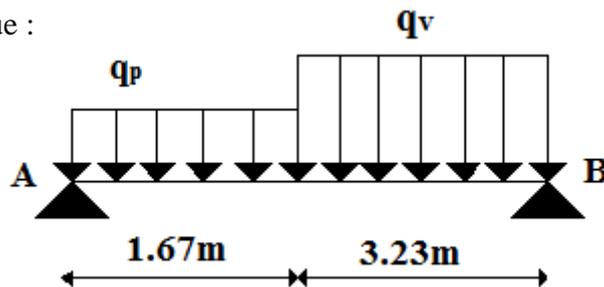


Fig. III.26. Schéma statique de la 1^{ère} Volée de RDC.

- Calcul des réactions :

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

$$AL'ELU : \begin{cases} R_A = 38.014 \text{ KN} \\ R_B = 33.481 \text{ KN} \\ T = 38.014 \text{ KN} \\ M = 35.23 \text{ KN.m} \end{cases} \quad AL'ELS : \begin{cases} R_A = 27.479 \text{ KN} \\ R_B = 24.12 \text{ KN} \\ T = 27.479 \text{ KN} \\ M = 22.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments réels :**

$$AL'ELU : \begin{cases} M_a = 0.5M^{max} = 0.5 \times 35.29 = 17.645 KN.m \\ M_t = 0.75M^{max} = 0.75 \times 35.29 = 26.467 KN.m \end{cases}$$

$$AL'ELS : \begin{cases} M_a = 0.5M^{max} = 0.5 \times 22.14 = 11.07 KN.m \\ M_t = 0.75M^{max} = 0.75 \times 22.14 = 16.605 KN.m \end{cases}$$

• **Ferraillage des armatures principales :**

À l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h).

Avec : b = 100cm ; h = 18cm ; d = 16cm

Les calculs du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. III.21. Ferraillage de la 1^{ère} volée de RDC.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
En travée	26.467	0.072	0.094	0.153	4.940	1.932	5HA12 = 5.65
En appuis	17.645	0.0485	0.062	0.156	3.2498	1.932	4HA12 = 4.52

$A_{cal} > A_{min}$ Donc on ferraille avec A_{cal}

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

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{38.014 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.237 MPa \\ \bar{\tau} &= 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 MPa \end{aligned} \right\} \bar{\tau} > \tau \dots\dots\dots Pas d'armatures transversales$$

• **Ferraillage des armatures de répartition :**

En travée : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.4125 cm^2/ml \Rightarrow$ Soit $A_r = 4HA10 = 3.14 cm^2/ml$; St = 25cm

En appui : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2/ml \Rightarrow$ Soit $A_r = 4HA10 = 3.14 cm^2/ml$; St = 25cm

• **Vérification des espacements :**

Armatures principales : St = min (3e, 33 cm) = 33cm > 25 cm.....Condition vérifiée

Armatures secondaires : St = min (4e, 45 cm) = 45cm > 33 cm..... Condition vérifié

• **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y ; \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 ; I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 ;$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_c = 15 MPa$$

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. III.22. Vérification de l'état limite de compression du béton.

	M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	16.605	4.428	14242.993	5.162	15	Vérifiée
En appuis	11.07	4.028	11896.139	3.748	15	Vérifiée

Vérification de l'état limite de déformation :

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{4.9} = 0.036 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

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

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{490}{500} = 0.98cm = 9.8mm$$

D'après l'application SOCOTEC, on trouve :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.65mm$$

$$\Delta f_t = 0.65mm < f_{adm} = 9.8mm \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

- Avec :
- Charge permanente sans revêtement : j = 6.95KN/ml
 - Charge permanente avec revêtement : g = 9.07KN/ml
 - Charge totale (G+Q) b : q = 11.52KN/ml

Calcul des moments correspondant :

$$\begin{cases} M_g = 0.85 \times (g \times L^2) / 8 = 0.85 \times (9.07 \times 4.9^2) / 8 \Rightarrow M_g = 23.138 \text{KN.m} \\ M_j = 0.85 \times (j \times L^2) / 8 = 0.85 \times (6.95 \times 4.9^2) / 8 \Rightarrow M_j = 17.729 \text{KN.m} \\ M_q = 0.85 \times (q \times L^2) / 8 = 0.85 \times (11.52 \times 4.9^2) / 8 \Rightarrow M_q = 29.388 \text{KN.m} \end{cases}$$

Schéma de ferrailage :

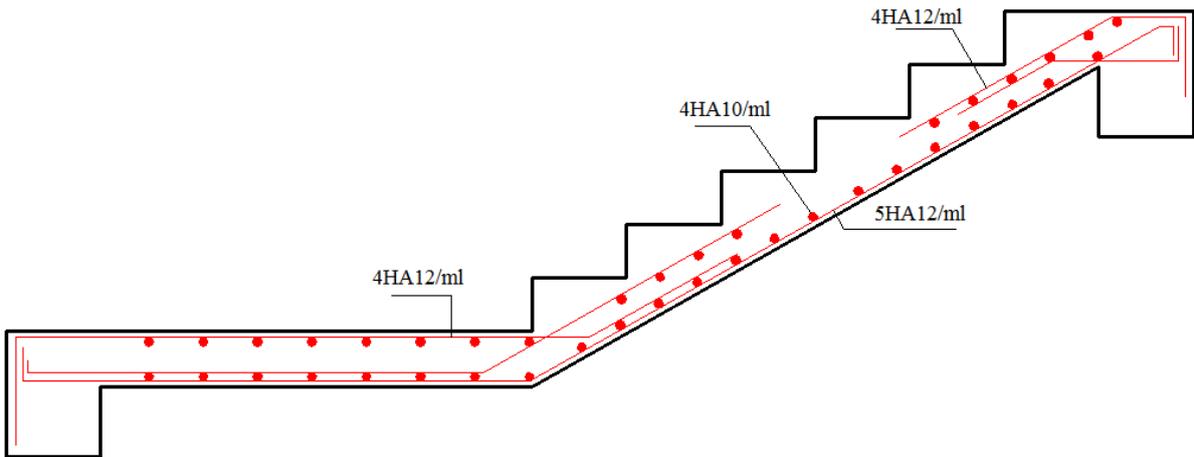


Fig. III.27. Schéma de ferrailage de la 1^{ère} volée de RDC.

III.4.1 Etudes de la poutre palière :

- Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{289}{15} \leq h \leq \frac{289}{10} \Rightarrow 19.26 \leq h \leq 28.9$$

Soit : h = 45cm et b=35cm

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ \frac{h}{b} = 1.28 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \end{cases} \quad \text{RPA 99(article 7.5.1)}$$

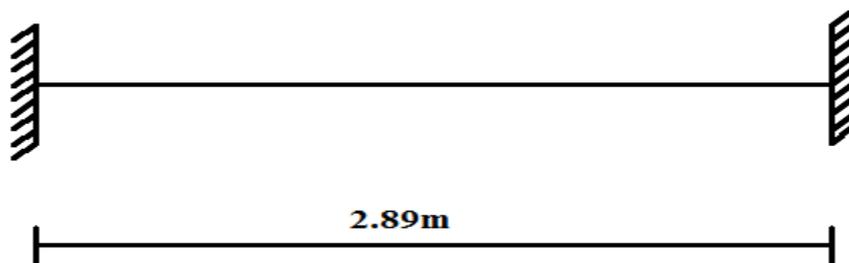


Fig. III.28. Schéma statique de la poutre palière.

III.4.1.1 Calcul a la flexion simple :

La poutre est soumise a :

Son poids propre : $g_1 = 25 \times 0.45 \times 0.35 = 3.937 \text{ KN/m}$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

$R_B = 38.014 \text{ KN}$

$P_u = 1.35g_1 + R_B = 1.35 \times 3.937 + 38.014 = 43.328 \text{ KN/ml}$

$P_s = g_1 + R_B = 4.246 + 24.021 = 41.951 \text{ KN/ml}$

On considère la poutre palière comme une poutre encastree dans les poteaux.

• **Les sollicitations :**

A L'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{43.328 \times (2.89)^2}{8} = 45.234 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5M_0 = 0.5 \times 45.234 = 22.617 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 45.234 = 38.45 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{43.328 \times 2.89}{2} = 62.61 \text{ KN} \end{array} \right.$$

A L'ELS :

$M_0 = \frac{p_s \times l^2}{8} = \frac{41.951 \times (2.89)^2}{8} = 43.797 \text{ KN.m}$

$M_a = 0.5M_0 = 0.5 \times 43.797 = 21.898 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 43.797 = 37.227 \text{ KN.m}$

• **Ferraillage :**

Le calcul se fait pour une section (b x h)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. III.23. Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$
En Travée	38.450	0.0418	0.053	0.420	2.63	1.81
En Appuis	22.617	0.024	0.030	0.424	1.53	1.81

• **Vérification a l'ELU :**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{62.61 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.43} = 0.416 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.02 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa\right) = 3.33 MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Armatures transversales à la flexion simple :

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

$S_t = 15 \text{ cm} < \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 38.7 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.15}{400} = 0.525 \text{ cm}^2$$

$$A_t = b \times S_t \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{ij}}{0.8 \times f_e} = 0.35 \times 0.15 \frac{0.416 - 0.35 \times 2.1}{0.8 \times 400} = -0.523 \text{ cm}^2$$

Donc $A_t = 0.525 \text{ cm}^2$

III.4.1.2 Calcul a la torsion :

Selon le BAEL91, la contrainte tangentielle de torsion est donnée par la formule

$$\tau_u = \frac{M_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

M_u : Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmise par la volée.

$$M^{\text{torsion}} = M_a = 17.645 \text{ KN.m}$$

b_0 : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

Ω : L'air du contour tracé a mi-épaisseurs des parois

$$\Omega = (b - b_0) \times (h - b_0)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (35 - 5) \times (45 - 5) = 1200 \text{ cm}^2$$

Armature longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \text{ Avec } U : \text{ périmètre de } \Omega.$$

$$U = 2[(b - e) + h - e] = 2[(35 - 5) + (45 - 5)] = 140 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{140 \times 10^{-2} \times 17.645 \times 10^{-3}}{2 \times 1200 \times 10^{-4} \times 348} = 2.95 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

On opte $S_t = 15\text{cm}$ en travée $S_t = 10\text{cm}$ en appui

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{17.645 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.12 \times 400} = 0.317 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Travées}$$

$$= \frac{17.645 \times 10^{-3} \times 0.1 \times 1.15}{2 \times 0.12 \times 400} = 0.211 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Appuis}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$

On a $V_{max} = 62.61\text{KN}$; $\tau_{flexion} = 0.416\text{MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_u}{2 \times \Omega \times e} = \frac{17.645 \times 10^{-3}}{2 \times 1200 \times 10^{-4} \times 5.83 \times 10^{-2}} = 1.261 \text{Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \sqrt{1.261^2 + 0.416^2} = 1.327 \text{MPa} ; \tau_u < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Section finale des armatures:

- Armatures longitudinales :

En travée : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.63 + \frac{2.95}{2} \Rightarrow A_t = 4.1 \text{cm}^2$

Soit : $A^t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{cm}^2$

En appui : $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1.81 + \frac{2.95}{2} \Rightarrow A_t = 3.285 \text{cm}^2$

Soit : $A^a = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{cm}^2$

- Armatures transversales :

$A^t = A_{torsion} + A_{flexion} = 0.317 + 0.525 = 0.842 \text{cm}^2$; Soit: $4\text{HA } 8 = 2.01 \text{cm}^2$

On opte pour un cadre et un étrier de $\emptyset 8$.

• Vérification à L'ELS :

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \quad I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. III.24. Vérification de l'état limite de compression de béton.

	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	Observations
En travée	37.227	11.21	86469.634	4.826	15	Vérifiée
En appui	21.898	11.21	86469.634	2.838	15	Vérifiée

Vérification de l'état limite de déformation :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.45}{2.89} = 0.155 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{0.45}{2.89} = 0.155 > 0.084 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39 \times 10^{-4}}{1 \times 0.43} = 0.00078 < 0.105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage:

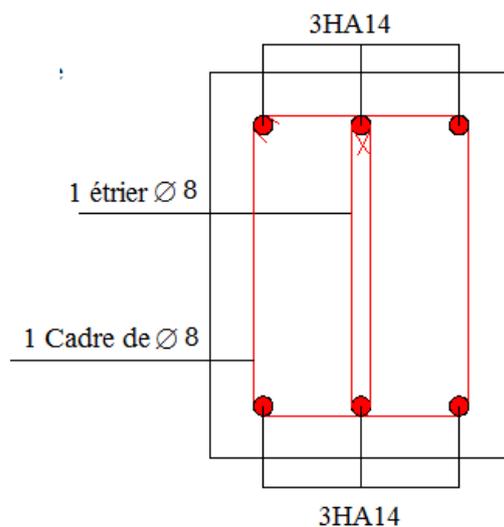


Fig. III.29. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5.1 Calcul de la poutre brisée de l'escalier :

La poutre brisée est soumise à la flexion simple et à la torsion

Dimensionnement :

$$L = \frac{L_0}{\cos \alpha} \Rightarrow L = \frac{490}{\cos(24.27^\circ)} = 537.505\text{cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 35.83 \leq h \leq 53.75\text{cm}$$

Soit : h = 45cm et b = 35cm

Vérification des exigences de RPA 99/ (article 7.5.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{45}{35} = 1.28 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifié} \end{array} \right.$$

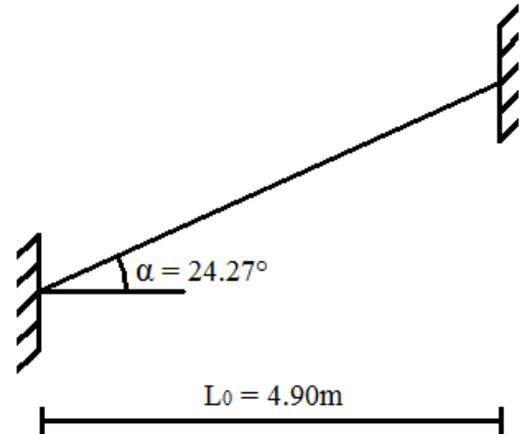


Fig. III.30. Schéma statique de la poutre brisée.

III.5.1.1 Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à son poids propre :

$$\text{Poutre inclinée : } g = 25 \times 0.45 \times 0.35 \times \frac{1}{\cos(24.27^\circ)} = 4.319\text{KN} / m$$

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$P_v = P_p = 19.144\text{KN/ml}$$

Avec:

P_v : charge transmise par la volée.

P_p: charge transmise par la poutre palier.

• Calcul des sollicitations :

$$\sum \vec{F}_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B + \sum F_v = 0$$

$$R_A + R_B = (P_v + 1.35g) \times 4.9 + P_p \times 1.43 \Rightarrow R_A + R_B = 149.75\text{KN} \dots\dots\dots (1)$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{1}{4.9} \times \left((P_p \times \frac{1.43^2}{2}) + (P_v + 1.35g) \times \frac{4.9^2}{2} \right) \Rightarrow R_B = 65.182\text{KN}$$

D'après (1) on a : R_A = 84.568KN

M_0 : moment isostatique de la poutre brisée Avec : $M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8}$

Avec : q_{eq} est la charge équivalente sur la poutre

$$q_{eq} = \frac{(P_p \times 1.43) + (P_v + 1.35g) \times 4.9}{4.9} = 11.417 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{11.417 \times 4.9^2}{8} = 34.265 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée M_t : $M_t = 0.85M_0 = 29.125 \text{ KN.m}$

Le moment en appuis M_a : $M_a = -0.5M_0 = -17.132 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant V_u : $V_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = 27.971 \text{ KN}$

• **Ferraillage de la poutre a la flexion simple :**

Les calculs du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. III.25. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	29.125	0.0316	0.0402	0.423	1.978	1.817
En appuis	17.132	0.0186	0.0235	0.425	1.155	1.817

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{27.971 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.43} = 0.185 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u &= \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \bar{\tau}_u > \tau_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Armatures transversales à la flexion simple :

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

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{t28}) \times b \times S_t}{0.8 \times f_e} = \frac{(0.185 - 0.3 \times 2.1) \times 0.35 \times 0.15}{0.8 \times 400} = -0.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t < 0$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.15}{400} = 0.525 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t > 0$$

On adopte : $A_t = 0.525 \text{ cm}^2$

III.5.1.2 Calcul à la torsion :

Le moment de torsion :

La poutre est soumise à un moment de torsion uniformément répartie à une distance de 4.9 m due à la volée mais dans notre cas Le moment max est à l'encastrement de la poutre palière.

$$M_T = \frac{M_{enca} \times L}{2} = \frac{13.495 \times 4.9}{2} = 33.062 \text{KN.m}$$

- **Ferraillage :**

Armatures longitudinales en torsion :

Le moment de torsion $M_T = 33.062 \text{KN.m}$ est le moment statique au niveau de l'encastrement.

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{cm}$$

$$\Omega = (35 - 5.83) \times (45 - 5.83) = 1142.588 \text{cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 136.68 \text{cm}$$

Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion :

$$\tau_{uTO} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{33.062 \times 10^{-3}}{2 \times 1142.588 \times 10^{-4} \times 0.0583} = 2.481 \text{MPa}$$

La résultante des contraintes tangentielles

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \sqrt{(0.539)^2 + (2.481)^2} = 2.538 \text{MPa} \\ \bar{\tau}_u &= \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{MPa} \right] = 3.33 \text{MPa} \end{aligned} \right\} \bar{\tau}_u > \tau_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Armatures longitudinales en torsion :

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{33.062 \times 10^{-3} \times 1.3668}{2 \times 1142.588 \times 10^{-4} \times 348} = 5.682 \text{cm}^2$$

Armatures transversales en torsion :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega} \text{ Si on fixe } S_t = 15 \text{cm}$$

$$A_t = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{33.062 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 1142.588 \times 10^{-4} \times 400} = 0.623 \text{cm}^2$$

Ferraillage de la poutre brisée :

Armatures longitudinales en travée :

$$A_l^t = A_l^{flexion \dots simple} + \frac{1}{2} A_l^{Torsion} \Rightarrow A_l^t = 1.978 + \frac{1}{2} \times 5.682 = 4.819 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14 = 6.16cm²

Armatures longitudinales en appui :

$$A_l^a = A_l^{flexion \dots simple} + \frac{1}{2} A_l^{Torsion} \Rightarrow A_l^a = 1.155 + \frac{1}{2} \times 5.682 = 3.996 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14 = 6.16cm²

Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flexion \dots simple} + \frac{1}{2} A_t^{Torsion} \Rightarrow A_t = 0.525 + \frac{1}{2} \times 0.623 = 0.836 \text{ cm}^2$$

Soit : 2Cadre de $\Phi 8$ = 2.01cm²

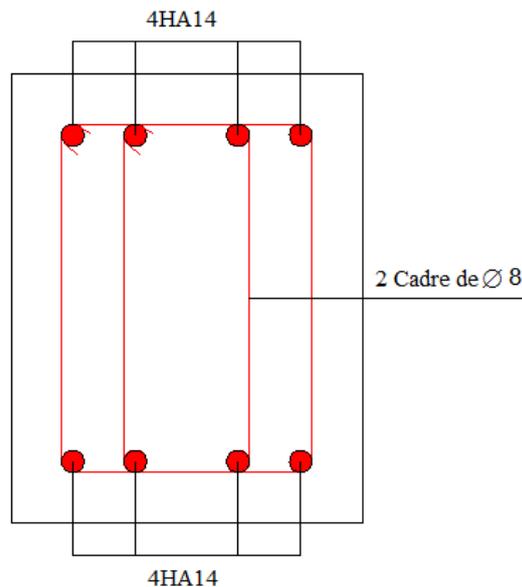
Schéma de ferraillage :

Fig. III.31. Schéma de ferraillage de la poutre brisée.

III.6.1 Etude de l'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont adoptées d'après les plans d'architecture comme elles sont montrées sur la figure II.6 avec : $S = 0.07525 \text{ m}^2$

- **Hypothèse de calcul :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est nuisible.

Le calcul sera fait en flexion composée.

• **Evaluation des charges :**

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.07525 \times 1 = 1.88 \text{KN}$

- Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 1.5 \text{cm}$) : $G_2 = 20 \times 0.6 \times 0.015 \times 1 = 0.18 \text{KN}$

- Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2 \text{cm}$) : $G_3 = 20 \times 0.6 \times 0.02 \times 1 = 0.24 \text{KN}$

$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.3 \text{KN}$; $Q = 1 \text{KN}$

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA/V2003 (Art 6.2.3)}$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le RPA99/V2003 (Tableau 4.1)

C_p : Facteur de force horizontal varie entre 0.3 et 0.8 RPA99/V2003 (Tableau 6.1)

W_p : Poids de l'acrotère.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 02 et Zone IIa (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 2.3 \text{KN} \end{cases}$$

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \Rightarrow F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.3 = 1.104 \text{KN}$

• **Calcul des sollicitations:**

Calcul du centre de gravité G (X_g ; Y_g) :

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = \frac{5 \times (10 \times 60) + 15 \times (10 \times 10) + 22.33 \times (7 \times 5 \times 1/2) + 23.5 \times (5 \times 7)}{(10 \times 60) + (10 \times 10) + (7 \times 5 \times 1/2) + (5 \times 7)}$$

$$\Rightarrow X_g = \frac{5713.275}{752.5} \Rightarrow X_g = 7.592 \text{cm}$$

$$Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = \frac{30 \times (10 \times 60) + 55 \times (10 \times 10) + 56.67 \times (7 \times 5 \times 1/2) + 52.5 \times (5 \times 7)}{(10 \times 60) + (10 \times 10) + (7 \times 5 \times 1/2) + (5 \times 7)}$$

$$\Rightarrow Y_g = \frac{26329.225}{752.5} = 34.989 \text{cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$N_G = 2.3 \text{KN}$ $M_G = 0$

$N_Q = 0$ $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{KN.m}$

$N_{Fp} = 0$ $M_{Fp} = F_p \times Y_g = 1.104 \times 34.989 = 38.627 \text{KN.m}$

L'acrotère travaille en flexion composée.

Combinaisons d'actions :

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tab. III.26. Combinaison d'action.

