

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA – Bejaia



Faculté de Technologie
Département de génie civil
Filière : génie civil
Option : Structures

Mémoire de fin d'études

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

Thème

Etude d'un Bâtiment (R+9) à
Usage Multiple (Commercial & habitation) contreventé par un système mixte (portiques-voiles)
Etude d'un Bâtiment (R+9) à
Usage Multiple (Commercial & habitation), contreventé par un système mixte (portiques-voiles)

Présenté par :

- M^r.AZOUNE Khelifa
- M^r.TOULOUM Amine

Encadré par :

Mme : AREZKI.S

Membres de jury :

- Mme : Djeroud.T
- Mr : Barara.

Année universitaire : 2018/2019

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 encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mme : Arezki samia, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

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

Nous remercions, en particulier, Mr MOUHMADI allaoua de sa précieuse aide.

Au personnel du société SARL FRERES BOULKARIA

On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de Prêt ou de loin.

Khelifa & amine

Dédicaces

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

- *A mes très chers parents qui ont consacré toute leur vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur*
- *A mes grands parents*
- *A mon frère Badis*
- *A ma sœur Siham*
- *A tous mes amis*

En fin, je remercie mon ami mon binôme AZOUNE Khelifa qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.



Amine

Dédicaces

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

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

- *A mes grands parents*
- *A toute ma famille*
- *A mes frère : juba & missipsa*
- *A ma sœur thinhinan*
- *A tous mes amis (es) sans exception*
- *A toute la promotion génie civil 2018/2019*

En fin, je remercie mon ami mon binôme TOULOUM Amine qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Khelifa

1. Majuscules Romaines

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 à 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	: Charge permanente unitaire
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	: 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 (<i>gamma</i>).
γ_b	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
ϵ_{bcmax}	: Déformations maximale du béton comprimé (<i>epsilon</i>).
ϵ_{st}	: Déformations des armatures tendues.
ϵ_{sc}	: Déformations des armatures comprimées.
η	: Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>eta</i>).
λ	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>).
μ_{ser}	: Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>).
μ_u	: Moment ultime réduit à l'ELU.
ν	: Coefficient de poisson (<i>nu</i>).
ρ	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>).
σ	: Contrainte normale (<i>sigma</i>).
σ_{bc}	: Contrainte maximale du béton comprimé.
σ_{st}	: Contrainte dans les aciers tendus.
τ	: Contrainte tangente (<i>tau</i>).
τ_u	: Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	: Contrainte d'adhérence.
τ_{se}	: Contrainte d'adhérence d'entraînement.
φ	: Coefficient de fluage (<i>phi</i>).
Φ_l	: Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t	: Diamètre d'une armature transversale.

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation du projet	01
I.2. les états limites	01
I.3. Définitions et caractéristiques des matériaux utilisés	01
I.4. Actions et sollicitations de calcul	04
I.5. Règlement et normes utilisés	04

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	05
II.2. Pré dimensionnement des éléments	05

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	21
III.2. Calcul des planchers.....	21
III.3. calcul des escaliers.....	35
III.4. étude de la poutre palière.....	39
III.5. Etude de chaînage	42
III.6. Etude de l'acrotère	44
III.7. Etude de l'ascenseur	47

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. introduction	54
IV.2. Modélisation de la structure par le logiciel ETABS.....	54
IV.3. Les méthodes de calcul	54
IV.4. Disposition des voiles.....	57
IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par ETABS.....	58
IV.6. Conclusion	63

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

V.1. Etude des poteaux	64
V.2. Les poutres	72
V.3. Les voiles	79

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI .1. Choix du type de fondation.....	86
VI.2. Radier générale	87
VI .3. Ferrailage du radier général.....	91
VI.4. Etude des nervures	93
VI.5.6. Etude des voiles périphérique	98

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Plan de la structure

liste des figures:

Figure I .1 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l’ELU	02
Figure I.2: Diagramme contrainte déformation du béton à l’ELS.....	03
Figure I .3 : Diagramme Contrainte Déformation de L’Acier.....	03
Figure II.1. Schémas de la disposition des poutrelles.....	05
Figure II.2. Dalle sur deux appuis DP1	06
Figure II.3. Dalle DP3	06
Figure II.4. Dalle sur trois appuis DP4.	06
Figure II.5. Dalle sur trois appuis DP2.	07
Figure II.6. Schéma d’un voile.	08
Figure II.7. Coupe transversale d’une poutrelle.....	08
Figure II.8. Schéma de l’escalier à deux volées.....	09
Figure II 9. Coupe de l’acrotère.....	09
Figure II.10. Surfaces afférentes du poteau B2.....	13
Figure II.11. Surfaces afférentes du poteau D1 (étage courant)	15
Figure II.12. Surfaces afférentes du poteau D1 (terrasse).....	15
Figure II.13. Surfaces afférentes du poteau A3.....	16
Figure III.1. Schéma de ferrailage poutrelles.....	29
Figure III.2. Ferrailage de la D.C.....	29
Figure III.3. Dalle sur deux appuis DP1.....	29
Figure III.4: Section de la dalle pleine à ferrailer.....	30
Figure III.5: Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	32
Figure. III.6. Schéma de ferrailage de la dalle D4.....	35
Figure III.7. Schéma de l’escalier à 2 volées.....	35
Figure III.8. Schéma statique de l’escalier 1 ^{er} partie.....	35
Figure III.9. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l’ELU.....	36
Figure III.16. Section d’escalier à ferrailer.....	37
Figure III.11. Schéma statique de palier intermédiaire.....	38

Figure III.12. Schéma de ferrailage de l'escalier.....	39
Figure III.13. Schéma statique de la poutre palière.....	39
Figure III.14. Schéma de ferrailage de la poutre de palier	42
Figure III.15. Schéma statique de la poutre de chaînage.....	42
Figure III.16. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	44
Figure III.17. Section de l'acrotère à ferrailer.....	46
Figure III.18. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	47
Figure III.19. Schéma statique et concept d'ascenseur.....	47
Figure III.20. Coupe transversale d'ascenseur.....	48
Figure III.21. Schéma représentant la surface d'impact.....	48
Figure III.22. Schéma de ferrailage du local machine.....	49
Figure III.23. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	53
Figure IV.1. Spectre de réponse.....	56
Figure IV.2. Disposition des voiles.....	57
Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS	57
Figure IV.4. mode1 (translation suivant l'axe X-X).....	58
Figure IV.5. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y).....	59
Figure IV.6. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).....	59
Figure V.1. Zone nodale.....	65
Figure V.2. Ancrage des armatures transversales.....	66
Figure V.3. Section d'un poteau.....	70
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux du R3, R4, R5, R6, R7, R8, R9.....	71
Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux du RDC+R1+R2.....	72
Figure VI.6. Répartition des moments dans les zones nodales.....	76
Figure VI.7. Formation de rotules plastique.....	77
Figure V.8. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher RDC.....	79
Figure V.9. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher RDC.....	79
Figure V.10. Schéma statique SET.....	81
Figure V.11. Schéma de ferrailage du Voile V_{x2} (niveau R.D.C).....	84
Figure VI.1. charges transmet au sol.....	85