Sollicitations	RPA 99/V2003	ELU	ELS
Combinaison de charges	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2.3	3.105	2.3
M (KN.m)	1.1	0.9	0.6

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : 1.35G+1.5Q

$N_u = 3.105KN$; $M_u = 0.9KN.m$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.105} = 0.289m \\ \frac{h}{6} &= \frac{0.6}{6} = 0.1m \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{h}{6}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Tel que:

- e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
- e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; h / 250) \Rightarrow e_a = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3 * l_f^2 (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \dots\dots\dots(CBA93(A.4.3.5))$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} \Rightarrow \alpha = 0$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 2 \times 0.6 = 1.2 m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_1}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1.2}{0.1} = 12 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0.289}{0.1}\right) = 57.971$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité

$$e_2 = \frac{3 \times (1.2)^2 \times (2+0)}{10^4 \times 0.1} = 0.00432$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.289 + 0.02 + 0.00432 = 0.313 \text{ m}$$

$$N_u = 3.105 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.105 \times 0.313 \Rightarrow M_u = 0.972 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage de la section :**

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; f_{st} = 348 \text{ MPa} ; N_u = 3.105 \text{ KN} ; M_u = 0.972 \text{ KN.m}$$

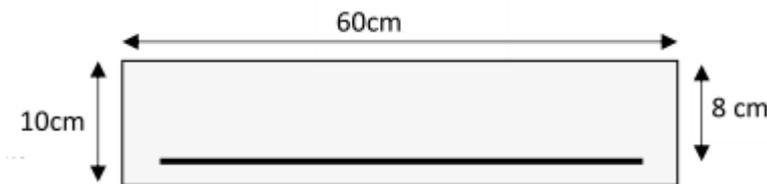


Fig. III.32. Section à ferrailer.

Position du centre de pression c :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0.972}{3.105} = 0.313 \text{ m}$$

$$e_G = 0.313 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (SPC).

SPC \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

Selon le BAEL 91:

$$M_{uG} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 1.065 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.065 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.117 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A, } \zeta_{st} = 10\%$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.156$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.075 \text{m}$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{f_{st} \times Z} \Rightarrow A_l = \frac{1.065 \times 10^{-3}}{348 \times 0.075} = 0.408 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A_s = 0.408 \times 10^{-4} - \frac{3.105 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.318 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.08 \times 2.1}{400} = 0.966 \text{cm}^2 \Rightarrow A_{\min} > A_s$$

On remarque que : $A_s < A_{\min}$ donc on adopte : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

• **Ferrailage des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\phi 6 = 1.13 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement :

Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{cm}$; On adopte $S_t = 30 \text{cm}$

Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{cm}$

• **Vérification au cisaillement:**

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.104 + 1 = 2.104 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.104 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.026 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0.1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

On a $\tau_u = 0.026 \text{MPa} < \bar{\tau}_u$ Vérifié

• **Vérification à l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier.

2. Contrainte limite du béton.

$$\text{Avec : } d = 0.08 \text{m} ; N_{\text{ser}} = 2.3 \text{KN} ; M_{\text{ser}} = Q \times h = 0.6 \text{KN.m}$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bcA} = \frac{N_{\text{ser}} \times y}{\mu_l} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{N_{\text{ser}}}{\mu_l} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) = 201.6 \text{MPa}$$

Fissuration nuisible

Tel que: $\eta=1.6$ pour les HR

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

-Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.3} = 0.260m ; e_y = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05m$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.260 - 0.05 = 0.21m$$

$$y^3 + py_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.21^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.21) = -0.134m^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.21^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} \times (0.08 - 0.21)^2 = -0.018m^2$$

$$y_c^3 - 0.134y_c - 0.018 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times P^3}{27} = -3.245 \times 10^{-5}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); Y_2 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); Y_3 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2P}\right) \times \sqrt{\left(\frac{-3}{p}\right)}, \quad \alpha = 2 \times \sqrt{\frac{-P}{3}}, \quad \varphi = 17.563^\circ, \quad \alpha = 0.422$$

$$Y_1 = 41.97cm ; Y_2 = -24.71cm ; Y_3 = 37.97cm$$

On choisit la solution qui vérifiée la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + c) < h = 10cm \quad \text{Avec : } C = 21cm$$

$$Y_1 = 41.97 \Rightarrow Y_1 + C = 62.97cm \dots \dots \dots \text{N'est pas vérifiée}$$

$$Y_2 = -24.71 \Rightarrow Y_2 + C = -3.71cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$Y3 = 37.97 \Rightarrow Y2+C = 58.97\text{cm} \dots\dots\dots N'$ est pas vérifiée

Donc : $y = -0.0371\text{m}$

$$\mu_l = \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A' \times (c - d') - 15A \times (d - y)$$

$$\mu_l = \frac{1 \times (-0.0371)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 + 0.0371) = 3.351 \times 10^{-4} \text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.3 \times 10^{-3} \times 0.0371}{3.351 \times 10^{-4}} = 0.254 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201.6 \text{MPa}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0.6 \times 10^{-3}}{3.351 \times 10^{-4}} \times (0.08 + 0.0371) = 3.145 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.0 \text{MPa}$$

$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \dots\dots\dots$ Vérifiée

Schéma de ferrailage :

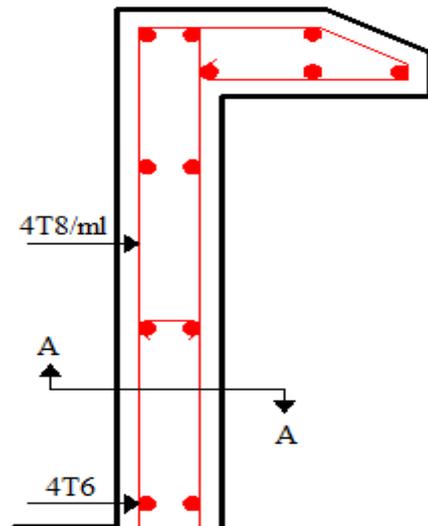
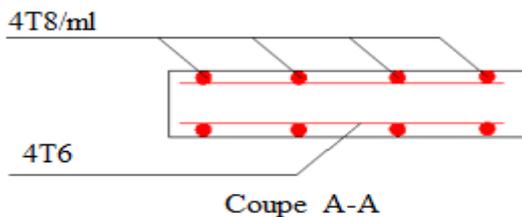


Fig. III.33. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.7.1 Etude de L'ascenseur :

III.7.1.1 Définition :

L'ascenseur est un moyen mécanique servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. L'ascenseur est composé de deux éléments ; la cabine et le contrepoids. Les dimensions de la cabine sont fonction du nombre de personnes à transporter.

Longueur $L = 170 \text{ cm}$

Largeur $l = 155 \text{ cm}$

$V=1\text{m/s} \rightarrow$ Vitesse de levage.

$P_m = 15\text{KN}$: Charge due à la salle des machines.

$D_m = 82\text{KN}$: Charge due au poids propre de la l'ascenseur.

$F_c = 102\text{KN}$: Charge due à la tension dans les câbles.

Course maximale = 32m.

$B_k \times T_k \times H_k = (110 \times 140 \times 220)$ cm les dimensions de la cabine.

$B_s \times T_s = (155 \times 170)$ cm² les dimensions de la gaine.

Poids de 08 personnes = 630 kg = 6.3KN

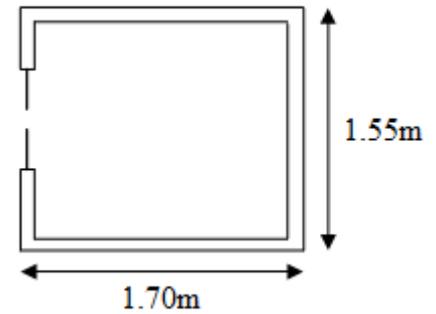


Fig. III.34. Schéma de l'ascenseur.

III.7.1.2 Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.55}{1.7} = 0.91 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } L_x \text{ et } L_y$$

$$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{155}{45} < e < \frac{155}{40} \Rightarrow 3.44 < e < 3.87$$

Pour qu'elle puisse supporter les charge importante (machine+ascenseur) qui sont appliquées sur la dalle on opte pour $e=15\text{cm}$

III.7.1.3 Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75\text{KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88\text{KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e = 4cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4.63\text{KN/m}^2$$

$$G'' = G''' = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{2.635} = 38.709\text{KN/m}^2 \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G = G' + G'' = 43.339\text{KN/m}^2$$

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

III.7.1.4 Calcul de dalle sous charge concentrée

La charge concentrée p est appliquée a la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$ elle agit uniformément sue une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$

b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$

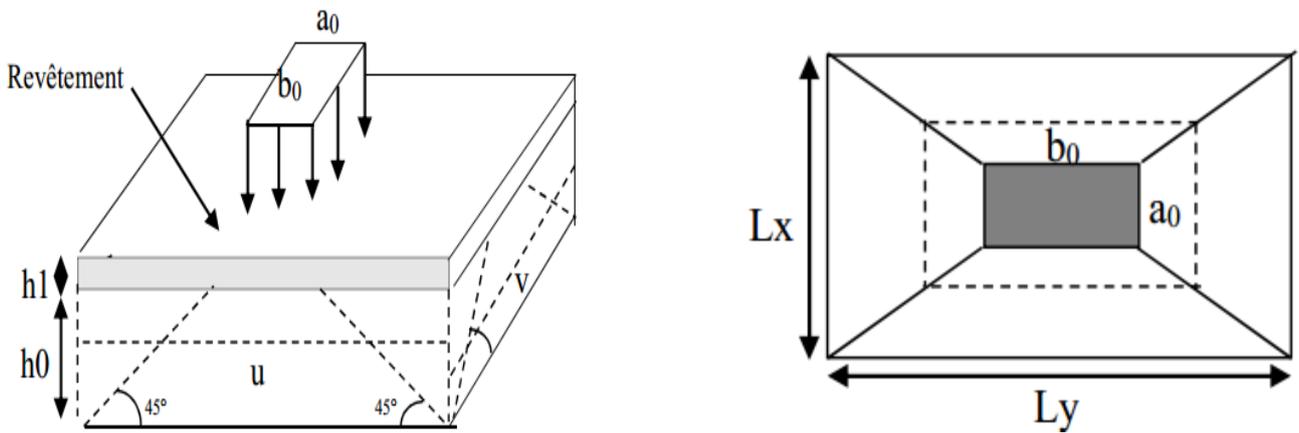


Fig. III.35. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

$$U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h_1$$

$$V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h_1$$

$$a_0, U \rightarrow \text{Dimension // } \partial l_x$$

$$b_0, V \rightarrow \text{Dimension // } \partial l_y$$

Avec : $a_0 \times b_0$ Surface de charge = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$; $V=1\text{m/s}$

h_0 = Epaisseur de la dalle

h_1 : Epaisseur du revêtement = 4cm

ε : coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\varepsilon=1$)

$$U = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 4 = 103 \text{ cm} \qquad l_x = 155 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 4 = 103 \text{ cm} \qquad l_y = 170 \text{ cm}$$

• **Evaluation des moments sous charge concentrée :**

M_{x1} et M_{y1} du système :

M_{x1} et M_{y1} Sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le BAEL91 ; $M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q$; $M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2)

$$a = \frac{l_x}{l_y} = 0.91 \qquad \frac{U}{l_x} = 0.66 \qquad \frac{V}{l_y} = 0.6$$

M^1 et M^2 sont données par l'abaque de **PIGEAUD**..... (Annexe 2)

$$D'ou : \begin{cases} M_1=0.0802 \\ M_2=0.064 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times p \quad \text{Avec : } P = D_m + P_m + P_{personnes}$$

$$P = 15 + 82 + 6.3 = 103.3 \text{KN}$$

$$q_u = 1.35 \times 103.3 = 139.455 \text{KN}$$

$$M_{x1} = M_1 \times q_u \Rightarrow M_{x1} = 0.0802 \times 139.455 = 11.184 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = M_2 \times q_u \Rightarrow M_{y1} = 0.064 \times 139.455 = 8.925 \text{KN.m}$$

M_{x2} et M_{y2} du système :

M_{x2} et M_{y2} Sont dus aux poids propre et la dalle à L'ELU

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times q \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0.91 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens (l_x et l_y).

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe 1)}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtement (pour un revêtement de 4 cm)

$$G = 4.63 \text{KN/m}^2 ; Q = 1 \text{KN/m}^2$$

$$q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 4.63 + 1.5 \times 1 = 7.75 \text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0447 \times 7.75 \times (1.55)^2 = 0.832 \text{KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.8036 \times 0.832 = 0.668 \text{KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M^x_0 = M_{x1} + M_{x2} = 11.184 + 0.832 = 12.016 \text{KN.m} \\ M^y_0 = M_{y1} + M_{y2} = 8.925 + 0.668 = 9.593 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc les moments réels sont :

En travée :

$$M^x_t = 0.85 \times M^x_0 = 10.213 \text{KN.m} ; \quad M^y_t = 0.85 \times M^y_0 = 8.154 \text{KN.m}$$

En appui:

$$M^x_a = M^y_a = -0.3 \times M^x_0 = -3.604 \text{KN.m}$$

• **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple.

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. III.27. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Travée	x-x	10.213	0.042	0.054	0.127	2.30	1.254	4HA10 = 3.14
	y-y	8.154	0.034	0.043	0.127	1.83	1.2	4HA8 = 2.01
Appui	x-x	3.604	0.015	0.018	0.129	0.803	1.254	3HA10 = 2.36
	y-y	2.877	0.012	0.015	0.129	0.64	1.2	3HA8 = 1.51

• **Condition de non fragilité :**

Calcul de : A_{min} On a $HAf_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008; e = 15cm \quad b = 100cm \quad \rho = 0.91$

$$\left\{ \begin{array}{l} A^x_{min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \Rightarrow A^x_{min} = 1.254cm^2 \\ A^y_{min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A^y_{min} = 1.2cm^2 \\ A^y_t > \frac{A^t_{min}}{4} \Rightarrow 1.83 > \frac{1.2}{4} = 0.30 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

• **Calcul de l'espacement :**

Sens x-x: $St \leq \min (3e : 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y: $St \leq \min (4e : 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

• **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b \dots \dots \dots \text{CBA (Article A.5.2.4.2)}$$

Avec : Q_u charge de calcul a l'état ultime

U_c : périmètre du rectangle d'impacte $U_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (103+103) = 412cm$

$$0.045 \times 4.12 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 463.5KN$$

$$Q_u = 139.455KN < 463.5KN \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{Mpa}$$

$\rho = 0.91 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x-x : $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 72.05 \text{KN}$

Sens y-y : $V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 139.455 \times \frac{1.70}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.91}{2}} = 81.468 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{81.468 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.626 \text{Mpa} \quad \tau_u = 0.626 \text{Mpa} < 1.25 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification a L'ELS :**

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = 103.3 \text{KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 103.3 \times (0.0802 + 0.2 \times 0.064) = 9.606 \text{KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 103.3 \times (0.064 + 0.2 \times 0.0802) = 8.268 \text{KN.m} \end{cases}$$

Les moments M_{x1} et M_{x2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.63 + 1 = 5.63 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0518 \times 5.63 \times (1.55)^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.70 \text{KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.8646 \times 0.7 \Rightarrow M_{y2} = 0.605 \text{KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.606 + 0.7 = 10.306 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.268 + 0.605 = 8.873 \text{KN.m} \end{cases}$$

Les moments en travées et en appuis sont :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times 10.306 = 8.760 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times 8.873 = 7.524 \text{KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_a^x = -0.3 \times 10.306 = -3.091 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0.3 \times 8.873 = -2.661 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

Les résultats de calcul obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. III.28. Vérification des contraintes dans le béton.

		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ'_{bc} (MPa)	Observations
En Travée	x-x	4.5	11707	3.37	15	Vérifiée
	y-y	3.36	6742.6	3.76	15	Vérifiée
En Appui	x-x	3.729	8174.8	1.41	15	Vérifiée
	y-y	3.36	6742.6	1.33	15	Vérifiée

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 117.852 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} = \frac{15}{155} = 0.096 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right] = \max\left[\frac{3}{80}; \frac{8.760}{10 \times 10.306}\right] = 0.085 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.7.1.5 Calcul sous charge uniformément répartie :

• **Evaluation des moments sous charge répartie:**

Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 43.339 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 60 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \dots \dots \dots \text{Annexe 1}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0447 \times 60 \times 1.55^2 \Rightarrow M_0^x = 6.443 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.8036 \times 6.443 \Rightarrow M_0^y = 5.177 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 5.476 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 4.40 \text{KN.m}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -1.932 \text{KN.m}$

• **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple.

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. III.29. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
Travée	x-x	5.477	0.022	0.028	0.128	1.225	1.254	4HA10 = 3.14
	y-y	4.401	0.018	0.023	0.128	0.982	1.2	3HA8 = 1.51
Appui	x-x	1.933	0.008	0.01	0.129	0.429	1.254	3HA10 = 2.36
	y-y	1.553	0.006	0.008	0.129	0.344	1.2	3HA8 = 1.51

Condition de non fragilité :

Calcul de : A_{min} On a $HAf_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 15 \text{cm}$; $b = 100 \text{cm}$; $\rho = 0.91$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \Rightarrow A_{min}^x = 1.254 \text{cm}^2 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_{min}^y = 1.2 \text{cm}^2 \\ A_t^y > \frac{A_{min}^y}{4} \Rightarrow 0.982 > \frac{1.2}{4} = 0.3 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

• **Calcul de l'espacement :**

Sens x-x: $St \leq \min (3e : 33 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{cm}$ on adopte $S_t = 25 \text{cm}$

Sens y-y: $St \leq \min (4e : 45 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{cm}$ on adopte $S_t = 25 \text{cm}$

• **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que : $Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$

Avec : Q_u charge de calcul a l'état ultime

U_c : périmètre du rectangle d'impacte $U_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (103+103) = 412 \text{cm}$

$$0.045 \times 4.12 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 463.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 60 \text{ KN} < 463.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$\rho = 0.91 > 0.4 \Rightarrow \text{Flexion simple dans les deux sens.}$$

$$\text{Sens x-x : } V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 31 \text{ KN}$$

$$\text{Sens y-y : } V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 60 \times \frac{1.70}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.91}{2}} = 35.051 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{35.051 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.269 \text{ Mpa} \quad \tau_u = 0.245 \text{ Mpa} < 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification a l'ELS : v=0.2**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 43.339 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 44.339 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases} \quad \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 5.517 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.769 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travée :

$$\begin{cases} \text{Sens x-x : } M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 4.689 \text{ KN.m} \\ \text{Sens y-y : } M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 4.053 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appui :

$$\begin{cases} \text{Sens x-x : } M_{tser}^x = -0.3 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -1.655 \text{ KN.m} \\ \text{Sens y-y : } M_{tser}^y = -0.3 \times M_0^y = -1.430 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

Les résultats de calcul obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. III.30. Vérification des contraintes dans le béton.

		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ'_{bc} (MPa)	Observations
En Travée	x-x	4.5	11707	1.80	15	Vérifiée
	y-y	3.36	6742.6	2.026	15	Vérifiée

En Appui	x-x	3.729	8174.8	0.755	15	Vérifiée
	y-y	3.36	6742.6	0.715	15	Vérifiée

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240MPa$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 63.083MPa \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} = \frac{15}{155} = 0.096 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right] = \max\left[\frac{3}{80}; \frac{4.689}{10 \times 5.515}\right] = 0.084 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

On remarque que les sollicitations sont maximale dans le premier type de dalle (charge concentrée) donc on opte le ferrailage suivant :

En travée selon x-x : 4HA10=3.14cm²

y-y : 4HA8=2.01cm²

En appui selon x-x : 3HA10=2.36cm²

y-y : 3HA8=1.51cm²

• **Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur :**

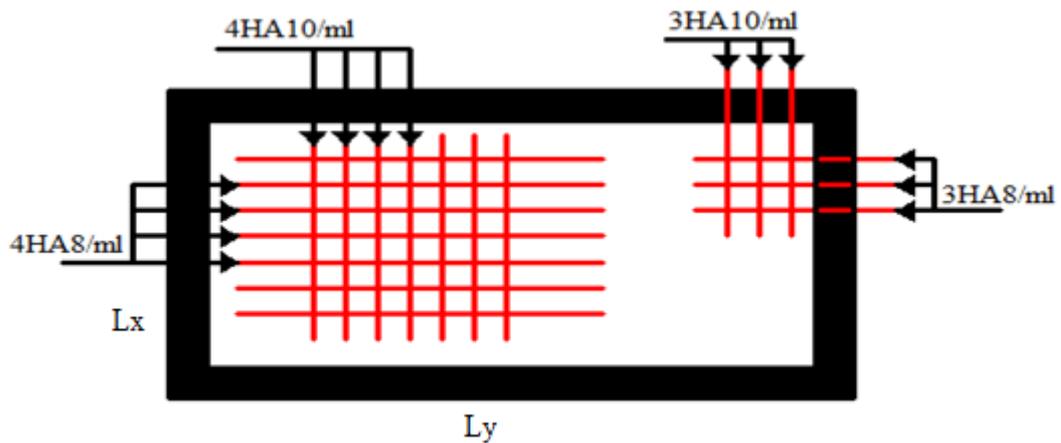


Fig. III.36. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Chapitre IV

Etude dynamique

Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

VI.1. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

VI.2. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VI.2.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale :**

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Article 4.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone..... RPA99/V2003 (Tableau4.1)

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa => A = 0.15

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. RPA99/V2003(Tableau4.3)

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 :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots\dots\dots RPA99/V2003 (Formule 4.4)$$

Avec :

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs de pénalité sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tab.IV .1. Valeurs des pénalités P_q .

Critère (q)	Observé	$P_q/x-x$	Observé	$P_q/y-y$
1- Conditions minimales sur les files de contreventements	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	oui	0

Donc : $Q_x = Q_y = 1.20$

W_{tot}: Poids total de la structure

$$W = n \sum W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) RPA99/V2003.

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.2 \text{ pour usage d'habitation} \\ \beta = 0.6 \text{ pour usage commerciale} \end{array} \right.$$

D'après le SAP 2000, on trouve : $W_{tot} = 48223.79KN$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen. Il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement η .

On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4-2)}$$

T₂: Période caractéristique, associée à la catégorie du site. RPA99/V2003 (Tableau 4.7), Le sol d'implantation de notre structure est classé : Site **S4** Sol très meuble, Obtenu à partir des essais préssiométriques.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.70s \end{cases}$

• **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$\xi = 8.5\%$

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.816$

$T_c = C_T h_N^{3/4} \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4-6)}$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 34\text{m}$

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

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$T_1 = 0.05 \times (34)^{3/4} = 0.70s$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09H / \sqrt{L} \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions. $L_x = 20.45\text{m}$, $L_y = 25.21\text{m}$

$$\begin{cases} T_2^x = 0.67\text{s} \\ T_2^y = 0.61\text{s} \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times \min(0.7; 0.67) = 0.87\text{s} \\ T_y = 1.3 \times \min(0.7; 0.61) = 0.79\text{s} \end{cases}$$

Donc on a :

$$\begin{cases} T_2 < T_x < 3 \Rightarrow D_x = 2.5 \times \eta \times (T_2 / T_x)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.77\text{m} \\ T_2 < T_y < 3 \Rightarrow D_y = 2.5 \times \eta \times (T_2 / T_y)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.88\text{m} \end{cases}$$

$$V_{st}^x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^x = \frac{0.15 \times 1.77 \times 1.2}{5} \times 48223.79 = 3072.819\text{KN}$$

$$V_{st}^y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^y = \frac{0.15 \times 1.88 \times 1.2}{5} \times 48223.79 = 3263.786\text{KN}$$

VI.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

- **Principe :**

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q:Facteur de qualité.

Avec le spectre de réponse est donné par l'application spectre RPA99 le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

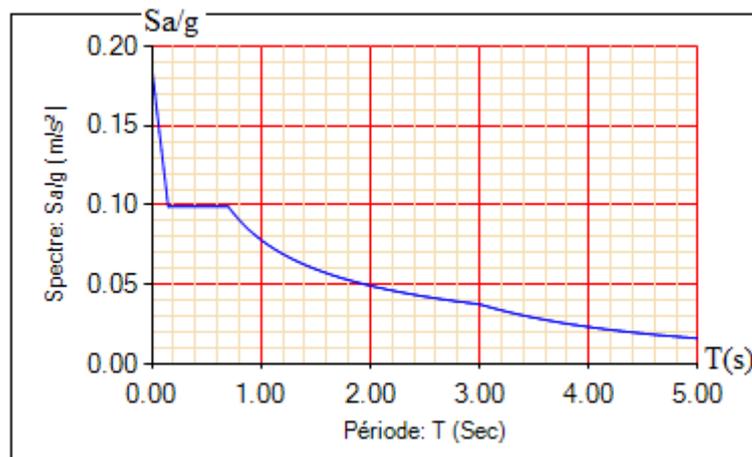


Fig.IV.1. Spectre de réponse.

- **Les hypothèses :**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

- **Description de logiciel SAP 2000/V14.2.2:**

Cette structure est modélisé par logiciel SAP2000 version 14.2.2, Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

VI.3. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des épaisseurs des voiles on a retenu la disposition représentée ci-dessous :

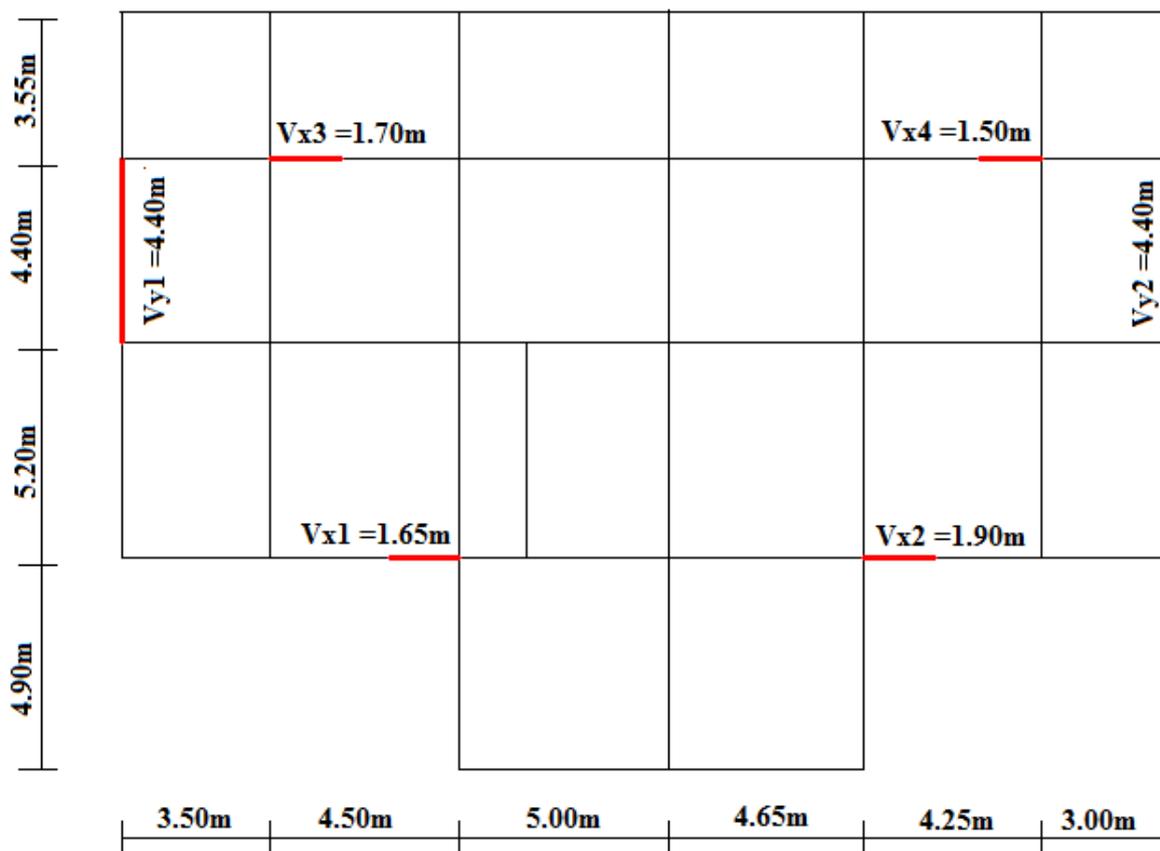


Fig.IV.2. Disposition des voiles.

VI.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000 :



Fig. IV.3. 1^{er} mode de déformation
(Translation suivant $x-x$).



Fig. IV.4. 2^{eme} mode de déformation
(Translation suivant $y-y$).

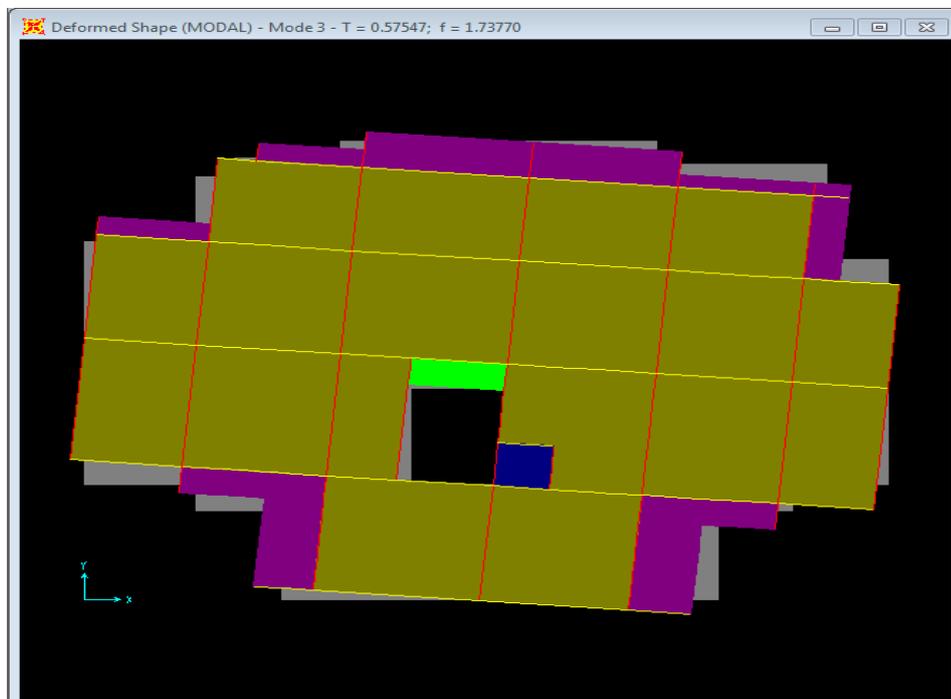


Fig. IV.5. 3^{eme} mode de déformation (torsion au tour de $z-z$).

VI.4.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/V2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tab. IV.2. Période et taux de participation massique.

Mode	Période (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.861589	0.7473	0.00138	6.379E-07	0.7473	0.00138	6.379E-07
2	0.728328	0.00177	0.68055	0.000001145	0.74907	0.68193	0.000001783
3	0.575475	0.00082	0.00032	1.597E-07	0.74989	0.68225	0.000001943
4	0.274648	0.10584	0.00014	0.000001806	0.85574	0.68239	0.000003749
5	0.207626	5.074E-07	0.00035	0.00248	0.85574	0.68274	0.00248
6	0.201864	0.00004503	0.1635	2.673E-07	0.85578	0.84624	0.00248
7	0.180946	1.044E-09	9.202E-07	0.00227	0.85578	0.84624	0.00475
8	0.18088	5.224E-08	1.684E-07	0.00051	0.85578	0.84624	0.00525
9	0.17089	3.323E-07	0.000009782	0.01094	0.85578	0.84625	0.01619
10	0.169959	0.000001735	2.437E-07	0.00042	0.85578	0.84625	0.01661
17	0.145146	0.04641	0.00003594	0.00000763	0.90242	0.84629	0.01678
31	0.096781	0.00045	0.05702	0.00005024	0.9029	0.90333	0.02052

- **Analyse des résultats :**

La participation modale du premier et deuxième mode suivant la direction y est atteinte les 90 % partir du 31 mode ce qui nous donne une translation selon x et y comme le montre les figures précédentes. On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formule empirique du RPA 99/V2003 majorée de 30 %

$$(T_x = 0.861 \leq 0.87s ; \quad T_y = 0.728 \leq 0.79s).$$

VI.4.2. Justification de l'interaction voiles portiques :

- **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tab. IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.

Niveaux	Charges repris (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
1 ^{er} Sous sol	48850.935	6943.058	87.555	12.444
2 ^{ème} Sous sol	43152.214	6260.79	87.329	12.670
RDC	37134.23	5886.84	86.316	13.683
1 ^{er} étage	32287.095	5199.847	86.128	13.871
2 ^{ème} étage	27285.556	4768.668	85.123	14.876
3 ^{ème} étage	22739.575	4043.822	84.901	15.098
4 ^{ème} étage	18035.783	3476.228	83.840	16.159
5 ^{ème} étage	13721.191	2665.685	83.732	16.267
6 ^{ème} étage	9326.059	1935.163	82.815	17.184
7 ^{ème} étage	5256.553	1013.273	83.838	16.161
Buanderai	378.578	0	100	0

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages. Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections des voiles et des poteaux comme suit :

Voiles : (Epaisseur = 20cm)

Poteaux :(Section)

Les poteaux rectangulaires :

- Les deux sous-sols (75×70) cm²
- RDC et 1^{er} étage (70×65) cm²
- 2^{ème} et 3^{ème} étage (65×60) cm²
- 4^{ème} et 5^{ème} étage (60×55) cm²
- 6^{ème} et 7^{ème} étage (55×50) cm²
- Buanderie (50×45) cm²

Les sections des poteaux circulaires :

- Les deux sous-sols, RDC et 1^{er} étage (D = 70) cm
- 2^{ème} et 3^{ème} étage (D = 65) cm
- 4^{ème} et 5^{ème} étage (D = 60) cm
- 6^{ème} et 7^{ème} étage (D = 55) cm

Poutre : (Section)

Poutres principales : (50×40) cm²

Poutres secondaire : (45×40) cm²

- **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tab. IV.4. Vérification de l'interaction sous charge horizontale.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voile (KN)	P (%)	V (%)	Portique (KN)	Voile (KN)	P (%)	V (%)
1 ^{er} sous sol	1753.087	1325.047	56.952	43.047	1303.052	1904.902	40.619	59.380
2 ^{ème} sous sol	2212.163	859.027	72.029	27.970	1230.532	1927.736	38.962	61.037
RDC	1786.15	1187.804	60.059	39.940	1050.629	1958.31	34.916	65.083
1 ^{er} étage	2044.44	754.132	73.052	26.947	1447.383	1427.173	50.351	49.648
2 ^{ème} étage	1662.644	900.836	64.858	35.141	1389.042	1273.184	52.175	47.824
3 ^{ème} étage	1595.473	681.214	70.078	29.921	1458.731	942.842	60.740	39.259
4 ^{ème} étage	1234.287	711.029	63.449	36.550	1244.754	837.57	59.777	40.222
5 ^{ème} étage	1083.45	482.068	69.207	30.792	1233.296	495.164	71.352	28.647
6 ^{ème} étage	705.705	435.824	61.821	38.178	947.178	382.791	71.218	28.781
7 ^{ème} étage	582.535	118.394	83.108	16.891	1053.252	407.948	72.081	27.918

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

VI.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Tab. IV.5. Vérification de la résultante des forces.

	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{V_{dyn}}{V_{st}}$	observation
Sens x-x	3072.819	3106.294	1.01	Vérifie
Sens y-y	3263.786	3221.3	0.986	Vérifie

- **Analyse des résultats :**

La condition est vérifiée, donc les paramètres de réponse (force, déplacement, moment.) ne seront pas majorés.

VI.4.4. Vérification vis-à-vis des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA/V2003 (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage

Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

Tab. IV.6. Vérification des déplacements selon x-x.

Sens x-x							
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
Sous sol1	0.09	0.45	0	0.45	306	0.147	Vérifiée
Sous sol2	0.29	1.45	0.45	1	306	0.326	Vérifiée
RDC	0.64	3.2	1.45	1.75	408	0.428	Vérifiée
1 ^{er} étage	0.93	4.65	3.2	1.45	340	0.426	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1.22	6.1	4.65	1.45	340	0.426	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1.47	7.35	6.1	1.25	340	0.367	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1.7	8.5	7.35	1.15	340	0.338	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1.9	9.5	8.5	1	340	0.294	Vérifiée
6 ^{ème} étage	2.05	10.25	9.5	0.75	340	0.220	Vérifiée
7 ^{ème} étage	2.17	10.85	10.25	0.6	340	0.176	Vérifiée

Tab. IV.7. Vérification des déplacements selon y-y.

Sens y-y							
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
Sous sol1	0.05	0.25	0	0.25	306	0.081	Vérifiée
Sous sol2	0.16	0.8	0.25	0.55	306	0.179	Vérifiée
RDC	0.35	1.75	0.8	0.95	408	0.232	Vérifiée
1 ^{er} étage	0.55	2.75	1.75	1	340	0.294	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0.77	3.85	2.75	1.1	340	0.323	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0.99	4.95	3.85	1.1	340	0.323	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1.22	6.1	4.95	1.15	340	0.338	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1.44	7.2	6.1	1.1	340	0.323	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1.64	8.2	7.2	1	340	0.294	Vérifiée
7 ^{ème} étage	1.84	9.2	8.2	1	340	0.294	Vérifiée

Analyse des résultats :

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x \quad \Delta_{k \max} = 1.75 \text{ cm} < 1\% h_e = 4.08 \text{ cm} \\ \text{Sens } y \quad \Delta_{k \max} = 1.15 \text{ cm} < 1\% h_e = 4.08 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VI.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Tel que :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ; avec :

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ». $v_k = \sum_{i=1}^n f_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

➤ Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

➤ Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tab. IV.8. Vérification de l'effet P-Δ.

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V (KN)	θ_k (cm)
Sous sol 1	306	48135.249	0.45	3078.134	0.0229	0.25	3207.954	0.0122
Sous sol 2	306	43214.962	1	3071.19	0.0459	0.55	3158.268	0.0245
RDC	408	38283.704	1.75	2973.954	0.0552	0.95	3008.939	0.0296
1 ^{er} étage	340	33241.463	1.45	2798.572	0.0506	1	2874.556	0.0340
2 ^{ème} étage	340	28417.25	1.45	2563.48	0.0472	1.1	2662.226	0.0345
3 ^{ème} étage	340	23752.183	1.25	2276.687	0.0383	1.1	2401.573	0.0319
4 ^{ème} étage	340	19086.625	1.15	1945.316	0.0331	1.15	2082.324	0.0310
5 ^{ème} étage	340	14567.307	1	1565.518	0.0273	1.1	1728.46	0.0272
6 ^{ème} étage	340	10047.531	0.75	1141.529	0.0194	1	1329.969	0.0222
7 ^{ème} étage	340	5661.934	0.6	700.929	0.01425	1	1461.2	0.0113

- **Analyse des résultats :** Puisque tous les coefficients θ_k est inférieurs à 0,10 pour tous les étages, donc l'effet P- Δ peut être négligé.

VI.4.6. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow N_d \leq 0,3 \times B_c \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Poteaux rectangulaires :

Tab. IV.9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux rectangulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	B _c (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
Sous sol 1 et 2	75 × 70	5250	3498.021	0.266	Vérifiée
RDC+1 ^{er} étage	70 × 65	4550	2571.758	0.226	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65 × 60	3900	1847.451	0.189	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	60 × 55	3300	1192.057	0.144	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	55 × 50	2750	586.749	0.085	Vérifiée
Buanderie	50 × 45	2250	46.429	0.008	Vérifiée

Poteaux circulaires :

Tab. IV.10. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux circulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	B _c (cm ²)	N _d (KN)	v	Observations
sous sol 1,2, RDC et 1 ^{er} étage	($\pi \times 70^2$)/4	3848.451	2312.718	0.240	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	($\pi \times 65^2$)/4	3318.307	848.697	0.102	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	($\pi \times 60^2$)/4	2827.433	554.395	0.078	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	($\pi \times 55^2$)/4	2375.829	274.312	0.046	Vérifiée

Conclusion

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique.

En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA99/V2003 se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique ; effet P- Δ . Et effort normale réduit).

Les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.

Chapitre V

Etude des

éléments stucturaux

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-poutre) 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 armé et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.1. Etude des poteaux :

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait a la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduite dans le logiciel SAP2000/V14.2.2 dans l'ordre suivant :

$$\left\{ \begin{array}{lll} 1.35G+1.5Q & ; & G+Q+E & ; & 0,8G+E & \text{RPA99 (Article 5.2)} \\ G+Q & ; & G+Q-E & ; & 0,8G-E & \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal N_{max} et le moment correspondant M_{corr}
- L'effort normal minimal N_{min} et le moment correspondant M_{corr}
- Le moment maximal M_{max} et l'effort normal correspondant N_{corr}

V.1.1.Recommandation du RPA 99/Version2003 :

a) Armatures longitudinale :(Article 7.4.2.1)

- Elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal : $A_{min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
 - ✓ $A_{max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
 - ✓ $A_{max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{min} > 12mm$ (Diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définit par l'et h'

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau

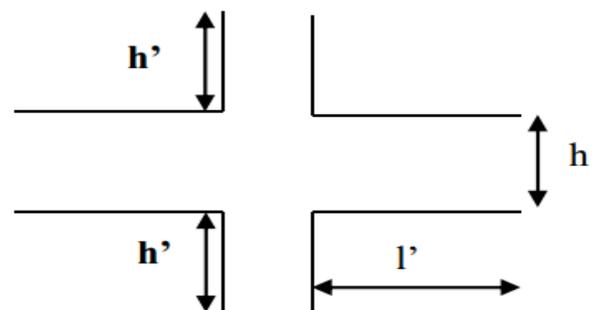


Fig. V.1 Zone nodale

h_e : Hauteur d'étage.

- **Les armatures longitudinales min et max données par le RPA :**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans les tableaux ci-dessous :

Poteaux rectangulaires :

Tab. V.1. Les sections minimales et maximales dans les poteaux rectangulaires
Préconisés par le RPA99/V2003.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous sol 1 et 2	75×70	42	210	315
RDC et 1 ^{er} étage	70×65	36.4	182	273
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65×60	31.2	156	234
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	60×55	26.4	132	198
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	55×50	22	110	165
Buanderie	50×45	18	90	135

Poteaux circulaires :

Tab. V.2. Les sections minimales et maximales dans les poteaux circulaires
Préconisés par le RPA99/V2003.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous sol 1, 2, RDC et 1 ^{er} étage	$(\pi \times 70^2)/4$	30.787	153.938	230.907
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	$(\pi \times 65^2)/4$	26.546	132.732	199.098
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	$(\pi \times 60^2)/4$	22.619	113.097	169.646
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	$(\pi \times 55^2)/4$	19.006	95.033	142.549

b) Armature transversale :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots (1) \quad \text{RPA99(Article 7.4.2.2)}$$

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 pris égale a :

2.5 Si $\lambda_g \geq 5$ λ_g : l'élancement géométrique

3.75 Si $\lambda_g < 5$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad (l_f : \text{Longueur de flambement du poteau})$$

Avec a et b : Sont les démentions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (1)

Par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale $t \leq \min(10\phi_t^{\min}, 15\text{cm})$ en zone IIa.

Dans la zone courante $t \leq 15\phi_t^{\min}$ en zone IIa.

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{tb_1}$ en %, est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5; \frac{A_t}{tb_1} = 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3; \frac{A_t}{tb_1} = 0.8\% \dots\dots\dots \text{RPA99(Article 7.4.2.2)} \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 \text{ interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres est les étriers doivent être fermés par les crochets a 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t^{\min}$.