Figure VI.2. Schéma différentes types de fondation	85
Figure VI.3. Schéma d'une semelle isolée.....	85
Figure VI.4. Schéma d'une semelle filante.....	86
Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier.....	93
Figure VI.6. Schéma des lignes de rupture du radier	93
Figure VI.7. Schéma statique de la nervure selon X-X.....	94
Figure VI.8. Schéma statique de la nervure selon Y-Y.....	94
Figure VI.9. Schéma des nervures.....	95
Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.....	97
Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y.....	98
Figure VI.12. Poussée des terres sur les voiles périphériques.....	98
Figure VI.13. Répartition des contraintes sur le voile.....	99
Figure VI.14. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	101

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.....	10
Tableau II.2 : Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux.....	10
Tableau II.3 : évaluation des charges revenant aux dalles pleines.....	10
Tableau II.9. Évaluation des charges revenant à la terrasse inaccessible en dalle pleine..	11
Tableau II.4. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.....	11
Tableau II.5. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.....	11
Tableau II.6. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.....	11
Tableau II.7. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine.....	12
Tableau II.8. Dimensions préliminaires des poteaux et le poids propres.....	12
Tableau II.9. Résultats de la descente de charge du poteau B2.....	13
Tableau II.10. Évaluation de la descente de charge de poteau D1.....	15
Tableau II.11 : Évaluation de la descente de charge de poteau A3.....	17
Tableau II.12. Résultats de la descente de charge obtenue pour les trois poteaux.....	18
Tableau II.13. Résultats de la Vérification à la compression simple.....	19
Tableau II.14. Résultats de la vérification au flambement.....	20
Tableau III.1. Les différents types de poutrelles.....	21
Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	21
Tableau III.3. Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d'actions.....	22
Tableau III.4. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles.....	23
Tableau III.5. ferraillage aux appuis.....	24
Tableau III.6. Vérification de la flèche.....	28
Tableau III.7. Calcul du ferraillage.....	31
Tableau III.8. Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	32
Tableau III.9. Vérification de la contrainte de compression dans l'acier.....	32
Tableau III.10. Sollicitations maximales dans les dalles pleines.....	33
Tableau III.11. Vérification de l'effort tranchant.....	33
Tableau III.12. Calcul du ferraillage à l'ELU.....	33

Tableau III.13. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	34
Tableau III.14. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	34
Tableau III.15. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	34
Tableau III.16. Sollicitations dans l'escalier.....	36
Tableau III.17. Ferrailage de l'escalier.....	37
Tableau III.18. Vérification des contraintes à l'ELS.....	37
Tableau III.19. Le ferrailage du palier intermédiaire.....	38
Tableau III.20. Vérification des contraintes à l'ELS.....	39
Tableau III.21. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S).....	40
Tableau III.22. Vérification des contraintes à l'ELS.....	41
Tableau III.23. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	42
Tableau III.24. Moments et ferrailages correspondant.....	43
Tableau III.25. Vérification des contraintes.....	44
Tableau III.26. Vérification de la flèche.....	45
Tableau III.27. Combinaisons d'action d'acrotère.....	46
Tableau III.28. Ferrailage de la dalle D'ascenseur.....	50
Tableau III.29. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	51
Tableau III.30. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	52
Tableau III.31. Vérification des contraintes.....	52
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités sens X-X.....	55
Tableau IV.2. Valeurs des pénalités sens Y-Y.....	55
Tableau IV.3. Périodes et taux de participation massique de la structure.....	58
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	60
Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.....	60
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	61
Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.....	61
Tableau IV.8. Vérifications des déplacements de niveaux.....	61
Tableau IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	62
Tableau IV.10. Dimensions finales des éléments structuraux	63
Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	64
Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux.....	66
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal avec différente combinaison.....	68

Tableau V.4. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	68
Tableaux V.5. Ferrailage transversales des poteaux.....	68
Tableau V.6. Vérification au flambement des différents poteaux.....	69
Tableau V.7. Vérification des contraintes dans le béton.....	70
Tableau V.8. Vérification des contraintes de cisaillement.....	71
Tableau V.9. Dimensions de la zone nodale.....	71
Tableau V.10. Ferrailage des poutres principales (35×35 cm ²).....	73
Tableau V.11. Ferrailage des poutres secondaires (30×30) cm ²	73
Tableau V.12. Vérification des contraintes tangentielles.....	75
Tableau V.13. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	75
Tableau V.14. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	76
Tableau V.15. Moments résistants dans les poteaux.....	77
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres principales.....	77
Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	78
Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	78
Tableau V.19. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	78
Tableau V.20. Sollicitations maximales dans le voile V_{x2} // à X-X'.....	81
Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	83
Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux.....	83
Tableau VI.1. Section d'armateur du radier.....	91
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	93
Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS.....	93
Tableaux VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.....	95
Tableaux VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	95
Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures.....	96
Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS.....	96
Tableau VI.8. Ferrailage des nervures à l'ELS.....	97
Tableau VI.9. Ferrailage des voiles périphérique.....	99
Tableau VI.10. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	101
Tableau VI.11. Ferrailage des voiles périphérique.....	102
Tableau VI.12. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	102

Introduction Générale

Introduction générale

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

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie d'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

Donc ces notre but et objectif donne cette étude.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation et commerce.

I.1. Présentation du projet

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+9), Ce projet est un ouvrage courant implanté à EL KSEUR lieu dit 'BOUNOR' wilaya de BEJAIA classé d'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 « article 3.2 » comme une zone de moyenne sismicité (zoneII_a), ayant une importance moyenne de groupe d'usage 2B. Sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres.

I.1.1. Description architecturale (Bloc B) :

- Longueur en plan.....L_x=28,45m.
- Largeur en plan..... Ly=13,01m.
- Hauteur totale du bâtiment.....H=30,6m.
- Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère.....H_t=31,3m.
- Hauteur du RDC.....h_{rdc}=03,06m.
- Hauteur des étages courants.....h_{eta}=03,06m.

I.1.2. Données géotechniques du site

L'étude de l'état du sol a été réalisée par le LABORATPOIRE & ENGINEERING DE LA CONSTRUCTION, situé à IGHIL OUAZZOUG BEJAIA.

Les caractéristiques du sol sont les suivantes :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du règlement [7].
- La couche de sols faibles et altérés ne dépasse pas **60cm** d'épaisseur.
- La contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma} = 2,1 \text{ bars}$
- L'ancrage minimal des fondations : $D = (2^m \cdot 2 + 2^m) / TN$

I.2. Les états limites (BAEL91)

I.2.1 : Définition

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

a) Etat limite ultime : C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service : C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service; il est donc lié aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations,

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.3.1. Le béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des

valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

• **Résistance caractéristique à la compression : (BAEL 91, Art. 2-1-11)**

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) notée « f_{c28} ».

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ CBA Art (A.2.1.1.1)

La résistance caractéristique à la compression à « j » jour est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa (j} \leq 28 \text{jours)CBA Art (A.2.1.1.1)} \\ f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1,4 + 0,95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{MPa (j} > 28 \text{jours)CBA Art (A.2.1.1.1)} \\ J > f_{c28} \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

• **Résistance caractéristique à la traction (BAEL 91, Art. A-5-2-11)**

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge noté « f_{tj} » est déduite de celle de la compression par la relation :

$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (BAEL 91, Art. A-5-2-11)

Pour $f_{c28} = 25 \text{MPa} \leftrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$

• **diagramme contraintes déformation**

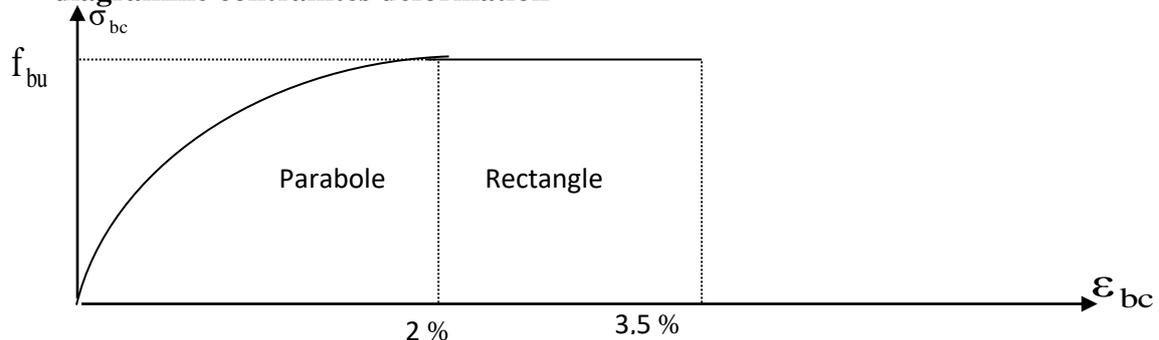


Figure I .1 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU (2% < ϵ_{bc} < 3.5%)

$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{MPa}$ contrainte limite de compression à l'ELU Avec γ_b : coefficient de sécurité qui donne :

- 1.15 → situation accidentelle.
- 1.5 → situation courante.
- $\theta \rightarrow 1$.

• **Contrainte de cisaillement à l'ELU :**

F.P.N → $\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$.

F.N ; F.T.N → $\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa}$

• **Contrainte de cisaillement à l'ELS :** $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$.
A l'ELS, le béton est en phase élastique

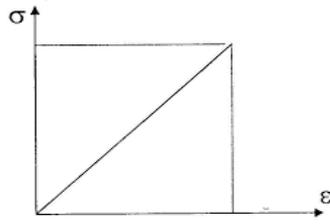


Figure I.2: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.

Autre caractéristique :

Module de déformation longitudinale du béton :

1. à court terme : $E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32456,6 \text{ MPa}$
2. à long terme : $E_{vj} = 1/3 E_{ij} = 10818,86 \text{ MPa}$

➤ coefficient de poisson :

$\nu = 0 \rightarrow$ sollicitation à l'ELU.

$\nu = 0.2 \rightarrow$ calcul déformation à l'ELS.

- Module de déformation transversale du béton :

A l'ELU $\rightarrow G = 0.5 * E_{ij} = 16000 \text{ MPa}$

A l'ELS $\rightarrow G = 0.42 * E_{ij} = 13440 \text{ MPa}$.

I.3.2. Acier :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

Nuance des aciers utilisés :

- Longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance Fe400.
- Les treillis soudés : FeE235 avec $\phi 6$.

A l'ELU : Pour notre cas : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ situation durable.
 $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ situation accidentelle

Diagramme contrainte déformation : CBA(A.2.2.2)

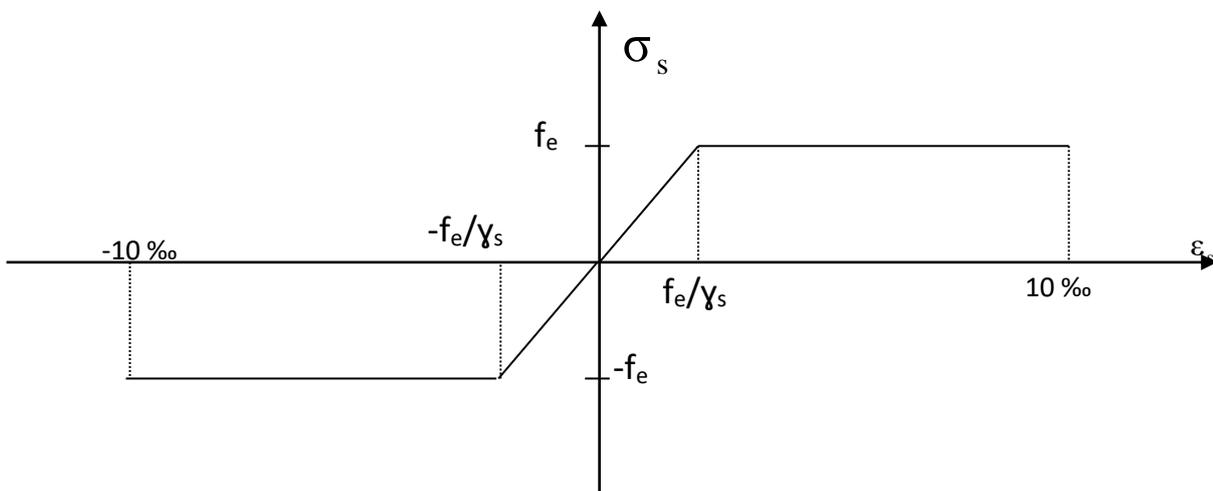


Figure I.3 : Diagramme Contrainte Déformation de L'Acier

A L'ELS : Selon le type de la fissuration :

- F.P.N → aucune vérification.
- F.N → $\sigma_s \leq \min [(2/3)f_e ; 110(\Gamma f_{tj})^{1/2}]$. [4] (A.4.5.3.3)
- F.T.N → $\sigma_s = \min [0.5f_e ; 90 (\Gamma f_{tj})^{1/2}]$. [4] (A4.5.3.4)

Les actions permanentes (G) : Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

Les actions variables (Q) :

- Surcharge d'exploitation.
- Charge en cours d'exploitation.
- Charge climatique.
- Action température.

Différentes combinaisons données par l'RPA :

Situation durable:

- ✓ $ELU = 1.35G + 1.5Q$.
- ✓ $ELS = G + Q$.