Les cadres est les étriers doivent ménager es cheminées verticales en nombre de et diamètre suffisants ϕ cheminé > 12cm pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2.Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel SAP2000/V14.2.2 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Poteaux rectangulaires :

Tab. V.3. Sollicitations dans les poteaux rectangulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Sous-sol 1&2	75×70	-3498.021	3.881	-22.319	144.414	228.362	-637.494
RDC & 1 ^{er} étage	70×65	-2571.758	-0.783	-77.317	109.691	219.166	-1378.096
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65×60	-1847.451	-2.8172	-10.944	32.842	-165.729	-1098.78
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	60×55	-1192.057	-10.034	-2.442	23.371	-155.495	-579.926
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	55×50	-592.02	13.198	-2.092	20.801	-135.738	-313.128
Buanderie	50×45	-128.334	-10.266	-2.782	27.379	49.716	-68.381

Poteaux circulaires :

Tab. V.4. Sollicitations dans les poteaux circulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
sous sol 1,2, RDC et 1 ^{er} étage	$(\pi \times 70^2)/4$	-2312.71	10.988	-8.005	104.003	-130.542	-961.938
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	$(\pi \times 65^2)/4$	-879.51	-44.849	-68.494	67.9431	78.98	-349.789
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	$(\pi \times 60^2)/4$	-559.83	-37.834	-67.25	56.009	60.2526	-295.141
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	$(\pi \times 55^2)/4$	-274.312	-5.907	-36.257	43.454	45.897	-62.057

V.1.3. Ferrailage des armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables. Les résultats de calcul des armatures longitudinales des différents types de poteaux sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Poteaux rectangulaires :**Tab. V.5.** Armatures longitudinales des poteaux rectangulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	A _{cal} SAP (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Sous-sol 1&2	75×70	52.5	42	4HA25+12HA20 = 57.34
RDC & 1 ^{er} étage	70×65	45.5	36.4	12HA20+4HA16 = 45.74
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65×60	39	31.2	8HA20+8HA16 = 41.21
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	60×55	33	26.4	4HA20+12HA16 = 36.70
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	55×50	27	22	12HA16+4HA14 = 30.29
Buanderie	50×45	22	18	12HA14 = 18.47

Poteaux circulaires :**Tab. V.6.** Armatures longitudinales des poteaux circulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	A _{cal} SAP (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
sous sol 1,2, RDC et 1 ^{er} étage	($\pi \times 70^2$)/4	38.485	30.787	14HA20 = 43.98
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	($\pi \times 65^2$)/4	33.183	26.546	6HA20+8HA16 = 34.93
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	($\pi \times 60^2$)/4	28.274	22.619	4HA20+8HA16 = 28.65
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	($\pi \times 55^2$)/4	23.758	19.006	12HA16 = 24.13

V.1.4.Ferrailage des armatures transversales :➤ **Exemple de calcul :**

On prend pour exemple de calcul le poteau du sous sol 1 et 2 (75×70) cm²:

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_f \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 3.06}{0.75} = 2.856 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{3.75 \times 289.57 \times 10^{-3} \times 15}{75 \times 400} = 5.429 \text{ cm}^2$$

➤ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 100 \text{ cm}$$

➤ **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = \min(20 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 2 = 30 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

➤ **Quantité d'armature minimale**

On a : $\lambda_g < 3$, d'où :

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b) = 0.8\%(10 \times 70) = 5.6 \text{ cm}^2$
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b) = 0.8\%(15 \times 70) = 8.4 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 4 cadre **HA10** = 3.14 cm^2

➤ **Résultats du calcul des armatures transversales :**

Les tableaux ci-dessous résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Poteaux rectangulaires :

Tab. V.7. Armature transversale des poteaux rectangulaires.

Niveaux	Sous sol 1et2	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	Buanderie
Section (cm ²)	75×70	70×65	70×65	65×60	60×55	55×50	50×45
ϕ_l^{\max} (cm)	2.5	2	2	2	2	1.6	1.4
ϕ_l^{\min} (cm)	2	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4
l_0 (cm)	306	408	340	340	340	340	306
l_f (cm)	214.2	285.6	238	238	238	238	214.2
λ_g	2.856	4.08	3.4	3.661	3.966	4.327	4.284
V_u (KN)	183.993	-213.351	-213.351	-222.032	-215.236	-188.532	-28.408
l_r (cm)	100	80	80	80	80	64	56
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
t' zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	3.44	4.286	4.286	4.803	5.044	4.82	0.798
A_t^{\min} (cm ²)	5.6	3.575	3.575	3.3	3.025	2.75	2.475
A_t^{adop} (cm ²)	6.28	4.59	4.59	4.02	4.02	4.02	3.02
Nombre des barres	8HA10	2HA10 +6HA8	2HA10 +6HA8	8HA8	8HA8	8HA8	6HA8

Poteaux circulaires :**Tab. V.8.** Armatures transversales des poteaux circulaires.

Niveaux	Sous sol 1et2	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage
Section (cm ²)	$(\pi \times 70^2)/4$	$(\pi \times 70^2)/4$	$(\pi \times 70^2)/4$	$(\pi \times 65^2)/4$	$(\pi \times 60^2)/4$	$(\pi \times 55^2)/4$
ϕ_l^{\max} (cm)	2	2	2	2	2	1.6
ϕ_l^{\min} (cm)	2	2	2	1.6	1.6	1.6
l_0 (cm)	306	408	340	340	340	340
l_f (cm)	214.2	285.6	238	238	238	238
λ_g	3.06	4.08	3.4	3.661	3.967	4.327
V_u (KN)	67.584	67.584	67.584	49.876	38.796	29.918
l_r (cm)	80	80	80	80	80	64
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)	1.35	1.357	1.357	1.079	0.909	0.764
A_t^{\min} (cm ²)	3.85	3.85	3.85	3.575	3.3	3.025
A_t^{adop} (cm ²)	4.71	4.71	4.71	3.58	3.58	3.14
Nombre des barres	6HA10	6HA10	6HA10	2HA10 +4HA8	2HA10 +4HA8	4HA8

Conformément aux règles du *RPA 99/version2003* et au *BAEL 91*, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}) \Rightarrow \text{ce qui est vérifiée dans ce cas.}$$

V.1.5.Vérification :**V.1.5.1.Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement) :**

Selon le BAEL (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent entre justifier 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 :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.8.4.1)}$$

A_s =Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

B_r =Section réduite du béton.

$\gamma_b=1.5$: coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité de l'acier.

α : est un coefficient réduction qui fonction de λ .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ Pour les poteaux rectangulaires

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ (i : rayon de giration) ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$\lambda = \frac{l_f}{i} = 4 \times \frac{l_f}{D}$ Pour les poteaux circulaires

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$, $I = \sqrt{\frac{\pi \times D^4}{64}}$ et $B = \pi \times \frac{D^2}{4}$

$l_f = 0.7l_0$ Longueur de flambement.

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ Pour les poteaux rectangulaires.

$B_r = \pi \times \frac{(D-2)^2}{4}$ Pour les poteaux circulaires.

A_s = Section d'armature

La vérification se fait pour chaque poteau à chaque niveau.

- **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le poteau le plus sollicités, avec les sollicitations suivantes :
 $N_d = 3498.021 \text{ KN}$

$l_f = 2.142 \text{ m} \rightarrow \lambda = 9.893 < 50 \rightarrow \alpha = 0.836$

$B_r = (0.75 - 0.02) \times (0.70 - 0.02) = 0.496 \text{ m}^2$

$N_u = 0.836 \times \left[\frac{0.496 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{57.34 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 7680.482 \text{ KN}$

$N_d = 3498.021 \text{ KN} < N_u = 7680.482 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

Les autres résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.9. Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveau		Section (cm ²)	<i>l</i> ₀ (m)	<i>l</i> _f (m)	λ	α	<i>A</i> _s (cm ²)	<i>B</i> _r (m ²)	<i>N</i> _d (KN)	<i>N</i> _u (KN)	Observation
Sous sol1 et2	PR	75×70	3.06	2.14	9.893	0.836	57.34	0.496	3498.02	7680.482	Vérifiée
	PC	($\pi \times 70^2$)/4			12.24	0.829	43.98	0.726	2312.71	11146.71	
RDC	PR	70×65	4.08	2.85	14.103	0.823	45.74	0.428	2571.75	6524.346	Vérifiée
	PC	($\pi \times 70^2$)/4			16.285	0.814	43.98	0.726	1919.76	10945.02	
1 ^{er} étage	PR	70×65	3.4	2.38	11.777	0.831	45.74	0.428	2200.09	6587.766	Vérifiée
	PC	($\pi \times 70^2$)/4			13.6	0.825	43.98	0.726	1757.98	11092.92	
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	PR	65×60	3.4	2.38	12.683	0.828	41.21	0.365	1847.45	5597.853	Vérifiée
	PC	($\pi \times 65^2$)/4			14.646	0.821	34.93	0.623	848.69	9472.904	
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	PR	60×55	3.4	2.38	13.740	0.824	36.7	0.307	1192.05	4685.644	Vérifiée
	PC	($\pi \times 60^2$)/4			15.866	0.816	28.65	0.528	554.39	7979.479	
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	PR	55×50	3.4	2.38	14.990	0.819	30.29	0.254	586.74	3853.196	Vérifiée
	PC	($\pi \times 55^2$)/4			17.309	0.810	24.13	0.441	274.31	6615.679	
Buanderie		50×45	3.06	2.14	14.840	0.820	18.47	0.206	46.42	3128.674	Vérifiée

PR : Poteau rectangulaire

PC : Poteau circulaire

On remarque bien que *N*_d < *N*_u pour tous les niveaux de cette structure, donc il n’y pas de risque de flambement.

V.1.5.2. Vérification des contraintes de compression :

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 :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$B = b \times h + 15(A + A')$$

(section homogène).

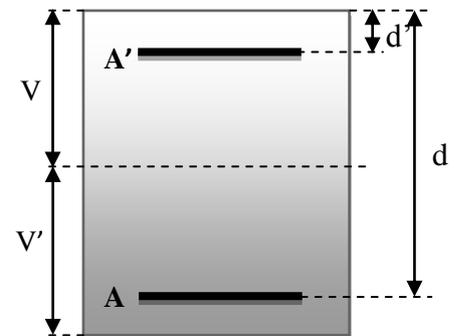


Fig. V.2. Section d’un poteau.

$$M_G^{ser} = M^{ser} - \left(\frac{h}{2} - V \right); \quad V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{B} \quad \text{et } V' = h - V$$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci dessous:

Poteaux rectangulaires :

Tab. V.10. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux rectangulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy'} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc1} (MPa)	σ _{bc2} (MPa)	σ _{bc} (MPa)
Sous-sol 1&2	75×70	70	57.34	42.075	32.925	0.032	2537.229	2.681	5.69	2.94	15
RDC & 1 ^{er} étage	70×65	65	45.74	38.931	31.069	0.023	1873.038	0.137	4.77	2.62	15
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65×60	60	41.21	36.262	28.738	0.017	1345.66	1.996	4.05	2.12	15
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	60×55	55	36.7	33.574	26.426	0.012	868.768	7.244	3.25	1.46	15
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	55×50	50	30.29	30.69	24.31	0.008	428.457	9.320	2.12	0.71	15
Buanderie	50×45	45	18.47	27.193	22.807	0.005	34.549	5.353	0.42	-0.11	15

Poteaux circulaires :

Tab. V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux circulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy'} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc1} (MPa)	σ _{bc2} (MPa)	σ _{bc} (MPa)
S-sol 1&2 +RDC&1 ^{er}	π×35 ²	65	43.98	28.53	6.46	0.0142	1674.52	7.719	1.701	4.170	15
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	π×32.5 ²	60	34.93	26.05	6.44	0.0099	616.98	4.5882	0.682	1.834	15
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	π×30 ²	55	28.65	23.83	6.16	0.0069	402.95	4.0453	0.521	1.422	15
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	π×27.5 ²	50	24.13	21.80	5.69	0.0048	199.37	4.3674	0.411	0.811	15

V.1.5.3. Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99/Version2003 (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 : $\tau_{bu} < \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 ; \\ \rho_d = 0.04 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ et } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Avec : τ_{bu} est la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton.

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. V.12. Vérification des contraintes tangentielles.

Niveaux		Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
Sous sol1 et2	PR	75×70	214	2.856	0.04	70	183.993	0.375	1	Vérifiée
	PC	($\pi \times 70^2$)/4		3.06		65	67.584	0.148		
RDC	PR	70×65	286	4.08	0.04	65	213.351	0.504	1	Vérifiée
	PC	($\pi \times 70^2$)/4					67.584	0.148		
1 ^{er} étage	PR	70×65	238	3.4	0.04	65	213.351	0.504	1	Vérifiée
	PC	($\pi \times 70^2$)/4					67.584	0.148		
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	PR	65×60	238	3.661	0.04	60	222.032	0.616	1	Vérifiée
	PC	($\pi \times 65^2$)/4					49.876	0.127		
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	PR	60×55	238	3.966	0.04	55	215.236	0.711	1	Vérifiée
	PC	($\pi \times 60^2$)/4					38.796	0.117		
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	PR	55×50	238	4.327	0.04	50	188.532	0.754	1	Vérifiée
	PC	($\pi \times 55^2$)/4					29.918	0.108		
Buanderie		50×45	50×45	4.284	0.04	45	28.408	0.140	1	Vérifiée

PR : Poteau rectangulaire

PC : Poteau circulaire

On remarque que la condition exigée par le RPA99/Version2003 sur les sollicitations tangentielle est vérifiée pour tous les étages.

V.1.6. Disposition constructive des poteaux :

- **Longueur de recouvrement** : L_r

Soit L_r la longueur de recouvrement telle que : $L_r \geq 40 \times \phi$

$$\phi_l = 14mm \Rightarrow L_r \geq 56cm, \text{ soit : } L_r = 60cm$$

$$\phi_l = 16mm \Rightarrow L_r \geq 64cm, \text{ soit : } L_r = 65cm$$

$$\phi_l = 20mm \Rightarrow L_r \geq 80cm, \text{ soit : } L_r = 80cm$$

$$\phi_l = 25mm \Rightarrow L_r \geq 100cm, \text{ soit : } L_r = 100cm$$

• Schéma de ferrillage :

Poteau rectangulaire :

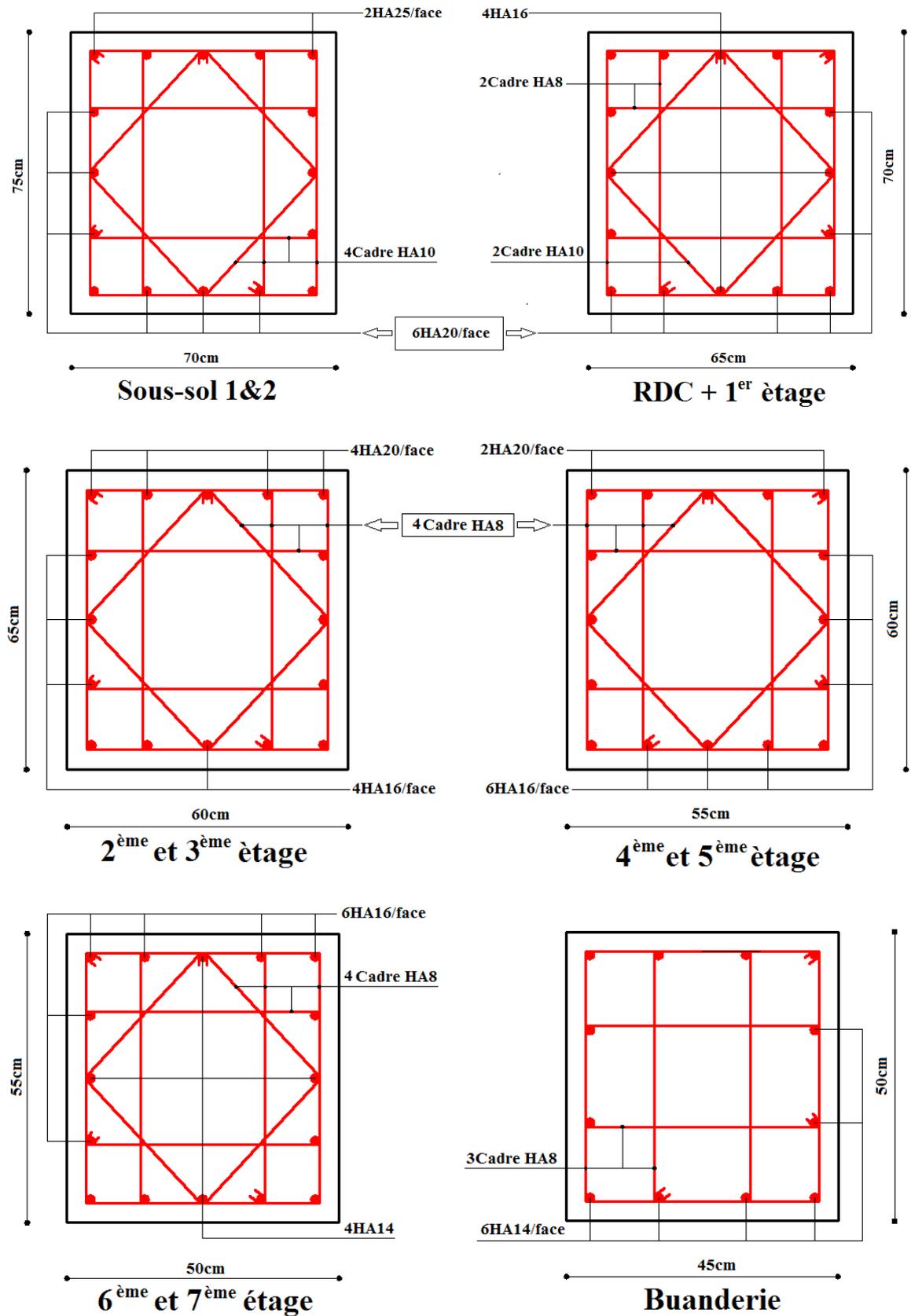


Fig. V.3. Schéma de ferrillage des poteaux rectangulaires.

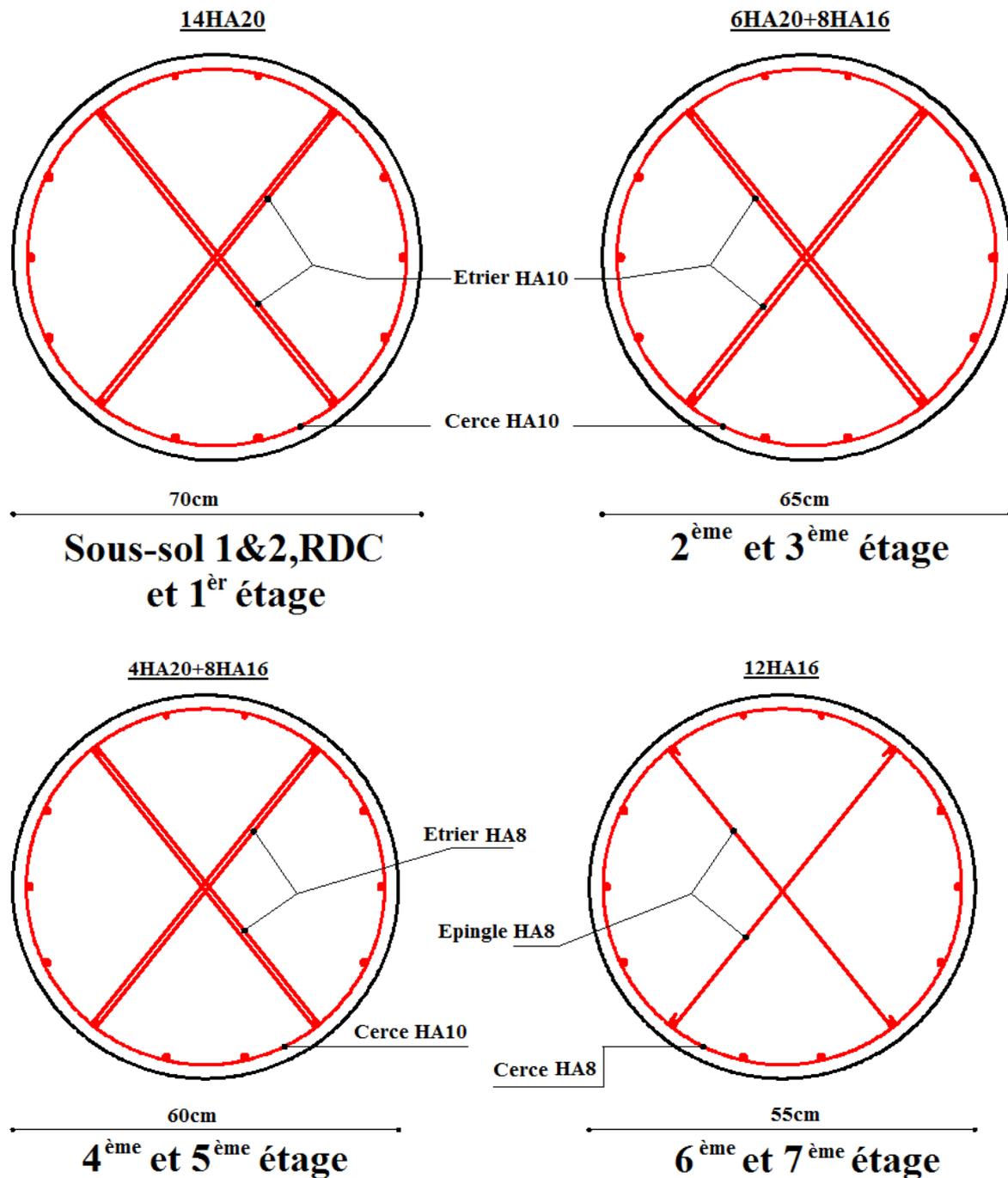
Poteau circulaire :

Fig. V.4. Schéma de ferrailage des poteaux circulaires.

V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. On distingue deux types de poutres :

Les poutres principales (45×50) cm² qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires (40×45) cm² qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions donnée par le RPA99/Version2003 et celle donnée par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \\ G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{RPA99(Article5.2)}$$

V.2.1.Recommandation du RPA99/V2003 :

a) Armature longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section total du béton, c'est à dire $A_t^{\min} = 0.5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ en Zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieurs et inferieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué a 90%.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Armature transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times s_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1\right) \text{ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées}$$

sont nécessaires. $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre ϕ est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99/V2003 :

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.13. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/v2003.

Poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Z. recouvrement
Principale	40×50	10	80	120
Secondaire	40×45	09	72	108

V.2.3. Sollicitations de calculs :

Les résultats de calcul des sollicitations sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.14. Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)
Sous-sol	79.508	-154.316	188.702	34.93	-41.523	49.124
Etages courants	85.073	-113.372	132.412	69.638	-78.907	74.204
Terrasse accessible	77.019	-132.184	164.309	64.062	-72.223	71.528

V.2.4. Ferrailage des armatures longitudinales :

Les calculs de ferrailage des poutres sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.15. Armatures longitudinales des poutres.