Situation accidentelle :

- ✓ $G + Q \pm E$.
- ✓ $0.8G \pm E$.

I.4. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.5. Règlements et normes utilisés

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

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

II.1.Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir : BAEL91, RPA99 /version 2003 et le CBA93

II.2. Pré dimensionnement des éléments

2.1. Disposition des poutrelles

Notre disposition est portée sur les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée
- Le critère de continuité.

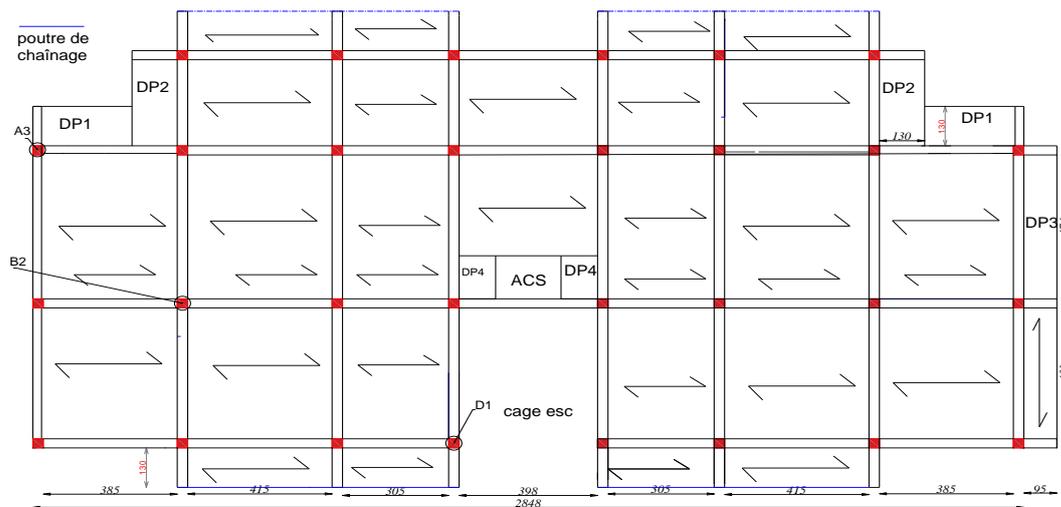


Figure II.1. Schémas de la disposition des poutrelles.

2.3.Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs.

2.3.1.Plancher à corps creux

Il est constitué de :

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

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t tel que $h_t = h_{cc} + h_{dc}$

En vérifiant la condition suivante d'après le CBA 93 **(Art B.6.8.4.2.4)**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad \text{Avec :}$$

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = 4,15 \text{ m} \rightarrow h_t \geq \frac{4,15}{22,5} = 0,184\text{m} \leftrightarrow h_t = 16 + 4 = 20\text{cm}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 20 cm

Avec : 16 cm : hauteur du corps creux.

04 cm : hauteur de la table de compression

2.3.2. Les planchers à dalle pleine

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

a. critère de résistance à la flexion

b. coupe-feu

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 14\text{ cm}$pour trois heures de coupe feu.

• **Dalle sur deux appuis (DP1)**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,3}{2,55} = 0,51 > 0,4$$

$$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20} \rightarrow e = 6 \text{ cm}$$

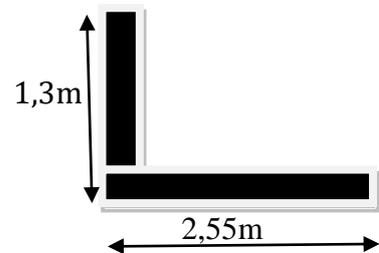


Figure II.2. Dalle sur deux appuis DP1.

• **Dalle sur trois appuis (DP2) & (DP3) & (DP4) :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0,95}{4,74} = 0,2 < 0,4$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow e = 3 \text{ cm}$$

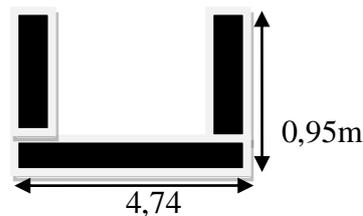


Figure II.3. Dalle DP3

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,42}{4} = 0,36 < 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow e = 3,5 \text{ cm}$$

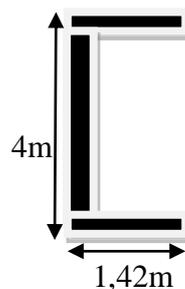


Figure II.4. Dalle sur trois appuis DP4.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,3}{2,85} = 0,46 > 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow e = 3 \text{ cm}$$

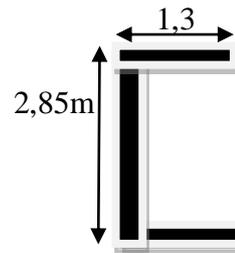


Figure II.5. Dalle sur trois appuis DP2.

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines d'épaisseur $e=11 \text{ cm}$.

2.4. Les poutres

2.4.1. Poutres principales [P.P]

- **Pré dimensionnement**

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante : $L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$ avec :

h : hauteur de la poutre.

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis.

D'où: $L_{max} = 4,74 \text{ m} \rightarrow 31,6 \leq h \leq 47,4$ on prend $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

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

$$\left. \begin{array}{l} b=35\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots(\text{Condition vérifiée.}) \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots (\text{Condition vérifiée.}) \\ h/b = 35/35 = 1 < 4\dots\dots (\text{Condition vérifiée.}) \end{array} \right\} \dots\dots\dots(\text{RPA 99 version 2003 Art.7.5.1})$$

2.4.2. Les Poutres Secondaires [PS]

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

$$L_{max} = 4,15 \text{ cm} \text{ donc } 27,67 \leq h \leq 41,5$$

On prend $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ (même vérification comme les PP donc vérifiée)

2.5. Les Voiles

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

- 1) $e \geq h_e / 20$ pour les voiles simples tel que: h_e la hauteur libre d'étage
- 2) $e \geq 15 \text{ cm}$
- 3) $L \geq 4.e$ avec L : la largeur du voile

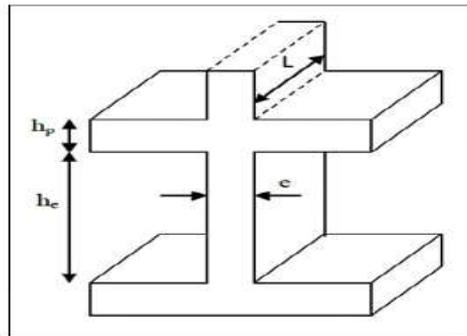


Figure II.6. Schéma d'un voile.

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

$$h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$e \geq 271/20 = 13,55 \text{ cm}$. On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : $e = 20 \text{ cm}$.

2.6. Les Poutrelles

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

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{2} \right) \dots\dots\dots \text{CBA93 (art A.4.1.3).}$$

Dans notre cas, on a ce qui suit : $h_t = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y \text{ min} = 3,05 \text{ m}$$

$$(b - b_0)/2 \leq \min (305/10; 55/2) = 27,5 \text{ cm} . \text{ Ce qui donne } b = 65 \text{ cm}$$

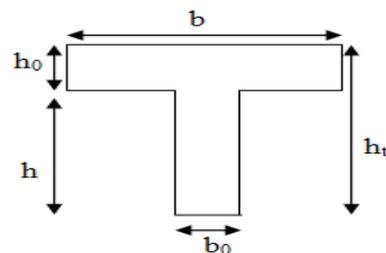


Figure II.7. Coupe transversale d'une poutrelle.

2.7. Les escaliers

L'escalier est une construction constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on Cite celui de notre projet :

Dimensionnement

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier la présence des conditions suivantes

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur g se situe entre 24 et 30 cm.
- La formule empirique de BLONDEL:

$$60 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \dots\dots\dots (1) \quad \text{Avec } h = H'/n \quad \text{et} \quad g = L_0/(n - 1)$$

En fixant la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant : $n = 153/17 = 9$ contres marches.

⇒ le nombre de marche est $(n - 1) = 8$ marches

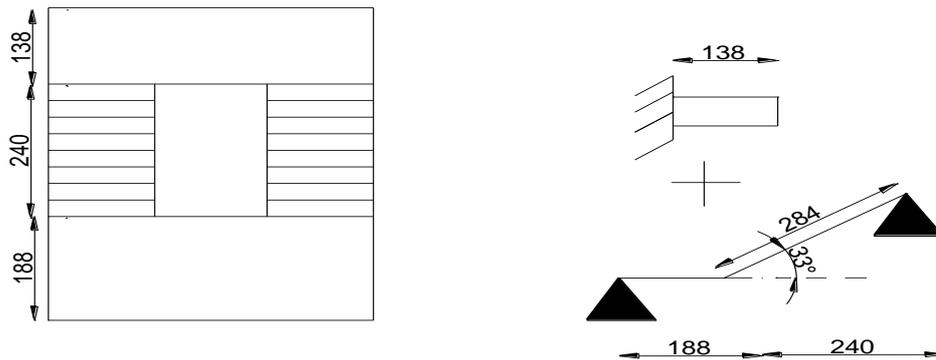


Figure II.8. Schéma de l'escalier à deux volées.

$$g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30 \text{ cm}$, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

- Angle de raccordement α

$$\alpha = \text{tg}^{-1}\left(\frac{H_0}{L_0}\right) = 32,51^\circ$$

L'épaisseur de la paillasse (e) est donnée par :

$$(L/30) \leq e \leq (L/20) \text{ Avec : } L = Lp1 + Lv = 1,38 + 2,84 = 4,22$$

$$(14,06) \leq e \leq (21,1) \text{ Ce qui donne } e = 16 \text{ cm}$$

Pour 2 heures de coupe-feu : $e > 11 \text{ cm}$ (Vérifié).

2.8. L'acrotère



Figure II 9. Coupe de l'acrotère.

$$H = 70 \text{ cm} ; S = (0,1 \times 0,7) + (0,1 \times 0,07) + (0,1 \times 0,03)/2 = 0,0785 \text{ m}^2$$

Élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère, réalisé en béton armé, est assimilé à une console encadrée au dernier plancher

(Système isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

2.9. Evaluation des charges et des surcharges

Tableau II.1 : Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,015	0,3
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,82
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de plâtre	/	/	0,15
7	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				5,3
Charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II.2 :Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,07	1,54
4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,82
5	Isolation thermique	0.25	0,04	0,01
6	Enduit de plâtre	/	/	0,2
7	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,75
charge d'exploitation Q				1

Tableau II.3 : évaluation des charges revenant aux dalles pleines

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids(KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0,11	2,75
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	Mur int	/	/	1

Charge permanent G	5,18
charge d'exploitation Q	1,5

Tableau II.9. Évaluation des charges revenant à la terrasse inaccessible en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Dalle pleine	25	0,11	2,75
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,15
charge d'exploitation Q				1

Tableau II.4. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids(KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0,11	2,75
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				4,18
charge d'exploitation Q				3,5

Tableau II.5. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	9	0,1	0,9
3	Lame d'aire	/	0,05	/
4	Brique creuses	9	0,1	0,9
5	Enduit de plâtre (ciment)	18	0,015	0,27
Charge permanent G				2,34

Tableau II.6. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N°	Couche		Poids Volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Paillasse		25	0,16/cos(α)	4,74
2	Revêtement	Horizontal	22	0,02	0,44
		Vertical	22	0,02h/g	0,24

3	Mortier de Pose	Horizontal	20	0.2	0,4
		Vertical	20	0,02h/g	0,22
4	Enduit de ciment		18	0,015/cos(α)	0,31
5	Poids des marches		22	h/2	1,87
6	Garde de corps		/	/	0,1
Charge permanent G					8,32
Charge d'exploitation Q					2,5

Tableau II.7. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m)
1	Dalle pleine	25	0,16	4
2	Carrelage	22	0,02	0,44
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,03	0,54
5	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanent G				5,74
Charge d'exploitation Q				2,5

2.10. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

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

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

Pour cela, on a sélectionné 3 poteaux qui nous semblent susceptibles d'être les plus sollicités :

- P.D1 : poteau au niveau de la cage d'escalier.
- P.B2 : poteau central.
- P.A3 : poteau de rive.

Tableau II.8. Dimensions préliminaires des poteaux et le poids propres

Niveau	Dimensions (b × h) cm ²	Poids propre ($\gamma_c \times b \times h \times He$)
RDC+R1+R2	50 × 50	19,13
R3+R4+R5	45 × 45	15,49
R6+R7+R8+R9	40 × 40	12,24

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

➤ **Descente de charge**

La loi de dégression

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2 \dots Q_n$

Les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1,2,...n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

- sous la terrasse : Q_0 .
- sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : Q_0+Q_1 .
- sous le deuxième étage (i=2) : $Q_0+0,95*(Q_1+Q_2)$.
- sous le troisième étage (i=3) : $Q_0+0,90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0+0,85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots Q_n)$

➤ **Surface afférente :**

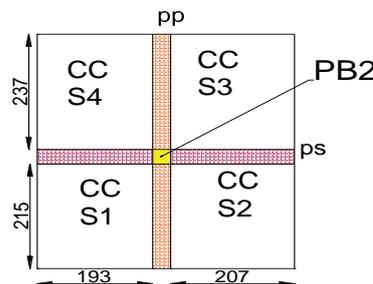


Figure II.10. Surfaces afférentes du poteau B2

$$S_{aff} = S1 + S2 + S3 + S4 = 18,08 \text{ m}^2$$

Les longueurs des poutres sont données par :

$$\begin{cases} L_{pp} = 4,525 \text{ m} & G_{pp} = 0,35 \times 0,35 \times 4,525 \times 25 = 13,85 \text{ KN} \\ L_{ps} = 3,995 \text{ m} & G_{ps} = 0,3 \times 0,3 \times 3,995 \times 25 = 8,99 \text{ KN} \end{cases} \quad \mathbf{g = 22,84 \text{ KN}}$$

➤ **Les charges transmises au poteau B2 :**

Plancher terrasse inaccessible : $5,75 \times 18,08 = 103,96 \text{ KN}$.