Niveaux	Type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Sous sol	P. Principales	50×40	Appuis	9.663	10	3HA16+3HA14 = 10.65
			travées	7.668		3HA16+3HA14 = 10.65
	P. Secondaires	45×40	Appuis	8.808	9	3HA16+2HA14 = 9.11
			travées	7.187		3HA16+2HA14 = 9.11
Etage courant	P. Principales	50×40	Appuis	9.386	10	3HA16+3HA14 = 10.65
			travées	7.595		3HA16+3HA14 = 10.65
	P. Secondaires	45×40	Appuis	9.129	9	3HA16+2HA14 = 9.11
			travées	7.314		3HA16+2HA14 = 9.11
Terrasse accessible	P. Principales	50×40	Appuis	8.737	10	3HA16+3HA14 = 10.65
			travées	5.828		3HA16+3HA14 = 10.65
	P. Secondaires	45×40	Appuis	5.853	9	3HA16+2HA14 = 9.11
			travées	6.733		3HA16+2HA14 = 9.11

- **Longueur de recouvrement :**

Soit L_r la longueur de recouvrement Telle que : $L_r \geq 40 \times \phi$

$$\phi_l = 14\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 56\text{cm}, \text{ soit : } L_r = 60\text{cm}$$

$$\phi_l = 16\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 64\text{cm}, \text{ soit : } L_r = 65\text{cm}$$

V.2.5.Ferrailage des armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales :**

Soit ϕ_l le diamètre des armatures transversales avec : $\phi_l \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

Poutre principales :

$$\phi_l \leq \min\left(14, \frac{500}{35}; \frac{400}{10}\right) = \min(14; 14.28; 40) \text{ Donc on prend } \phi_l = 10\text{mm}$$

Poutre secondaires :

$$\phi_l \leq \min\left(14, \frac{450}{35}; \frac{400}{10}\right) = \min(14; 12.85; 40) \text{ Donc on prend } \phi_l = 10\text{mm}$$

Donc on prend 4HA10 = 3.14 cm² (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

- **Espacement des armatures transversales :**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}\right)$

Poutre principales : $S_t \leq \min(12.5; 14.4) \Rightarrow$ Soit : $S_t = 10\text{cm}$

Poutre secondaires : $S_t \leq \min(11.25; 14.4) \Rightarrow$ Soit : $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $S_t \leq h/2$

Poutre principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm} \Rightarrow$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Poutre secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm} \Rightarrow$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$

- **Section minimale d'armature transversale :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 2.25\text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

V.2.6. Vérification :• **Vérification à l'ELU :****Condition de non fragilité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 2.27 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 2.02 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}, FPN \Rightarrow \overline{\tau_{bu}} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Le calcul des poutres de différent niveau est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.16. Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	188.702	1.003	Vérifiée
Poutres secondaires	74.204	0.442	Vérifiée

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

- en appui de rives : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. V.17. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²) Appui	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Poutres principales	10.65	188.702	154.316	5.425	-5.063	Vérifiée
Poutres secondaires	9.11	74.204	78.907	2.133	-3.868	Vérifiée

• **Vérification a L'ELS :**

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

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

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

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

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.18. Vérification de la contrainte limite de béton à L'ELS.

Poutres	Eléments	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Principales	Appui	108.936	15.789	208097.773	8.265	15	Vérifiée
	Travée	61.52	15.789	208097.773	4.666	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	57.886	13.864	143707.6	5.584	15	Vérifiée
	Travée	51.043	13.864	143707.6	4.249	15	Vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Poutre principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{50}{520} = 0.096 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(1) \\ \frac{50}{520} = 0.096 \geq \frac{0.75}{10} = 0.075 \dots\dots\dots(2) \\ \frac{13.44}{40 \times 47} = 0.0071 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Poutre secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{45}{500} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(1) \\ \frac{45}{500} = 0.09 \geq \frac{0.75}{10} = 0.075 \dots\dots\dots(2) \\ \frac{13.44}{40 \times 42} = 0.008 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Vérification des zones nodales :**

Selon le RPA99/Version2003 (Article 7.6.2)

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majoration de 1,25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

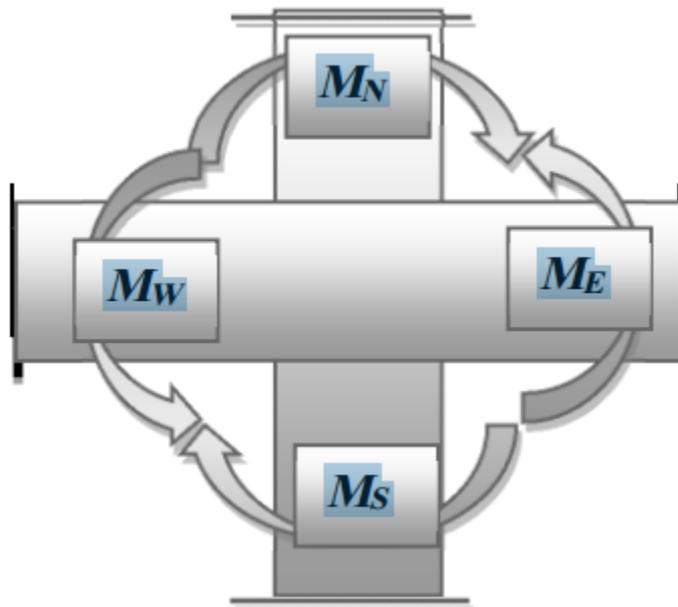


Fig. V.5. Schéma de la zone nodale.

- **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $Z = 0.9 \times h$

h : la hauteur de la section.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Poteaux rectangulaires :

Tab. V.19. Moments résistant dans les poteaux rectangulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	Mr (KN.m)
Sous sol 1 et 2	70×75	67.5	57.34	1346.243
RDC+1 ^{er} étage	65×70	63	45.74	1002.302
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	60×65	58.5	41.21	838.533
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	55×60	54	36.70	689.321
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50×55	49.5	30.29	521.514
Buanderie	45×50	45	18.47	289.095

Poteaux circulaires :

Tab. V. 20. Moments résistant dans les poteaux circulaires.

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	Mr (KN.m)
sous sol 1,2, RDC et 1 ^{er} étage	$(\pi \times 70^2)/4$	63	43.98	963.735
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	$(\pi \times 65^2)/4$	58.5	34.93	710.749
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	$(\pi \times 60^2)/4$	54	28.65	538.121
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	$(\pi \times 55^2)/4$	49.5	24.13	415.455

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.21. Moments résistant dans les poutres.

	section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Poutre principale	(40×50)	45	10.65	166.779
Poutre secondaire	(40×45)	40.5	9.11	128.396

Vérification :

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$ sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Avec :

PR : Poteau rectangulaire ;
PC : Poteau circulaire ;

PP : Poutre principale.
PS : Poutre secondaire.

Tab. V.22. Vérification de la zone nodale.

Niveaux	Poteau	Poutre	M _S (KN.m)	M _N (KN.m)	M _W = M _E (KN.m)	M _N +M _S (KN.m)	1.25 (M _W +M _E) (KN.m)	Vérification
Sous-sol 1	PR	PP	1346.243	1346.243	166.779	2692.486	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
	PC	PP	963.735	963.735	166.779	1927.47	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
Sous-sol 2	PR	PP	1346.243	1002.302	166.779	2348.545	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
	PC	PP	963.735	963.735	166.779	1927.47	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
RDC	PR	PP	1002.302	1002.302	166.779	2004.604	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
	PC	PP	963.735	963.735	166.779	1927.47	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
1 ^{er} étage	PR	PP	1002.302	838.533	166.779	1840.835	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
	PC	PP	963.735	710.749	166.779	1674.484	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
2 ^{ème} étage	PR	PP	838.533	838.533	166.779	1677.066	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
	PC	PP	710.749	710.749	166.779	1421.498	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
3 ^{ème} étage	PR	PP	838.533	689.321	166.779	1527.854	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
	PC	PP	710.749	538.121	166.779	1248.87	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
4 ^{ème} étage	PR	PP	689.321	689.321	166.779	1378.642	416.9475	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
	PC	PP	538.121	538.121	166.779	1076.242	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
5 ^{ème} étage	PR	PP	689.321	521.514	166.779	1210.835	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
	PC	PP	538.121	415.455	166.779	953.576	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
6 ^{ème} étage	PR	PP	521.514	521.514	166.779	1043.028	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
	PC	PP	415.455	415.455	166.779	830.91	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
7 ^{ème} étage	PR	PP	521.514	289.095	166.779	810.609	416.947	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée
	PC	PP	415.455	415.455	166.779	830.91	416.9475	Vérifiée
		PS			128.396		320.99	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poteaux et non pas dans les Poteaux.

- Exemple de ferrailage d'une poutre principale :

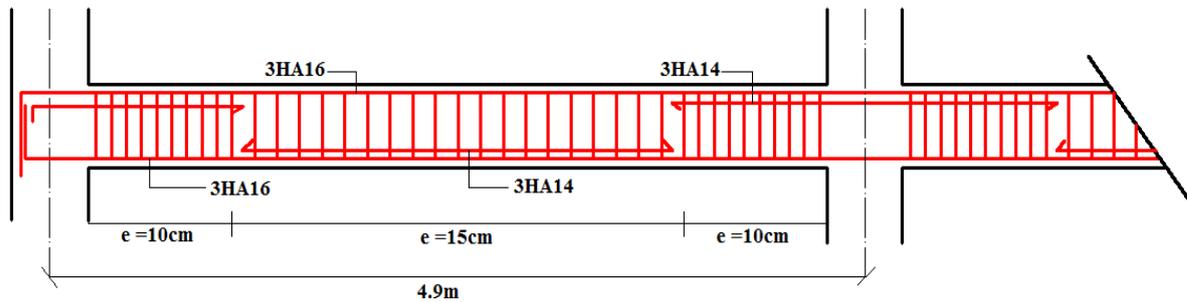


Fig. V.6. Disposition constructive des armateurs dans les poutres.

V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres :

On a le même ferrailage pour tous les niveaux

Poutres principales :

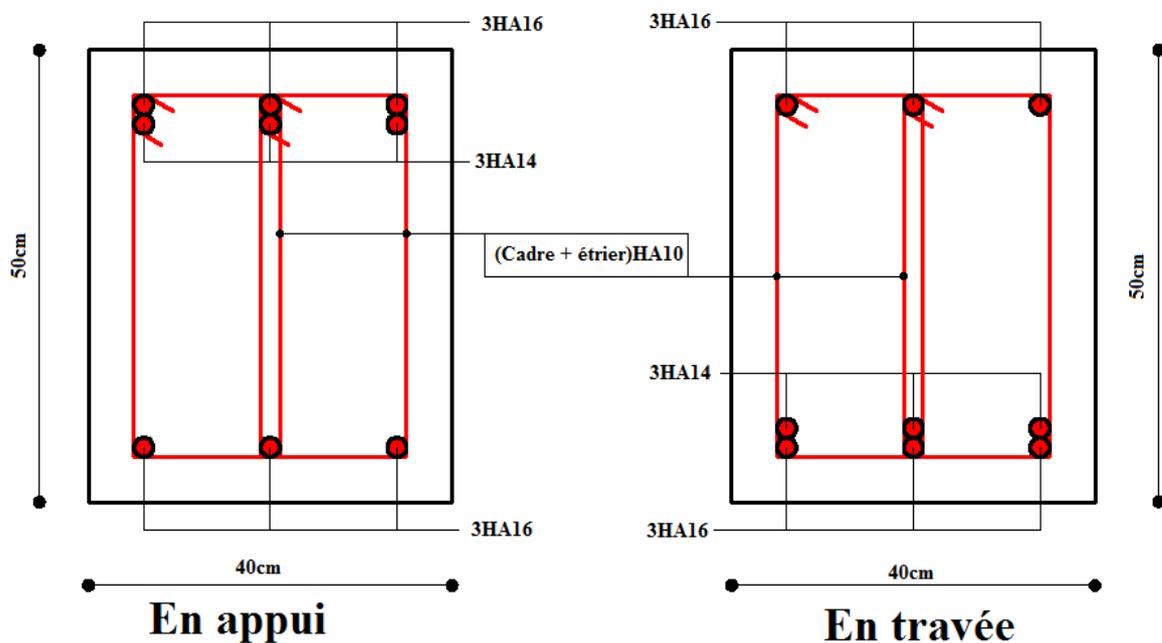


Fig. V.7. Schéma de ferrailage des poutres principales.

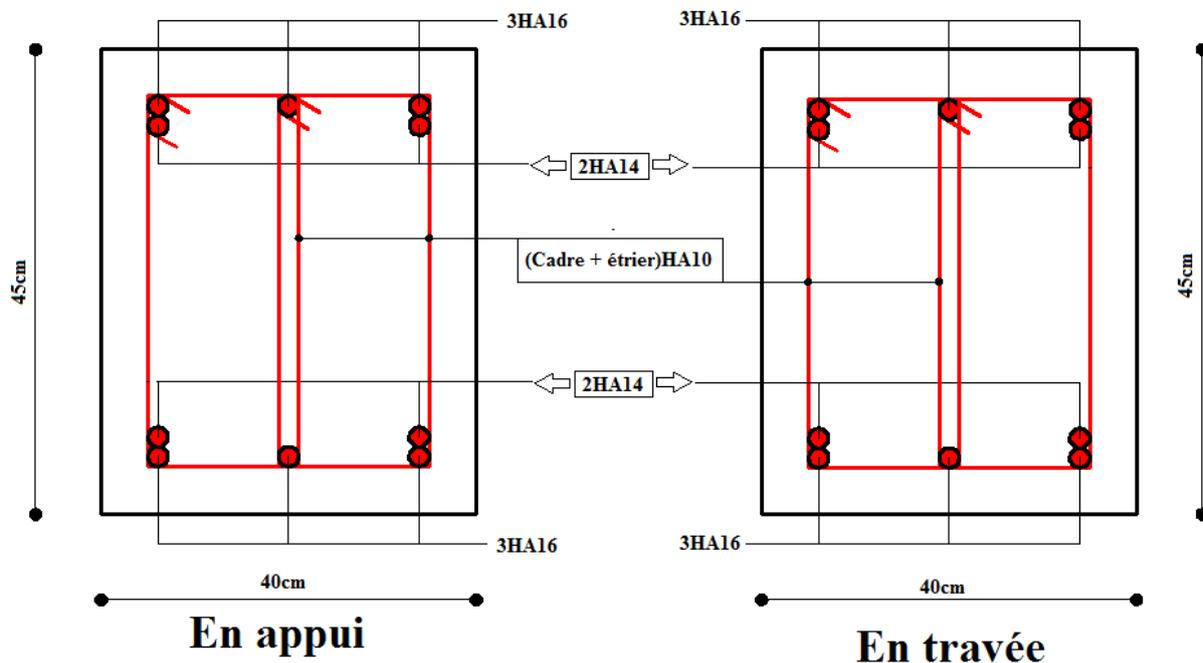
Poutres secondaires :

Fig. V.8. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

Remarque : le ferrailage des poutres secondaires est symétrique... RPA 99 Article (7.5.2.1)

V.3. Etude des voiles :

Le RPA99/Version 2003 (article 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).

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis au voiles habituellement par les plancher qui jouent un rôle de diaphragme. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Le voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- Voiles élancés $\frac{h}{l} > 1.5$; Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ✓ Rupture par flexion.

- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailrages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP 2000/V14.2.2 dans l'ordre suivant :

$$\left\{ \begin{array}{lll} 1.35G+1.5Q & ; & G+Q+E & ; & 0.8G+E \\ G+Q & ; & G+Q-E & ; & 0.8G-E \end{array} \right.$$

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticale et horizontale.

Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.3.1.Recommandation du RPA 99/V2003 :

a) Les armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec L_f longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

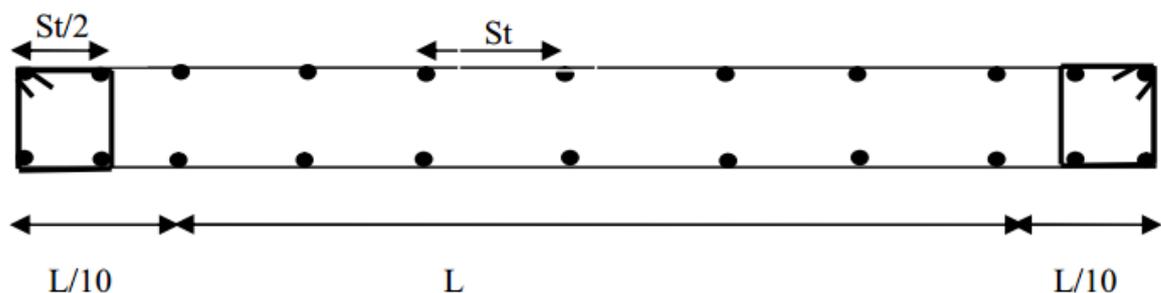


Fig. V.9. Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$.

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Les règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimal d’armatures est de :

$A_{min} = 0.15\% \times b \times h$ Dans la zone extrême de voile

$A_{min} = 0.10 \times b \times h$ Dans la zone courante du voile.

- Le diamètre des barres (à l’exception des zones d’about) ne devrait pas dépasser 1 /10 de l’épaisseur du voile.
- L’espace $S_r = \min(1.5 \times \alpha; 30cm)$ avec : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d’armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales a :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts et possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l’action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2. Disposition des voiles :

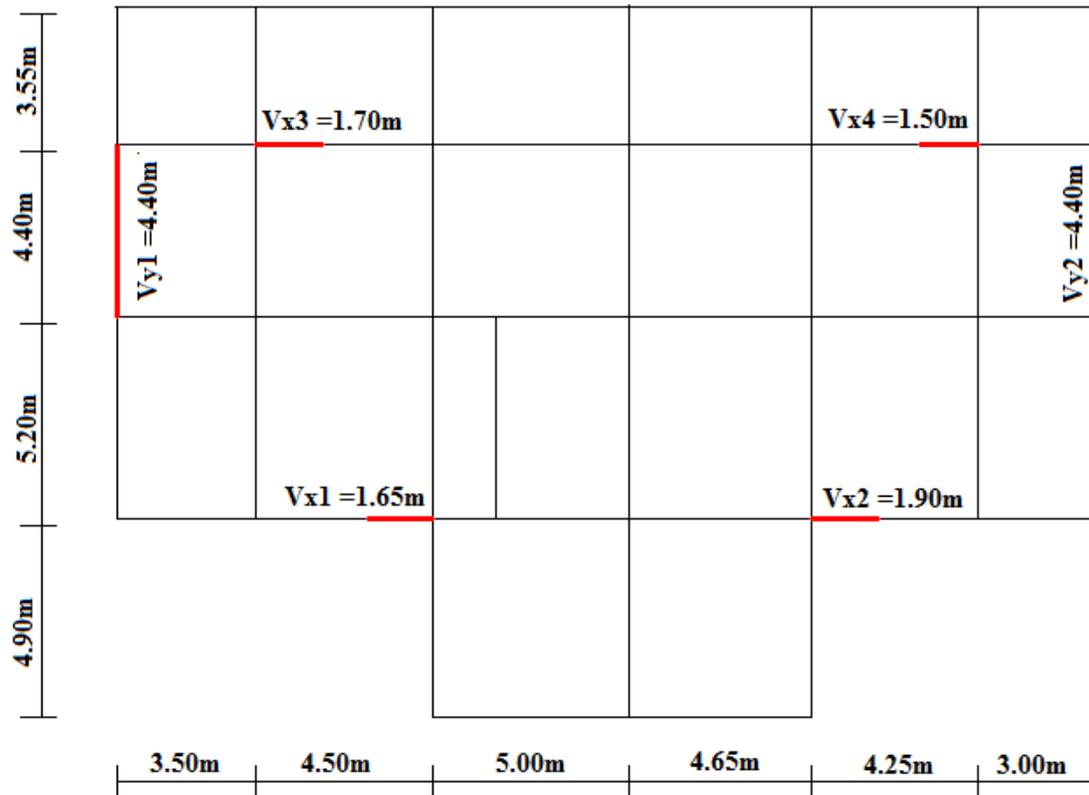


Fig. V.10. Schéma de répartition des voiles.

V.3.2. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles :

Les sollicitations dans les voiles sont extraites du logiciel SAP 2000 /V14.2.2.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Sens x-x :

Tab. V.23. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1.65\text{m}$ à tous les niveaux.

	Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
V_{x1}	Sous sol 1 et 2	2016.964	871.447	871.447	2016.964	-165.629	-850.941	334.103
	RDC+1 ^{er} étage	1337.85	41.114	695.753	1187.556	444.853	-652.482	308.839
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1111.71	29.657	397.054	897.34	370.347	-238.367	256.71
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	819.876	52.105	302.193	693.601	199.608	-118.413	212.272
	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	466.903	60.863	171.669	452.565	29.029	17.199	140.511

Tab. V.24. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=1.75\text{m}$ à tous les niveaux.

	Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
V_{x2}	Sous sol 1 et 2	1861.08	959.817	-988.129	244.176	-113.761	-980.667	372.045
	RDC+1 ^{er} étage	1255.691	-20.6887	-777.732	805.15	399.011	-349.468	342.997
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1041.377	-5.8454	-416.818	383.391	312.019	-307.927	272.328
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	766.233	-20.121	-296.170	441.535	169.073	-185.743	215.268
	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	437.972	-27.763	-148.584	201.074	25.746	-111.270	133.236

Tab. V.25. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x3}=1.70\text{m}$ à tous les niveaux.

	Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
V_{x3}	Sous sol 1 et 2	1717.54	918.645	-933.488	141.016	-167.231	-928.8755	347.494
	RDC+1 ^{er} étage	1064.475	26.966	699.157	873.83	344.298	-231.222	302.569
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	861.449	45.916	296.640	776.889	218.103	-154.568	194.355
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	632.606	58.4613	228.547	619.165	86.545	-69.203	167.116
	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	412.784	130.529	130.529	412.784	2.311	-48.978	114.776

Tab. V.26. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x4}=1.50\text{m}$ à tous les niveaux.

	Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
V_{x4}	Sous sol 1 et 2	1530.786	728.186	728.186	1530.786	-222.924	-721.679	290.994
	RDC+1 ^{er} étage	889.049	-15.583	-580.336	475.004	277.87	-579.731	257.444
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	737.809	41.456	-342.813	443.562	218.103	-154.568	215.542
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	529.122	-61.502	190.616	379.083	81.427	-158.687	180.459
	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	343.645	62.964	-158.273	90.734	-1.754	-83.852	122.632

Sens y-y :

Tab. V.27. Sollicitations maximales dans le voile $V_y=4.40\text{m}$ à tous les niveaux.

	Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
V_y	Sous sol 1 et 2	4184.298	960.349	15259.166	2389.391	1736.622	-13204.923	1927.453
	RDC+1 ^{er} étage	3506.973	613.992	12955.502	2785.882	1411.009	-10201.191	1956.007
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	2795.854	456.600	8991.117	2207.804	1129.982	-6204.771	1314.428
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1514.47	243.947	3077.031	1150.451	157.639	-250.998	552.811
	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	1090.345	199.732	1775.624	818.034	283.194	-29.843	539

V.3.4. Ferrailage des voiles :

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000/V14.2.2 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

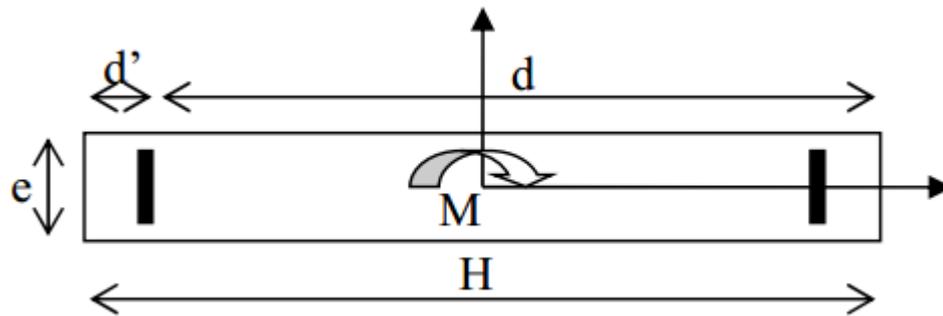


Fig. V.11. Schéma d'un voile plein.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times L)$.

A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans la zone tendue.

$$A_v^{\min} / \text{ten} = 0.2\% \times b \times L_t$$

A_v^{\min} / comp : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$$A_v^{\min} / \text{comp} = 0.1\% \times b \times L_c$$

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement entre armatures.

$A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$ Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

A_h^{cal} : Section d'armature horizontale calculée.

A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.

N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.

L_t : Longueur de la zone tendue.

- **Exemple de ferrailage :**

On va exposer un seul exemple de calcul $V \times l = 1.65\text{m}$ de sous-sol et les autres seront résumés dans les tableaux.

- **Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :**

- a) **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 tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99/V2003.

$$L = 1.65\text{m}, d = 1.60\text{ m}, e = 0.2\text{ m}.$$

$$N_{\max} = 2016.964 \text{ KN (Compression)}, M_{\text{Cor}} = 871.447 \text{ KN.m (Combinaison G+Q+E x)}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.432 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0.825 \text{ m} \Rightarrow \text{(Le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (1).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M + N \times (d \times h / 2) = 871.447 + 2016.964 \times (1.6 \times 1.65 / 2) = 3533.839 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times 1.65 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 1.65 \times 18.47 = 3.142 \text{ MN.m}$$

$$[2016.964 \times (1.6 - 0.05) - 3533.839] \times 10^{-3} = -0.407 \text{ MN.m}$$

(1) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.373$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B ; } \xi_{st} = 3.5 \text{ ‰} \left(\frac{1-a}{a} \right)$$

$$a = 0.621, Z = 1.202 \text{ m, } \xi_{st} = 3.5 \text{ ‰} \left(\frac{1-0.621}{0.621} \right) = 2.136 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.373 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow A_l = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = 73.49 \text{ cm}^2 ; A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 73.49 - \frac{2016.964 \times 10^{-3}}{400} = 23.065 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V x1 aux niveaux de deux sol.

$$A_v / \text{face} = 23.065 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :**

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{2016.964 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.65} + \frac{871.447 \times 10^{-3}}{0.0748} \times 0.825 = 15.723 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{2016.964 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.65} - \frac{871.447 \times 10^{-3}}{0.0748} \times 0.825 = -3.499 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{3.499 \times 1.65}{3.499 + 15.723} = 0.3 \text{ m}$$

b) Armatures horizontales :

Elle se calcule selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e} ; V_{\max} = 334.103 \text{ KN} ; \tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 334.103 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.6} = 1.461 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit : } S_h = 0.15 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.372 \text{ cm}^2$$

• Les vérifications nécessaires :

Vérification au Cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit :

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.461 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 5 \text{ MPa}$$

Vérification des sections minimales :

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 1.2 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA99/V2003).}$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 3.864 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 \times L_t) = 2.1 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA99/V2003).}$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 4.95 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA99/V2003).}$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{v(ZT)} = 23.065 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA16 + 4HA20 = 24.63 cm²..... (Schéma ferrailage **Fig.V.12**).

Les résultats de calcul des différents voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Tab. V.28. ferrailage le voile $V_{x1}=1.65\text{m}$ sur toute la hauteur.

Niveaux	Sous-sol 1&2	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M(KN.m)	871.447	41.114	41.114	29.657	52.105	60.863
N(KN)	2016.964	1337.85	1337.85	1111.71	819.876	466.903
V(KN)	334.103	308.839	308.839	256.71	212.272	140.511
Section	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
τ_u (MPa)	1.461	1.456	1.456	1.21	1.001	0.662
$A_{v\text{ cal}}/\text{face}$ (cm ²)	23.065	17.658	17.658	14.57	11.433	7.22
$A_{v\text{ min}}/\text{face}$ (cm ²)	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95
A_v adopté/face (cm ²)	6HA16+ 4HA20 = 24.63	6HA16+ 4HA14 = 18.22	6HA16+ 4HA14 = 18.22	10HA14 = 15.39	6HA14+ 4HA12 = 13.76	10HA10 = 7.85
S_t (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
$A_h\text{ cal}/\text{face}$ (cm ²)	1.372	1.82	1.82	1.51	1.25	0.83
$A_h\text{ min}/\text{face}$ (cm ²)	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95
A_h adopté/face (cm ²)	12HA10 = 9.42	16HA8 = 8.04	13HA8 = 6.53	13HA8 = 6.53	13HA8 = 6.53	13HA8 = 6.53
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25

Tab. V.29. ferrailage le voile $V_{x2} = 1.75\text{m}$ sur toute la hauteur.

Niveaux	Sous-sol 1&2	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M(KN.m)	959.817	-20.6887	-20.6887	-5.8454	-20.121	-27.763
N(KN)	1861.08	1255.691	1255.691	1041.377	766.233	437.972
V(KN)	372.045	342.997	342.997	272.328	215.268	133.236
Section	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
τ_u (MPa)	1.578	1.524	1.524	1.210	0.957	0.592
$A_{v\text{ cal}}/\text{face}$ (cm ²)	23.803	16.139	16.139	13.142	10.009	6.07
$A_{v\text{ min}}/\text{face}$ (cm ²)	1.52	5.52	5.52	5.52	5.52	5.52
A_v adopté/face (cm ²)	12HA16 = 24.13	12HA14 = 18.47	12HA14 = 18.47	12HA12 = 13.57	6HA12+ 6HA10 = 11.5	12HA10 = 9.42
S_t (cm)	Extrémité	8	8	8	8	8
	Milieu	20	20	20	20	20
$A_h\text{ cal}/\text{face}$ (cm ²)	1.479	1.91	1.91	1.51	1.2	0.74
$A_h\text{ min}/\text{face}$ (cm ²)	5.52	5.52	5.52	5.52	5.52	5.52
A_h adopté/face (cm ²)	12HA8 = 6.03	16HA8 = 8.04	13HA8 = 6.53	13HA8 = 6.53	13HA8 = 6.53	13HA8 = 6.53
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25

Tab. V.30. Ferrailage du voile $V_{x3}=1.70\text{m}$ sur toute la hauteur.

Niveaux	Sous-sol 1&2	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M(KN.m)	918.645	26.966	26.966	45.916	58.4613	130.529
N(KN)	1717.54	1064.475	1064.475	861.449	632.606	412.784
V(KN)	347.494	302.569	302.569	194.355	167.116	114.776
Section	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C
τ_u (MPa)	1.474	1.384	1.384	0.889	0.765	0.525
$A_{v \text{ cal}}/\text{face}$ (cm ²)	20.81	13.901	13.901	11.781	9.197	8.563
$A_{v \text{ min}}/\text{face}$ (cm ²)	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1
A_v adopté/face (cm ²)	9HA16+ 2HA14 = 21.18	4HA14+ 7HA12 = 14.08	4HA14+ 7HA12 = 14.08	11HA12 = 12.44	4HA12+ 7HA10 = 10.02	11HA10 = 8.64
S_t (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	18	18	18	18	18
$A_h \text{ cal}/\text{face}$ (cm ²)	1.38	1.73	1.73	1.11	0.96	0.66
$A_h \text{ min}/\text{face}$ (cm ²)	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1
A_h adopté/face (cm ²)	12HA8 = 6.03	16HA8 = 8.04	13HA8 = 6.53	13HA8 = 6.53	13HA8 = 6.53	13HA8 = 6.53
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25

Tab. V.31. Ferrailage du voile $V_{x4}=1.5\text{m}$ sur toute la hauteur.

Niveaux	Sous-sol 1&2	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M(KN.m)	728.186	-15.583	-15.583	41.456	-61.502	62.964
N(KN)	1530.786	889.049	889.049	737.809	529.122	343.645
V(KN)	290.994	257.444	257.444	215.542	180.459	122.632
Section	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
τ_u (MPa)	1.404	1.335	1.335	1.118	0.935	0.636
$A_{v \text{ cal}}/\text{face}$ (cm ²)	12.68	11.503	11.503	10.259	8.152	5.87
$A_{v \text{ min}}/\text{face}$ (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
A_v adopté/face (cm ²)	4HA12+ 6HA14 = 13.76	4HA14+ 6HA12 = 12.95	4HA14+ 6HA12 = 12.95	10HA12 = 11.31	4HA12+ 6HA10 = 9.23	10HA10 = 7.85
S_t (cm)	Extrémité	8	8	8	8	8
	Milieu	18	18	18	18	18
$A_h \text{ cal}/\text{face}$ (cm ²)	1.316	1.67	1.67	1.4	1.17	0.78
$A_h \text{ min}/\text{face}$ (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
A_h adopté/face (cm ²)	12HA8 = 6.03	16HA8 = 8.04	13HA8 = 6.53	13HA8 = 6.53	13HA8 = 6.53	13HA8 = 6.53
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25

Tab. V.32. Ferrailage du voile $V_{y1} = 4.4$ m sur toute la hauteur.

Niveaux	Sous-sol 1&2	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M(KN.m)	960.349	613.992	613.992	456.600	243.947	199.732
N(KN)	4184.298	3506.973	3506.973	2795.854	1514.47	1090.345
V(KN)	1927.453	1956.007	1956.007	1314.428	552.811	539
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
τ_u (MPa)	3.407	3.458	3.458	2.323	0.977	0.953
$A_{v\text{ cal}}/\text{face}$ (cm ²)	60.489	49.07	49.07	38.84	21.01	15.332
$A_{v\text{ min}}/\text{face}$ (cm ²)	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2
A_v adopté/face (cm ²)	16HA20+ 6HA16 = 62.33	16HA16+ 6HA20 = 51.02	16HA16+ 6HA20 = 51.02	16HA16+ 6HA14 = 41.41	16HA12+ 6HA10 = 22.81	18HA10+ 4HA12 = 18.66
S_t (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
$A_h\text{ cal}/\text{face}$ (cm ²)	4.26	4.32	4.32	2.9	1.22	1.19
$A_h\text{ min}/\text{face}$ (cm ²)	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2
A_h adopté/face (cm ²)	12HA12 = 13.57	10HA10+ 6HA12 = 14.64	7HA12+ 7HA10 = 13.42	7HA12+ 7HA10 = 13.42	7HA12+ 7HA10 = 13.42	7HA12+ 7HA10 = 13.42
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25

Avec :

S.P.C : Section Partiellement Comprimée

S.E.C : Section Entièrement Comprimée

Exemples de schéma de ferrailage du voile ($V_{x1} = 1.65$ m) Sous-sol 1&2 :

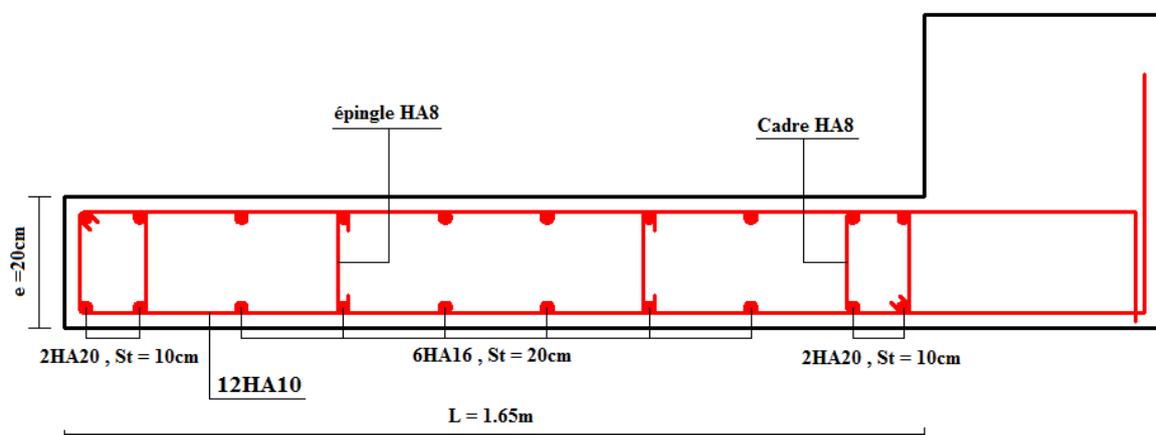


Fig. V.12. Schéma de ferrailage du voile V_{x1} .

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.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés avec le logiciel SAP 2000/V14.2.2.

Les poutres sont ferrillées avec le minimum du RPA.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par le SAP 2000/V14.2.2.

Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA99/V2003 et du BAEL91.

Chapitre VI

Etude

des fondations

Introduction

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elle constitue un ensemble rigide capable à répondre aux fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise.
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structurale.

VI.1. 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 du bon sol.

Pour le choix de type des fondations, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filante et le radier générale et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le rapport de sol établie par le laboratoire la contrainte de sol et de 1.3 bar.

D'après le **RPA99/V2003(Article10.1.4.1)** les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q \pm E \qquad 0.8 \times G \pm E$$

VI.2. Eudes des fondations :

1. Vérification de la semelle isolée :

Les poteaux étant de section rectangulaire, donc on choisit des semelles rectangulaires la

vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

Avec :

N : L'effort normal agissant calculé selon les combinaisons Obtenu par le logiciel SAP2000/V14.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol} = 1.3bar$: Contrainte admissible du sol.

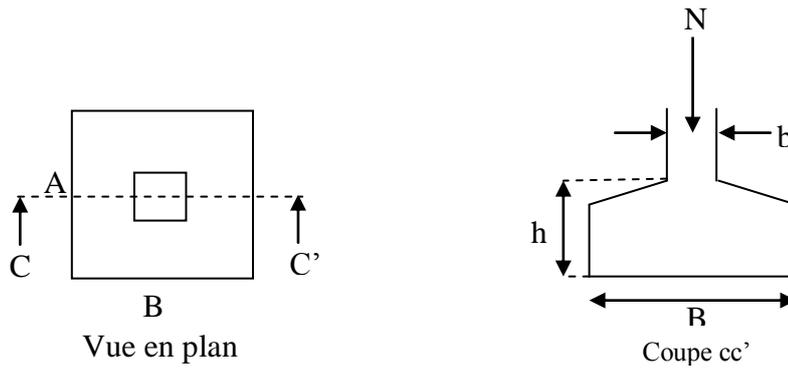


Fig.VI .1. Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a×b), donc $S = A \times B$

$$N = 3498.021 \text{KN} ; \bar{\sigma}_{sol} = 0.13 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots (1)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de

$$A \text{ dans (1) et on trouve la valeur de } B : B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.75}{0.70} \times \frac{3.498021}{0.13}} = 5.369 \text{m}$$

$$\Rightarrow A = 5.752 \text{m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens y varie entre 3.00 m et 3.55 m, donc on remarque qu'il y a un 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.

2. Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de cinq poteaux.

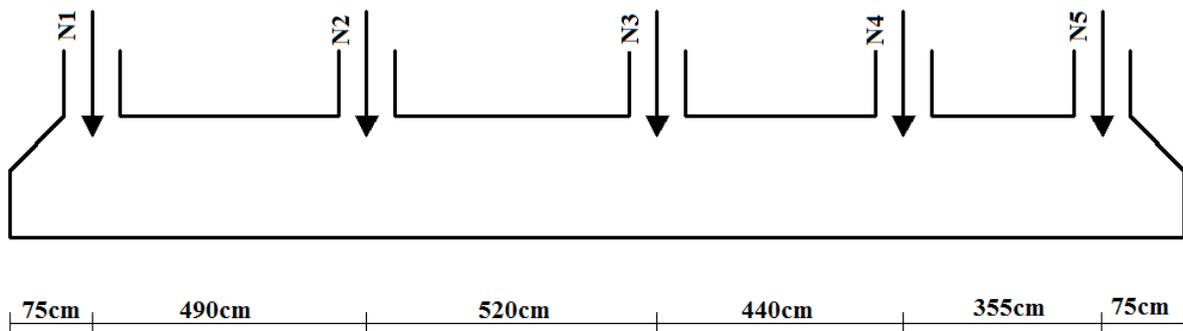


Fig.VI.2. Semelle filante.

Avec:

$$\left. \begin{array}{l} N_1 = 2074.415 \text{KN}; N_2 = 2722.274 \text{KN} \\ N_3 = 3088.601 \text{KN}; N_4 = 2360954 \text{KN} \\ N_5 = 1892.1 \text{KN} \end{array} \right\} \Rightarrow \sum N_i = 12138.344 \text{KN}$$

Poids estimé de la semelle : $N_s = 5 \times 20 \Rightarrow N_s = 100 \text{KN}$

Poids totale de la structure : $N = N_s + \sum N_i = 12238.344 \text{KN}$

$$\text{Donc : } \frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{12.238344}{0.13 \times 19.55} = 4.815 \text{m}$$

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc ce choix ne convient pas.

3. Vérification du radier générale :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristique :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importante.
- Les poteaux rapprochés (petite trame).

3.1. Pré dimensionnement :

- **La condition de coffrage :**

La plus grande portée entre deux éléments de contreventement est $L_{\max} = 5.20 \text{m}$

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{520}{10} = 52 \text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_t = 55 \text{cm}$$

$$\text{Dalle : } h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{520}{20} = 26 \text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_0 = 30 \text{cm}$$

- **Vérification de condition de rigidité :**

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e ; \text{ Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 32164200 \text{KPa}$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4.10^4 \text{ KN/m}^3$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

On a :

$$\begin{cases} h_t = 55 \text{ cm} \\ I = 0.01386 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 2.583 \text{ m} \\ L_{\max} = 5.2 \text{ m} > \frac{\pi}{2} \times L_e = 4.057 \text{ m} \Rightarrow \text{Non vérifiée} \end{cases}$$

On redimensionne les nervures avec $h_t = 90 \text{ cm}$

Tel que :

$$\begin{cases} h_t = 90 \text{ cm} \\ I = 0.06075 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 3.738 \text{ m} \\ L_{\max} = 5.2 \text{ m} > \frac{\pi}{2} \times L_e = 5.872 \text{ m} \Rightarrow \text{C'est vérifiée} \end{cases}$$

• **La surface du radier :**

$$\frac{N'}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma_s} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N'}{\overline{\sigma_s}}$$

$$N' = N_{ser} + P_{radier}$$

Avec :

N_{ser} : Donnée par le SAP2000/V14

P_{radier} : Le poids de radier

$$N' = 55901.051 + 2906.8305 = 58807.881 \text{ KN}$$

On à la surface du bâtiment est : $S_{bat} = L_x \times L_y \Rightarrow S_{bat} = 25.21 \times 18.34 \Rightarrow S_{bat} = 462.351 \text{ m}^2$

Donc : $S_{rad} \geq \frac{N'}{\overline{\sigma_s}} = \frac{58807.881 \times 10^{-3}}{0.13} \Rightarrow S_{rad} \geq 452.368 \text{ m}^2$

On opte: $S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 462.351 \text{ m}^2$

3.2. Vérifications nécessaires :

• **Vérification au poinçonnement :**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec : h: Hauteur total de radier.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0.75 + 0.7 + 2 \times 0.9) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 6.5m$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité ($Q_u = 3498.021 \text{KN}$)

$$\text{Donc : } Q_u = 3498.021 \text{KN} < 0.045 \times 6.5 \times 0.9 \times \frac{25000}{1.5} = 4387.5 \text{KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte du sol :**

Calcul des contraintes sous le radier :

Sens x-x :

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N': Poids totale de la structure.

$$N' = N_s + P_{\text{radier}}$$

M_Y, M_X : Moments sismique à la base.

D'après le programme SOCOTEC on a les caractéristiques suivantes :

$$I_{xx} = 15959.54 \text{m}^4 \text{ et } X_G = 12.6 \text{m}$$

$$I_{yy} = 24487.058 \text{m}^4 \text{ et } Y_G = 9.17 \text{m}$$

$$M_x = 5290.543 \text{KN.m}; M_y = 5097.659 \text{KN.m}$$

$$N' = 59368.683 \text{KN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{59368.683}{462.351} + \frac{5290.543 \times 9.17}{15959.54} = 131.445 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{59368.683}{462.351} - \frac{5290.543 \times 9.17}{15959.54} = 125.366 \text{KN} / \text{m}^2$$

σ_{\max} et σ_{\min} sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{sol}} \dots\dots\dots \text{DTR BC 2.33.1 (Art 5.541(a))}$$

$$\sigma_m = \left(\frac{3 \times 131.445 + 125.366}{4} \right) \times 10^{-3} = 0.1299 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0.13 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens x-x.

Sens y-y:

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_Y X_G}{I_Y}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{59368.683}{462.351} + \frac{5097.659 \times 12.6}{24487.058} = 131.029 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{59368.683}{462.351} - \frac{5097.659 \times 12.6}{24487.058} = 125.783 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left(\frac{3 \times 131.029 + 125.783}{4} \right) \times 10^{-3} = 0.1297 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0.13 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

• **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA99/v2003 (Art : 10.1.5), on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- Sens x-x : $e = \frac{5290.543}{59368.683} = 0.0891 \text{ m} < \frac{25.21}{4} = 6.302 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée
- Sens y-y : $e = \frac{5097.659}{59368.683} = 0.0858 \text{ m} < \frac{18.34}{4} = 4.585 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement.

• **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec : N : Le poids de la superstructure sans le poids du radier a l'ELU.

F_s : coefficient de sécurité (F_s = 1.5).

H : la hauteur d'ancrage du radier (H= 7.02 m).

γ_w : Poids volumique d'eau (γ_w = 10KN/m²).

76905.906KN ≥ 1.5 × 7.02 × 462.351 × 10 = 48685.56KN C'est vérifié.

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3MPa)$$

On considère une bande de largeur **b = 1ml**.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2 \times S_{rad}} = \frac{75905.906 \times 5.2 \times 1}{2 \times 462.351} = 426.851KN$$

$$d = 0.9 \times h_{rad} = 0.9 \times 30 = 27cm$$

$$\tau_u = \frac{426.851 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.58MPa < \bar{\tau} = 2.5MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3.3. Ferrailage :

3.3.1. La dalle du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

Lx = 5m ; Ly = 5.2m, On fait le calcul pour une bande de 1 m.

• **Calcul des sollicitations à l'ELU :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{79373.358}{462.351} \Rightarrow q_u = 171.673KN / m^2$$

N_u : Effort normal (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.961 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe1)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 172.102KN.m \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 156.475KN.m \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 146.286KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 133.003KN.m \end{cases}$$

$$\text{Moments en appui : } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -86.051KN.m$$

Le ferrailage se fera pour une section (b×h_r) = (1×0.3) m².