Plancher étage courant (habitation) : $5,3 \times 18,08 = 95,82 \text{ KN}$.

Les charges d'exploitations transmises au poteau sont données comme suit:

$$\begin{cases} Q_{\text{terrasse inac}} = 1 \times 18,08 = 18,08 \text{ KN} \\ Q_{\text{plancher}} = 1,5 \times 18,08 = 27,12 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.9. Résultats de la descente de charge du poteau B2.

N^0	Elément)	G(KN)	Q(KN)	N_u
N9	Plancher Terrasse	103,96	18,08	216,88
	Poutres	22,84		
	Poteaux	12,24		
	Somme	139,06		
	Venants de N9	139,06	45,2	
	Plancher	95,82		

N8	Poutres	22,84	45,2	432,25
	Poteaux	12,24		
	Somme	269,96		
N7	Venants de N8	269,96	69,6	645,56
	Plancher	95,82		
	Poutres	22,84		
	Poteaux	12,24		
	Somme	400,86		
N6	Venants de N7	400,86	91,3	855,09
	Plancher	95,82		
	Poutres	22,84		
	Poteaux	12,24		
	Somme	531,96		
N5	Venants de N6	531,96	110,28	1064,39
	Plancher	95,82		
	Poutres	22,84		
	Poteaux	15,49		
	Somme	665,91		
N4	Venants de N5	665,91	126,56	1269,92
	Plancher	95,82		
	Poutres	22,84		
	Poteaux	15,49		
	Somme	800,06		
N3	Venants de N4	800,06	140,12	1471,36
	Plancher	95,82		
	Poutres	22,84		
	Poteaux	15,49		
	Somme	934,21		
N2	Venants de N3	934,21	152,86	1662,99
	Plancher	95,82		
	Poutres	22,84		
	Poteaux	19,13		
	Somme	1062		
N1	Venants de N2	1062	167,78	1871,39
	Plancher	95,82		
	Poutres	22,84		
	Poteaux	19,13		
	Somme	1199,79		
RDC	Venants de N1	1199,79	179,17	2074,49
	Plancher	95,82		
	Poutres	22,84		
	Poteaux	19,13		
	Somme	1337,58		
G = 1337,58KN		Q = 179,17KN		
N'_u = 2074,49 KN				

- **D1 : Poteau au niveau de la cage d'escalier :**

$$S_{aff} = S1 + S2 + S3 + S4 = 12,16 \text{ m}^2$$

Poids des éléments :

$$G_{pp} = 25 \times 0,35 \times 0,35 \times 3,45 = 10,56 \text{ kN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,525 = 7,93 \text{ KN}$$

$$G_{pl} = 5,3 \times 5,26 + 5,74 \times 2,6 + 8,32 \times 4,3 = 78,44 \text{ KN}$$

$$Q_{pl} = 2,5 \times 6,9 + 1,5 \times 5,26 = 25,14 \text{ KN}$$

$$P_m = 2,34 \times 2,71 = 6,34 \text{ KN}$$

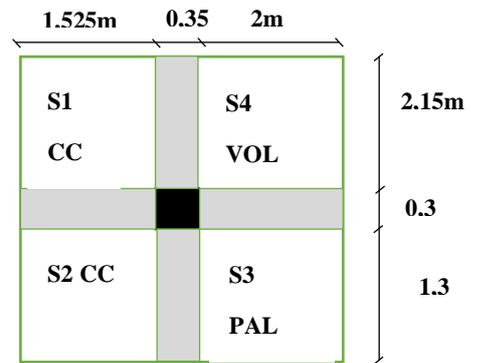


Figure II.11. Surfaces afférentes du poteau D1 (étage courant)

$$G_{terrasse} = 12,16 \times 5,75 = 69,92 \text{ KN}$$

$$Q_{terrasse} = 12,16 \times 1 = 12,16 \text{ KN}$$

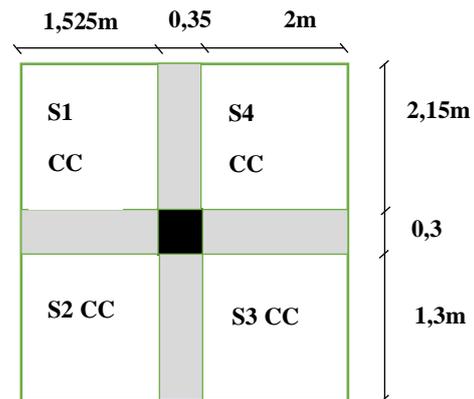


Figure II.12. Surfaces afférentes du poteau D1 (terrasse)

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.10. Évaluation de la descente de charge de poteau D1.

Niveaux	Désignations	G (kN)	Q(KN)	Nu(KN)
N9	Plancher inaccessible	69,92		
	poutres	18,49	12,16	156,18
	poteaux (40*40)	12,24		
	Somme	100,65	12,16	156,18
N8	Venant de N9	100,65		
	Étage courant	78,44	25,14	
	Poutres+Mur poteaux(40*40)	24,83 12,24		343,33
	Somme	216,16	37,3	343,33
N7	Venant de N8	216,16		
	Étage courant	78,44	25,14	
	Poutres+Mur Poteaux (40*40)	24,83 12,24		526,71
	Somme	330,41	59,92	526,71
N6	Venant de N7	330,41		
	Étage courant	78,44	25,14	
	Poutres+Mur Poteaux(40*40)	24,83 12,24		706,32

	Somme	441,11	80,03	706,32
N5	Venant de N6	441,11		
	Étage courant	78,44	25,14	886,81
	Poutres+Mur	24,83		
	Poteaux(45*45)	15,49		
	Somme	555,25	97,63	886,81
N4	Venant de N5	555,25		
	Étage courant	78,44	25,14	1063,53
	Poutres+Mur	24,83		
	Poteaux(45*45)	15,49		
	Somme	668,99	112,72	1063,53
N3	Venant de N4	668,99		
	Étage courant	78,44	25,14	1236,48
	Poutres+Mur	24,83		
	Poteaux(45*45)	15,49		
	Somme	783,13	125,29	1236,48
N2	Venant de N3	783,13		
	Étage courant	78,44	25,14	
	Poutres+Mur	24,83		1413,44
	Poteaux(50*50)	19,13		
	Somme	901,09	137,10	1413,44
N1	Venant de N2	901,09		
	Étage courant	78,44	25,14	1593,43
	Poutres+Mur	24,83		
	Poteaux(50*50)	19,13		
	Somme	1019,05	150,93	1593,43
N0	Venant de N1	1019,05		
	Étage courant	78,44	25,14	1760,54
	Poutres+Mur	24,43		
	Poteaux(50*50)	19,13		
	Somme	1137,01	161,49	1768,51

• A3 poteau de rive :

$$S_{cc} = 1,925 * 2,375 = 4,57m^2 ; \quad S^{dp} = 1,925 * 1,3 = 2,5m^2 \quad S^{total} = 7,07m^2$$

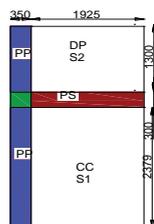


Figure II.13. Surfaces afférentes du poteau A3

$$L_{pp} = 2,375 + 1,3 = 3,675 \text{ m} \quad L_{ps} = 1.925 = 1,925 \text{ m}$$

$$G_{plancier} = G * S_{aff} = 5,3 * 4,57 + 4,18 * 2,5 = 34,67 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{plancier} = 3,5 * 2,5 + 1,5 * 4,57 = 15,61 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{terasse} = 5,75 * 4,57 + 5,18 * 2,5 = 40 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{terasse} = 1 * 7,07 = 7,07 \text{ KN/m}^2$$

Poids des éléments :

$$G_{pp} = 25 * 0.35 * 0.35 * 3,675 = 11,25 \text{ kN}$$

$$g = 15,58 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.3 * 1,925 = 4,33 \text{ KN}$$

Tableau. II.11 : Évaluation de la descente de charge de poteau A3.

Niveaux	Désignations	G (KN)	Q(KN)	Nu(KN)
N9	Plancher inaccessible	40,65		
	poutres	15,58	7,07	105,11
	poteaux (40*40)	12,24		
	Somme	68,47	7,07	105,11
N8	Venant de N9	68,47		
	Étage courant	34,67	15,61	214,95
	poutres	15,58		
	poteaux (40*40)	12,24		
	Somme	130,96	22,68	214,95
N7	Venant de N8	130,96		
	Étage courant	34,67	15,61	322,45
	Poutres	15,58		
	Poteaux (40*40)	12,24		
	Somme	198,04	36,73	322,45
N6	Venant de N7	198,04		
	Étage courant	34,67	15,61	427,61
	Poutres	15,58		
	Poteaux (40*40)	12,24		
	Somme	262,06	49,22	427,61
N5	Venant de N6	262,06		
	Étage courant	34,67	15,61	535,06
	Poutres	15,58		
	Poteaux (45*45)	15,49		
	Somme	329,52	60,14	535,06
N4	Venant de N5	329,52		
	Étage courant	34,67	15,61	640,18
	Poutres	15,58		

	Poteaux (45*45)	15,49		
	Somme	396,98	69,51	640,18
N3	Venant de N4	396,98		
	Étage courant	34,67	15,61	736,97
	Poutres	15,58		
	Poteaux (45*45)	15,49		
	Somme	464,44	73,32	736,97
N2	Venant de N3	464,44		
	Étage courant	34,67	15,61	850,19
	Poutres	15,58		
	Poteaux (50*50)	19,13		
	Somme	535,72	84,65	850,19
N1	Venant de N2	535,72		
	Étage courant	34,67	15,61	959,29
	Poutres	15,58		
	Poteaux (50*50)	19,13		
	Somme	607	93,23	959,29
N0	Venant de N1	607		
	Étage courant	34,67	15,61	1061,35
	Poutres	15,58		
	Poteaux (50*50)	19,12		
	Somme	678,28	97,12	1061,35

Tableau II.12. Résultats de la descente de charge obtenue pour les trois poteaux

Poteaux	G (KN)	Q(KN)	ELS	ELU
PB2	1337,58	179,17	1516,75	2074,49
P D1	1130,58	161,49	1292,07	1768,52
P A3	678,28	97,12	775,4	1061,35

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (PB2) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

D'après le **BAEL 91 (Art B.8.1, 1)**, l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$$Nu' = 1.1 \times 2074,49 = 2281,94KN$$

2.10. Les vérifications nécessaires :

Vérification du poteau RDC

- **Vérification à la compression simple**

On doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec } B: \text{ section du béton et } B=0,5*0,5=0,25m^2$$

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2281,94 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.1606 \text{m}^2 < B = 0,25 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de, chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau II.15.

Tableau II.13. Résultats de la Vérification à la compression simple.

Niveaux	Nu (KN)	Sections (cm ²)	Condition B ≥ B _{calculée}		Observation
			B _{ad} (m ²)	B _{calculée} (m ²)	
9	238,56	40*40	0,16	0,016	Vérifiée
8	475,48	40*40	0,16	0,032	Vérifiée
7	710,12	40*40	0,16	0,047	Vérifiée
6	940,59	40*40	0,16	0,062	Vérifiée
5	1170,82	45*45	0,2	0,077	Vérifiée
4	1396,91	45*45	0,2	0,092	Vérifiée
3	1618,49	45*45	0,2	0,105	Vérifiée
2	1829,28	50*50	0,25	0,125	Vérifié
1	2058,53	50*50	0,25	0,136	Vérifie
RDC	2281,94	50*50	0,25	0,164	Vérifie

• **Vérification au flambement**

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

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases} \quad \alpha : \text{Coefficient en fonction de l'élanement } \lambda .$$

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

l_f : Longueur de flambement..... $l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 2,71 = 1,897m$.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0,14m$

$$\lambda = \frac{1,897}{0.14} = 13,55 < 50 \quad \text{donc} \dots\dots \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,825$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier : $A_s \geq 0.8\% \times Br \Rightarrow$ on prend $A_s = 1\% \times Br$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \dots\dots\dots \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

$Br = (a - 2) \times (b - 2)$, Il faut vérifier que : $Br \geq Br_{\text{cal}}$

Tableau II.14. Résultats de la vérification au flambement.

Niveaux	Nu (KN)	i(m)	λ	α	Condition $Br \geq Br_{\text{calculée}}$		Observation
					Br (m ²)	Br calculée (m ²)	
N9	238,56	0,115	16,49	0,81	0,144	0,013	vérifiée
N8	475,48	0,115	16,49	0,81	0,144	0,026	Vérifiée
N7	710,12	0,115	16,49	0,81	0,144	0,040	Vérifiée
N6	940,59	0,115	16,49	0,81	0,144	0,053	Vérifiée
N5	1170,82	0,129	14,71	0,82	0,202	0,065	Vérifiée
N4	1396,91	0,129	14,71	0,82	0,202	0,078	Vérifiée
N3	1618,49	0,129	14,71	0,82	0,202	0,090	Vérifiée
N2	1829,28	0,14	13,55	0,825	0,230	0,102	Vérifiée
N1	2058,53	0,14	13,55	0,825	0,230	0,115	Vérifiée
N0	2281,94	0,14	13,55	0,825	0,230	0,127	vérifiée

Conclusion

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : $35 \times 35 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $30 \times 30 \text{ cm}^2$.
- Epaisseur des voiles : $e = 20 \text{ cm}$.
- RDC+R1+R2 : $(b \times h) = 50 \times 50 \text{ cm}^2$.
- R3+R4+R5 : $(b \times h) = 45 \times 45 \text{ cm}^2$.
- R6+R7+R8+R9 : $(b \times h) = 40 \times 40 \text{ cm}^2$.