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

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $h_r = 30\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0.96$

- En appui : $A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

- En travée : $\left. \begin{matrix} h_r > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 2.448\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = 2.4\text{cm}^2 \end{cases}$

• **Espacement des armatures :**

- Armatures// L_x : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.
- Armatures// L_y : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 2.4\text{cm}^2 > 0.612\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ C'est vérifiée.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tab.VI.1 Résumé des résultats de ferrailages du radier.

Sens		M (KN.m)	A_{calc} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Sens x-x	Travée	146.286	18.49	2.448	10HA16 = 20.11	20
	Appui	86.051	10.423	3.018	10HA12 = 11.31	20
Sens y-y	Travée	133.003	16.645	2.4	11HA14 = 16.93	20
	Appui	86.051	10.423	3.018	10HA12 = 11.31	20

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$.

$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 286.121\text{KN}$.
 $V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 301.485\text{KN}$.
 $\Rightarrow V_{\text{max}} = 301.485\text{KN}$

$\tau_u = \frac{301.485 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} \Rightarrow \tau_u = 1.205\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié

• Vérification à l'ELS :

$$q_s = 128.406 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.961 \Rightarrow \nu = 0.2 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (\text{Annexe 1})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 152.161 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 142.803 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 129.336 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 121.382 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -76.08 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 150 \times \eta) = 240 \text{ MPa}$$

Avec :

$$y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci dessous :

Tab.VI.2. Vérification des contraintes de la dalle du radier.

Sens		M (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	129.336	4.814	126633.462	4.916	309.251	Non vérifiée
	Appui	76.08	7.668	65991.384	8.84	246.233	Non vérifiée
y-y	Travée	121.382	9.011	89311.049	12.246	325.958	Non vérifiée
	Appui	76.08	7.668	65991.384	8.84	246.233	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab.VI.3. Vérification des contraintes de la dalle du radier après

Redimensionnement de la section d'acier.

Sens		Nouvelle section As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	10HA20 = 31.42	11.345	136551.601	10.745	194.001	Vérifiée
	Appui	10HA14 = 15.39	10.988	89545.823	9.335	178.573	Vérifiée
y-y	Travée	10HA16 = 20.11	12.646	113450.385	13.53	198.265	Vérifiée
	Appui	10HA14 = 15.39	10.988	89545.823	9.335	178.573	Vérifiée

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

- **Espacement des armatures :**
 - Armatures//L_x : $S_t \leq \min(3e; 33cm) = 33cm$.
 - Armatures//L_y : $S_t \leq \min(4e; 45cm) = 45cm$.
- **Schéma de ferrailage du radier :**

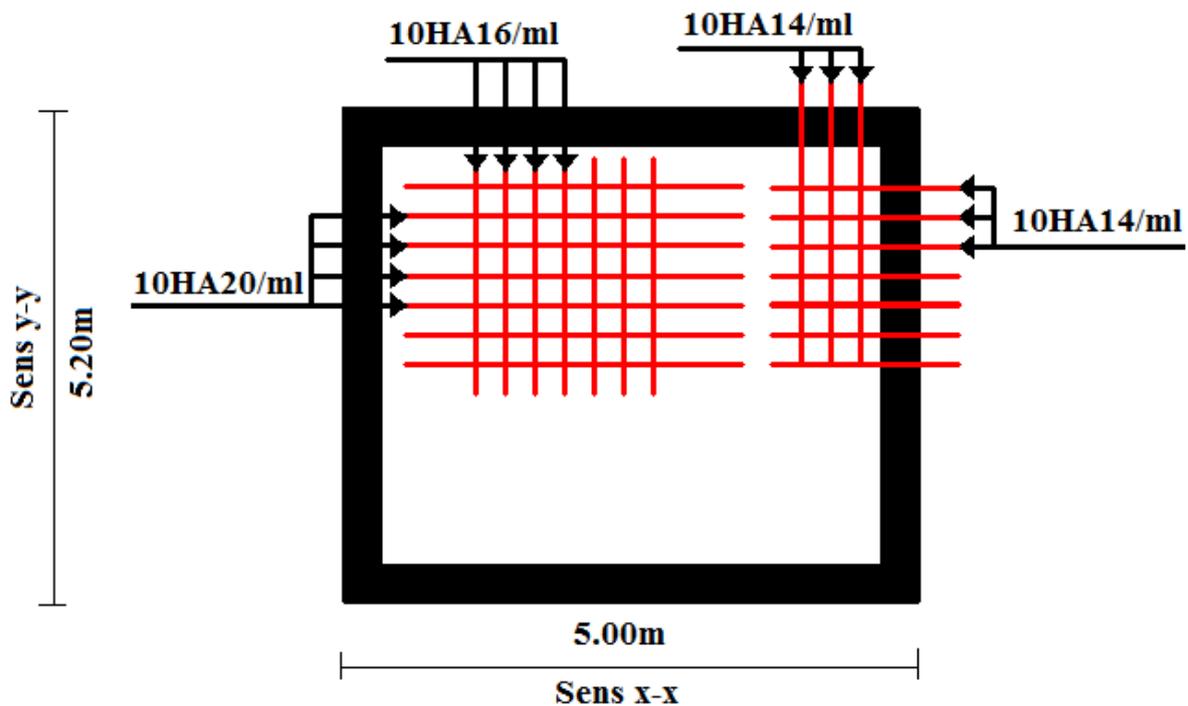


Fig.VI.3. Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

3.3.2. Calcul des nervures :

- **Les sollicitations sur les nervures :**

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

Charge triangulaire : $P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment

que la charge triangulaire.

Charge trapézoïdale : $P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même

moment que la charge trapézoïdale.

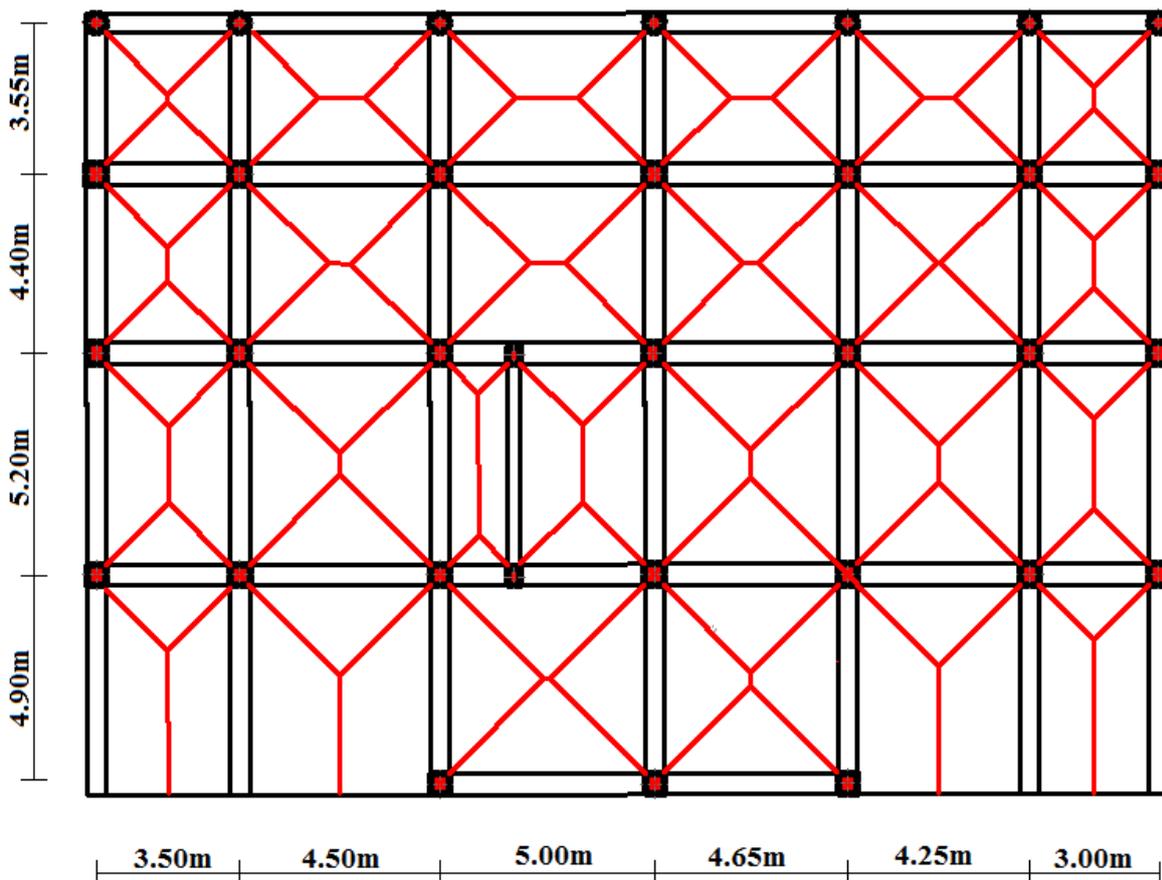


Fig. VI.4. Schéma de rupture de la dalle du radier

On prend deux types de nervures les plus chargées.

$q_u = 171.673 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 128.406 \text{ KN/m}$

• 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 : $l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Moments en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

L'effort tranchant max : $V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$

Sens x-x: $P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$; $P'_1 = \frac{q \times l_x}{3}$; $P = P_1 + P'_1$

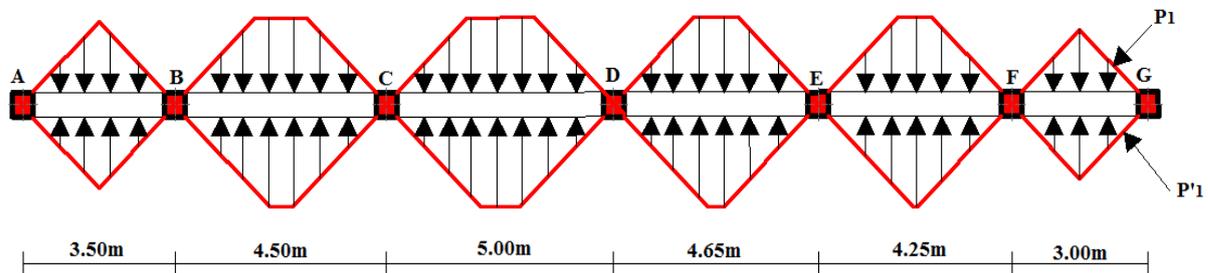


Fig.VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x.

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

Tab.VI.4. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELU.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)	V_{\max} (KN)
				M_g	M_d			
A-B	3.5	3.5	400.57	0	724.702	2.956	750.093	2130.872
B-C	4.5	3.6	569.302	724.702	1080.353	2.71	1355.267	
C-D	5	4	675.461	1080.353	1130.747	2.559	1642.324	
D-E	4.65	3.72	601.609	1130.747	851.497	1.975	1465.626	
E-F	4.25	3.4	523.165	851.497	548.397	1.71	1102.366	
F-G	3	3	343.346	548.397	0	0.435	564.654	

Tab.VI.5. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELS.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A-B	3.5	3.5	299.614	0	542.054	2.956	561.0465
B-C	4.5	3.6	425.82	542.054	808.071	2.710	1013.698
C-D	5	4	505.224	808.071	845.763	2.558	1228.407
D-E	4.65	3.72	449.984	845.763	636.892	1.975	1096.241
E-F	4.25	3.4	391.31	636.892	410.183	1.709	824.534
F-G	3	3	256.812	410.183	0	0.435	422.3428

Sens y-y:

$$P_2 = \frac{q \times l_y}{3} ; P'_2 = \frac{q \times l_y}{3} ; P = P_2 + P'_2$$

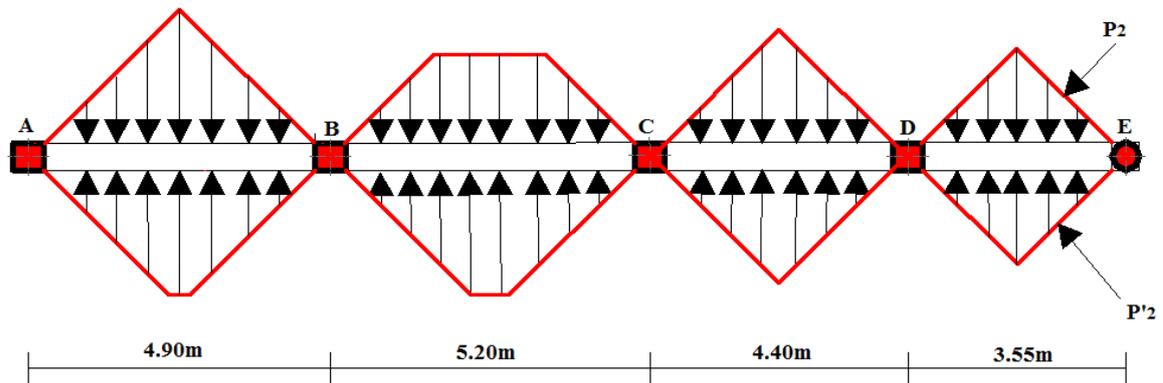


Fig.VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y.

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

Tab.VI.6. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELU.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)	V _{max} (KN)
				M _g	M _d			
A-B	4.9	4.9	574.739	0	1546.67	4.288	1578.751	2373.47
B-C	5.2	4.16	715.248	1546.67	1125.223	2.127	1935.332	
C-D	4.4	3.52	503.574	1125.223	667.942	1.594	1343.489	
D-E	3.55	3.55	406.292	667.942	0	0.679	707.5167	

Tab.VI.7. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELS.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	4.9	4.9	429.887	0	1101.565	4.200	1132.955
B-C	5.2	4.16	475.832	1101.565	776.399	2.113	1388.220
C-D	4.4	3.52	376.657	776.399	499.600	1.710	964.152
D-E	3.55	3.55	303.894	499.600	450.567	1.667	678.106

- **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

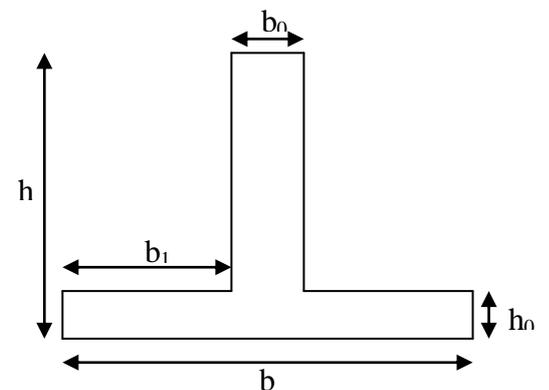
$h = 90\text{cm}$; $h_0 = 30\text{cm}$; $b_0 = 60\text{cm}$; $d = 85\text{cm}$.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{520}{10}; \frac{500}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.52; 250)$$

soit : $b_1 = 50\text{cm}$

Donc : $b = b_1 \times 2 + b_0 = 160\text{cm}$

**Fig.VI.7.** Section à ferrailer

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab.VI.8. Résumé des résultats de ferraillage des nervures.

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
x-x	Travée	1642.324	58.617	16.422	10HA20+6HA25 = 60.87
	Appui	1130.747	39.642	16.422	8HA20+8HA16 = 41.21
y-y	Travée	1935.332	69.819	16.422	12HA25+4HA20 = 71.48
	Appui	1546.67	55.014	16.422	12HA20+4HA25 = 57.34

• **Vérfications :**

A l'ELU :

• **Vérfication de l'effort tranchant :**

Sens x-x:

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{2130.872 \times 10^{-3}}{1.6 \times 0.85} = 1.566MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié$$

Sens y-y:

$$\tau_u = \frac{2373.47 \times 10^{-3}}{1.6 \times 0.85} = 1.745MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié$$

A l'ELS :

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

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa. \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa. \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab.VI.9. Vérification des contraintes des nervures du radier.

Sens		M (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	1228.407	25.958	4115705.02	7.747	264.329	Non vérifiée
	Appui	845.763	22.053	3021318.63	6.173	264.309	Non vérifiée
y-y	Travée	1388.22	27.709	4653886.1	8.265	256.338	Non vérifiée
	Appui	1101.565	25.328	3929164.55	7.101	250.938	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tab.VI.10. Vérification des contraintes de la dalle du radier après

Redimensionnement de la section d'acier.

Sens		Nouvelle section As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	12HA25+4HA20=71.48	27.709	4653886.104	7.314	226.828	Vérifiée
	Appui	10HA20+4HA25=51.06	24.138	3587105.141	5.691	215.247	Vérifiée
y-y	Travée	16HA25 = 78.54	28.774	4994974.32	7.997	234.394	Vérifiée
	Appui	8HA25+8HA20 = 64.4	26.563	4298385.802	6.807	224.636	Vérifiée

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25.7\text{mm}; 60\text{mm}; 25\text{mm}) = 25\text{mm} \quad ; \text{ Soit : } \phi_t = 10\text{mm}$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2 \Rightarrow (2\text{Cadre})$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 400}{60 \times (1.745 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 15.019\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(76.5; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 60} \Rightarrow S_t \leq 52.33\text{cm}$$

On prend $S_t = 10\text{cm}$ en zone nodale et 15cm en travée.

Schémas de ferrailage des nervures :

Sens x-x :

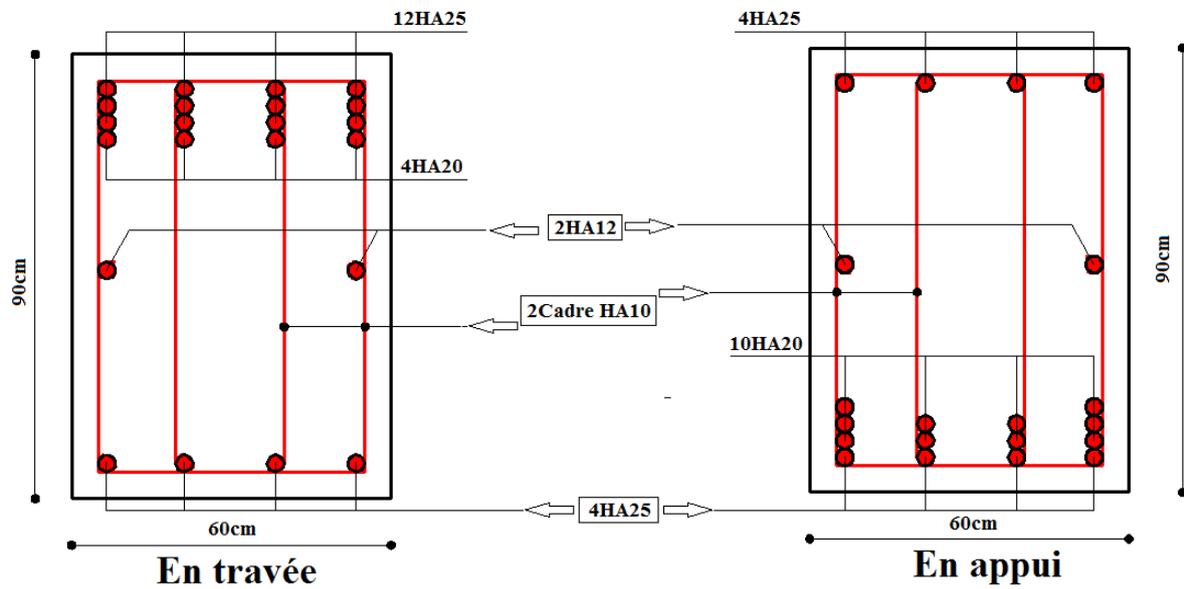


Fig.VI.8. Schéma de ferrailage des nervures (x-x)

Sens y-y :

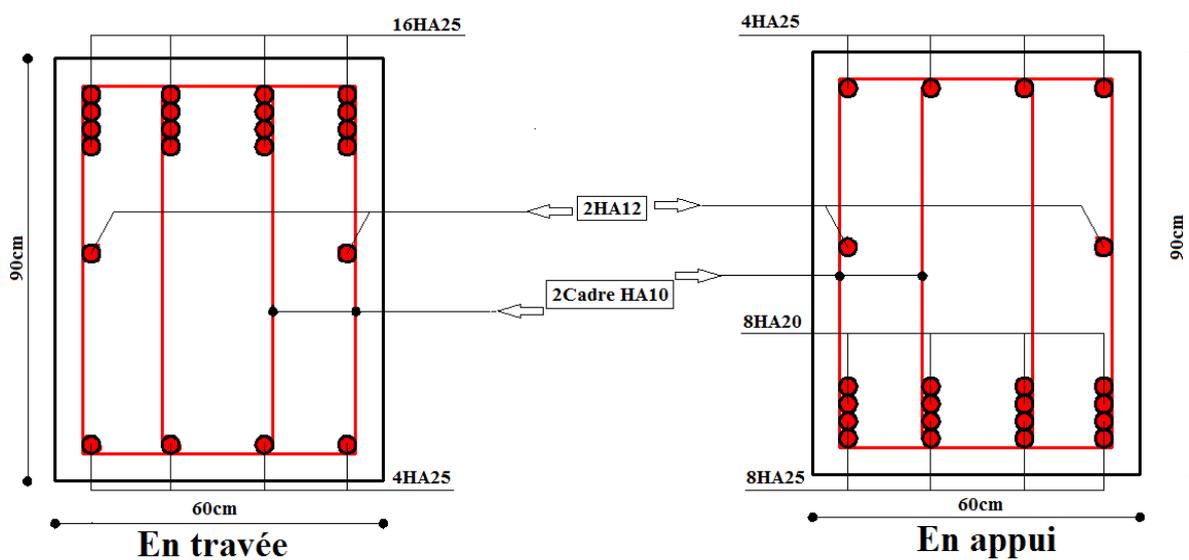


Fig.VI.9. Schéma de ferrailage des nervures (y-y)

VI.3. Etude du voile périphérique :

Introduction :

Selon le RPA 99/Version 2003, les ossatures au dessous de la base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimale suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1%(b×h) dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- **Dimensionnement des voiles :**
 - La hauteur h= 6.12m
 - La longueur L=5.20m
 - L'épaisseur e=20cm
- **Caractéristiques du sol :**
 - Le poids spécifique : $\gamma = 21.5 \text{ KN/m}^3$
 - L'angle de frottement : $\varphi = 27.5^\circ$
 - La cohésion : $c = 4.3 \text{ KN/m}^2$
- **Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique est soumis a :

- **La poussée des terres :** $G = \gamma \times h \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$G = 21.5 \times 6.12 \times tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{27.5}{2}\right) - 2 \times 4.3 \times tg\left(\frac{180}{4} - \frac{27.5}{2}\right) = 43.23 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge accidentelles :** $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{27.5}{2}\right) = 3.68 \text{ KN/m}^2$$

- **Ferraillage du voile :**

Le voile sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

$$\sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 43.23 + 1.5 \times 3.68 = 63.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 3.68 = 5.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 49.29 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 49.29 = \text{KN/m}^2$$

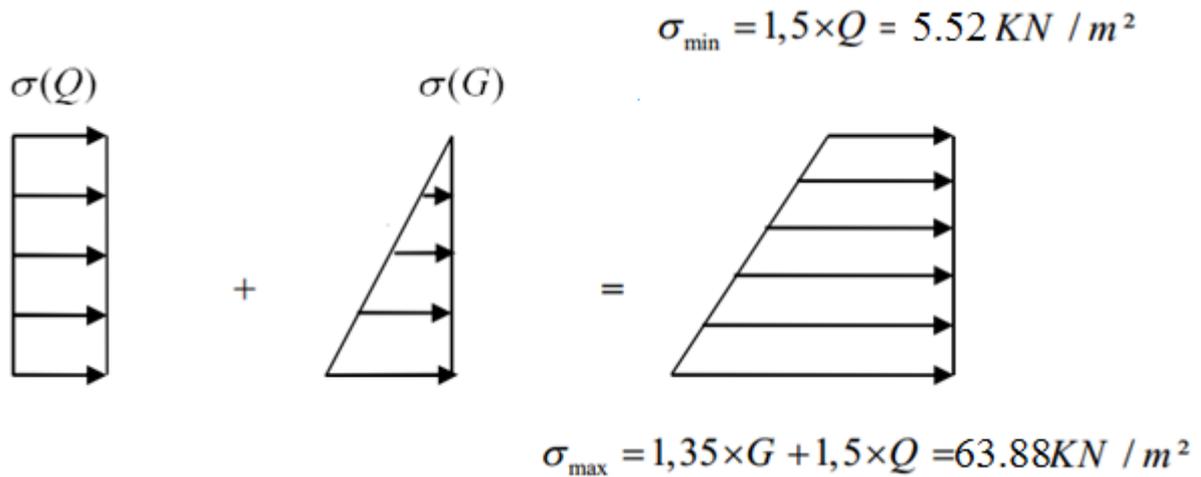


Fig.VI.10. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

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

$b=100\text{cm}$, $L_x=5.20\text{m}$, $L_y=6.12\text{m}$, $e=20\text{cm}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.2}{6.12} = 0.84 > 0.4$ La dalle porte les deux sens (L_x et L_y)

$\rho = 0.84 \Rightarrow ELU : \mu_x = 0.0517$, $\mu_y = 0.6678$ Annexe 1

$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u$; $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

$M_{0x} = 0.0517 \times 5.2^2 \times 49.29 = 68.90\text{KN.m}$
 $M_{0y} = 0.6678 \times 68.90 = 46.011\text{KN.m}$

$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 58.565\text{KN.m}$
 $M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 39.109\text{KN.m}$
 $M_a = 0.3 \times M_{0x} = 20.67\text{KN.m}$

$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$ Condition exigée par le RPA

$A_{\min} = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2\text{cm}$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tab.VI.11. Section des armatures du voile périphérique.

Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée x-x	58.565	0.127	0.17	0.167	10.04	2	5HA20 = 12.06
Travée y-y	39.109	0.085	0.111	0.172	6.53	2	5HA20 = 12.06
Appuis	20.67	0.045	0.057	0.175	3.39	2	5HA14 = 7.70

• **Espacement des armatures :**

Sens x-x: $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $S_t = 20\text{cm}$.

Sens y-y : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $S_t = 20\text{cm}$.

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

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{49.29 \times 5.20}{2} = 128.154 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{128.154 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.72 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration nuisible.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A L'ELS :

$$\sigma_{\max} = G + Q = 43.23 + 3.68 = 46.91 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 3.68 \text{KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 36.10 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 36.10 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7656 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Annexe 1}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 0.0586 \times 5.2^2 \times 36.10 = 57.20 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 0.7656 \times 57.20 = 43.79 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 48.62 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 37.22 \text{KN.m} \\ M_a = 0.3 \times M_{0x} = 17.16 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

• **Vérification des contraintes :**

La fissuration est considérée nuisible. On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Dans le béton}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(1.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Dans l'acier}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab.VI.12. Vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observations
Travée x-x	48.62	7.10	39927.943	8.64	199.09	Vérifiée
Travée y-y	37.22	7.10	39927.943	6.61	152.41	Vérifiée
Appuis	17.16	6.3	24145.695	4.47	124.72	Vérifiée

Donc les sections de ferrailage adopté sont :

En travée : Sens x-x= 5HA20

En appui : 5HA14

Sens y-y= 5HA20

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

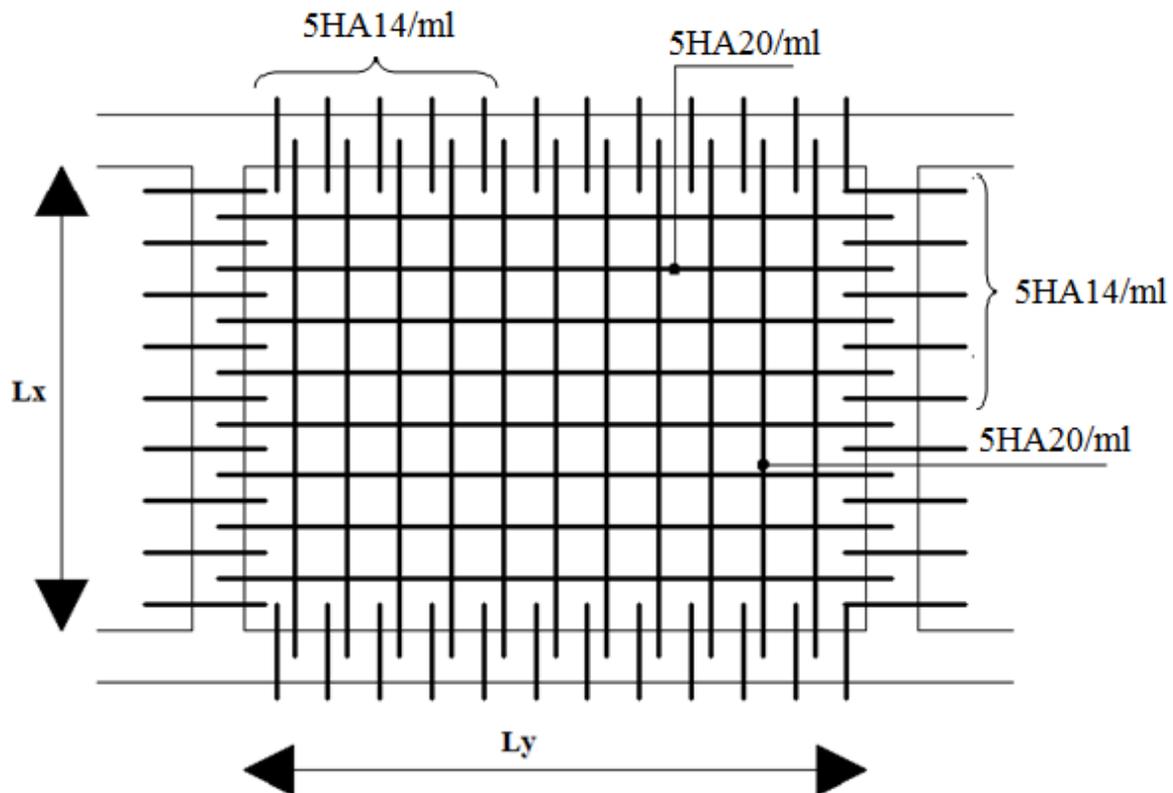


Fig.VI.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet constitue pour nous une première expérience, il nous a permis d'exploiter et d'approfondir nos connaissances théoriques acquises durant le cursus universitaire et d'appliquer les différentes techniques, ainsi que les concepts et les règlements en vigueur.

A l'issue de ce travail on a pu tirer les conclusions suivantes :

- L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- Un bon comportement dynamique de la structure dépend essentiellement de la bonne disposition des voiles afin d'éviter la torsion en premier et en deuxième mode de déformation.
- La vérification de l'effort normal réduit conduit à une augmentation des sections des poteaux.
- Les poteaux sont ferrillés avec les sollicitations données par le SAP 2000 V14.2.2.
- 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).
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tant à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- La structure ne peut pas être conçue ou réalisée sans une connaissance géotechnique du sol dont le but de choisir le type de fondation appropriée à notre structure.
- L'utilisation des logiciels (SAP2000 V14.2.2, et quelques programmes de calcul) nous a permis de faciliter les calculs.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requise par le règlement en vigueur.

Enfin, notre souhait le plus chère est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Bibliographie

Références bibliographiques

- Document technique réglementaire (**DTR BC 2.2**).
- Règles Parasismiques Algériennes, (**RPA 99/version 2003**).
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (**BAEL91**).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**).

Annexes

Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0595	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$

$$\rho = 0.9$$

		u/L_x v/L_y	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)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Rapport de sol

2) Cas une semelle filante : L/B 5 q = 1.30 bar

Sondage N°1 Profondeur : - 4.00 à - 5.00 m

Avec : q a = 1.30 bar

Tableau des résultats.

Tranche N°	Prof. Z (m)	2Z/B	K	qk (bars)	P0 (bars)	PH (bars)	e0	ef	ΔH (cm)
01	0.5	0.5	0.945	1.228	0.103	1.33	0.688	0.657	0.92
02	1.5	1.5	0.679	0.883	0.309	1.192	0.688	0.660	0.83
03	2.5	2.5	0.458	0.595	0.515	1.110	0.689	0.662	0.80
04	3.5	3.5	0.349	0.454	0.721	1.175	0.688	0.660	0.83

∇ H = 3.38 cm

La valeur du tassement total obtenu est inférieure au tassement admissible.

V. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.

La géologie du terrain est constituée par un sol de formation Quaternaire, composé d'alluvions anciennes (niveau inférieur), présent sous forme d'argile limoneuse à marneuse, plastique.

L'ensemble est couvert par une couche de tout venant compacté (plate forme à l'intérieur de l'usine ALCOST).

Le sol en place présente des résistance assez faible en surface et des résistances bonnes et évolutives avec une bonne compacité en profondeur, à partir de -6.20 mètres.

D'après les résultats de laboratoire et les essais « in situ », la formation géologique du site confirme les données de la carte géologique.

Vu la nature du projet et celle du sol nous suggérons ce qui suit :

- Prévoir des fondations de type superficielles : semelles isolées avec des longrines rigides, des semelles filantes ou un radier. Avec les semelles filantes les tassements seront moins importants.

- Pour un ancrage de fondations de **- 3.20 mètres** par rapport au niveau naturel du sol la contrainte admissible du sol est de **1.30 bar**.

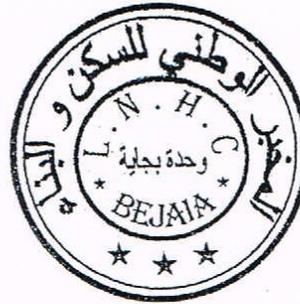
Recommandations :

- Prendre en considération la présence d'eau en profondeur (à **- 1.80 mètre** en date de 19/10/2004).
- Dans le cas de la réalisation d'un sous - sol, assurer une étanchéité adéquate à l'intérieur et à l'extérieur des parois en béton armé.
- Les travaux de terrassement et de creusement de fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.
- Prévoir un drainage périphérique des blocs.

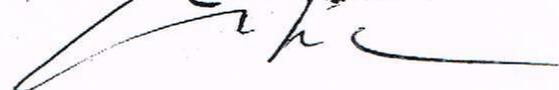


Ingénieur chargé d'étude.

L. HAMAILI

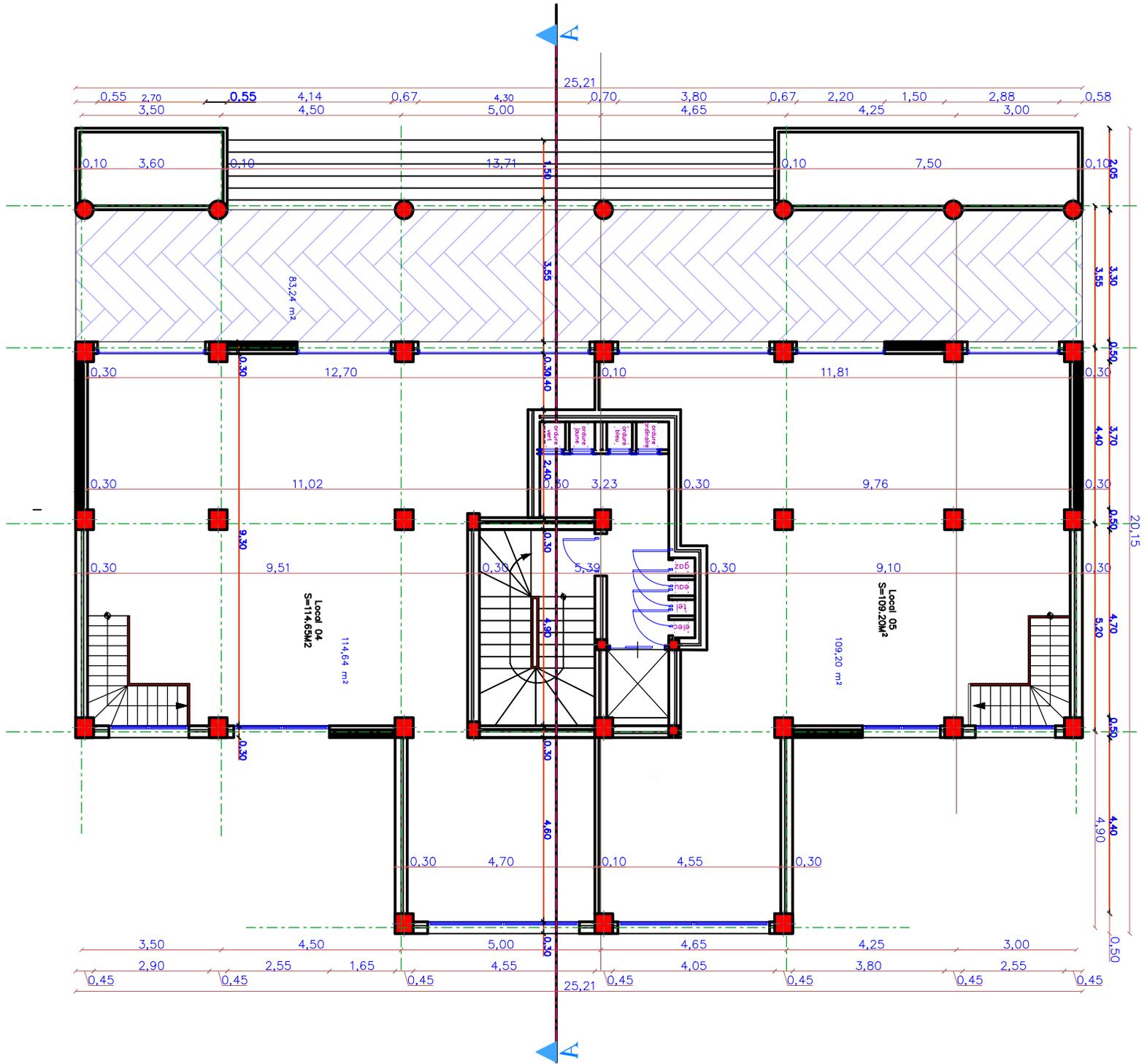


مدير الوحدة
لعزیزی صالح

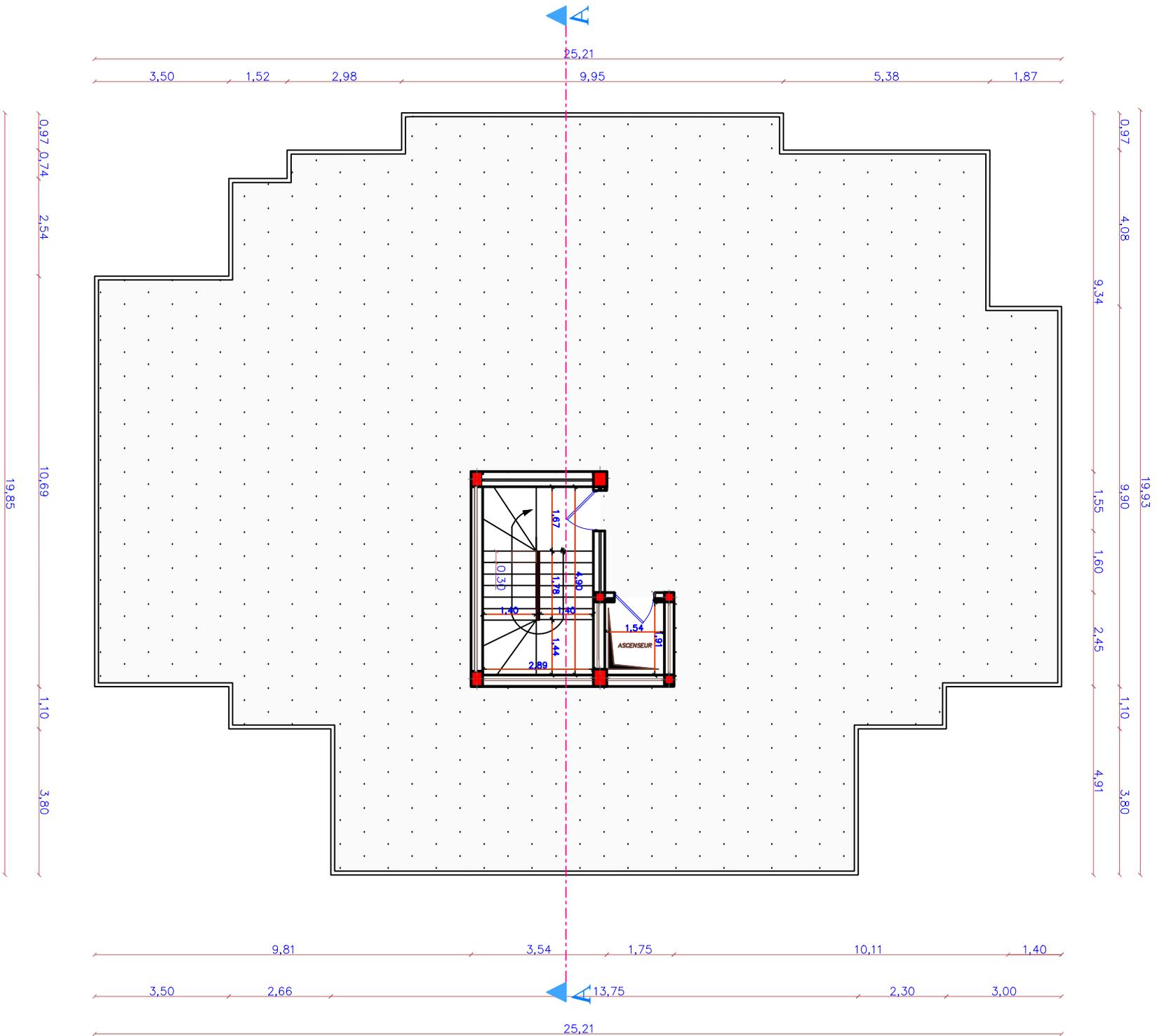


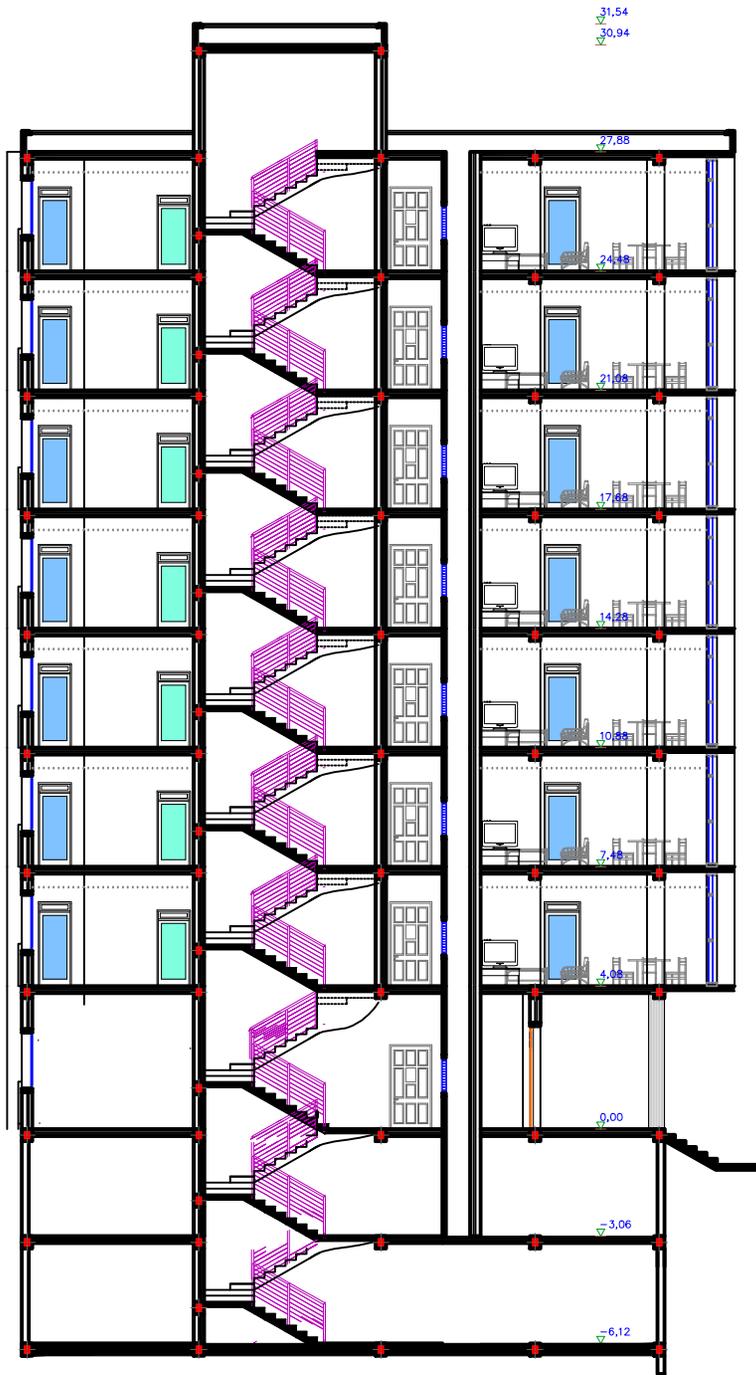
Les Plans

PLAN DE RDC



PLAN TERRASSE





Coupe A-A