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments non porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- Les escaliers.
- les poutres de chaînage.
- la dalle d'ascenseur.
- l'acrotère.

III.2. Calcul des planchers

III.2.1. Plancher à corps creux

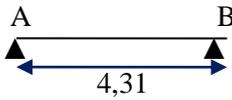
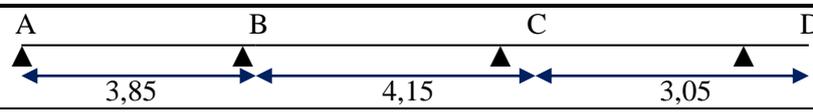
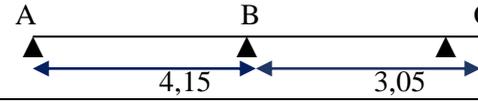
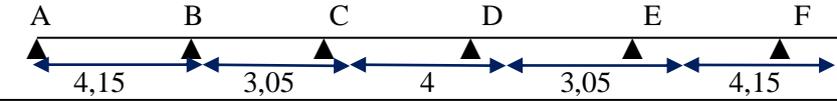
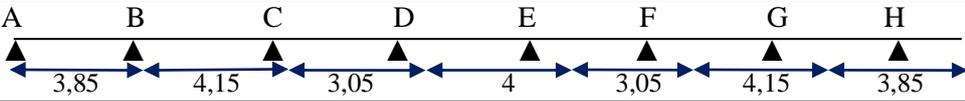
Notre type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments : Poutrelle.
Dalle de compression.

○ **Poutrelles**

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

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau III.2.

Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 2,3,4,5	Non Vérifiées	$Li/(Li + 1) \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée

Type 1	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM
--------	---	-----------------------	-------------------

• Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $p_u = q_u \times b$.

ELS : $q_s = Q + G$; $p_s = q_s \times b$ avec : $b = 0.65m$.

Tableau III.3.Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d’actions

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELU	ELS	ELS
			q _u (KN/m ²)	p _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	p _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5,75	1	9,26	6,02	6,75	4,38
Étage d’habitation	5,3	1,5	9,40	6,11	6,8	4,42

Calcul des sollicitations (M, V)

➤ Exemple illustratif (type 3)

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode Caquot minoré pour la poutrelle type 3 du plancher étage courant :

Moments aux appuis

$G' = (2/3)G = 3,53KN/m^2$

$M_A = M_c = 0 = -0,15M_0$

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} \left. \begin{aligned} ELU &= -1,47 KN.m \\ ELS &= -1,06 KN.m \end{aligned} \right\} \\ \left. \begin{aligned} ELU: &-\frac{4,56 \times (4,15)^3 + 4,56 \times (3,05)^3}{8,5 \times (4,15 + 3,05)} = -7,44KN.m \\ ELS: &-\frac{3,27 \times (4,15)^3 + 3,27 \times (3,05)^3}{8,5 \times (4,15 + 3,05)} = -5,33KN.m \end{aligned} \right\}$$

Moments en travées

Travée AB

$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{4,15}{2} - \frac{7,44}{6,11 \times 4,15} = 1,78 m$

$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 2,1q = \begin{cases} ELU = 12,88KN.m \\ ELS = 9,28 KN.m \end{cases}$

$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$

$$\text{Donc, } M_t = \begin{cases} \text{ELU : } 12,88 - 7,44 \times 1,78/4,15 = 9,70 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } 9,28 - 5,33 \times 1,78/4,15 = 7,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{3,05}{2} + \frac{7,44}{6,11 \times 3,05} = 1,92 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 1,0848 q = \begin{cases} \text{ELU} = 6,63 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = 4,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} \text{ELU : } 6,63 - 7,44 \times (1 - 1,92/3,05) = 3,87 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } 4,79 - 4,42 \times (1 - 1,92/3,05) = 2,82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**

$$\text{on a, } V_i = \pm q \times \frac{l}{2} + \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$\text{Travée AB: } \begin{cases} V_A = \frac{6,11 \times 4,15}{2} - \frac{7,44}{4,15} = 10,89 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6,11 \times 4,15}{2} - \frac{7,44}{4,15} = -14,74 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC: } \begin{cases} V_B = \frac{6,11 \times 3,05}{2} + \frac{7,44}{3,05} = 11,76 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6,11 \times 3,05}{2} + \frac{7,44}{3,05} = -6,88 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau III.4. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles.

Types	E L U			Effort tranchant Vu (KN)	E L S		
	Evaluation des moments				Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-2,13	/	14,9	13,17	-1,54	/	10,26
T2	-1,07	-5,24	6,98	12,22	-0,77	-3,76	5,08
T3	-1,47	-7,44	9,7	14,74	-1,06	-5,43	7,04
T4	-1,74	-7	9,89	14,36	-1,06	-5,02	7,17
T5	-1,26	-7,01	8,73	13,8	-0,9	-5	6,34
MAX	-2,13	-7,44	14,9	14,74	-1,54	-5,43	10,26

Ferraillage des poutrelles

➤ **Ferraillage longitudinal**

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferraillées en fonction des sollicitations maximales:

Données : b = 65cm ; b₀ = 10 cm ; h = 20 cm ; h₀ = 4 cm ; f_e = 400 Mpa ; f_{c28c} = 25 MPa

➤ **Ferraillage en travée**

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{Tu} = 0,0591 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,0149 \text{ MN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,0149}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,049 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A; } A' = 0$$

Ce qui donne: $A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049} \right] = 0,062$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,062) = 0,175 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,0149}{0,175 \times 348} = 2,44 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,44 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3,05 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Ferraillage aux appuis**

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

Tableau III.5.ferraillage aux appuis

Nature	μ_{bu}	α	z	A_a	A_{\min}	Choix
Appui int	0,161	0,22	0,164	1,3	0,22	1HA10+1HA12=1,92cm ²
Appui de rive	0,046	0,058	0,175	0,35	0,22	1HA8=0,5cm ²

➤ **Ferraillage transversal**

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10 \text{ mm}; 5,71 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

D'où, $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2.$

Vérifications nécessaires

Vérifications à l'ELU

• **Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = V_u^{\max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = 14,74 \times 10^{-3} / (0,1 \times 0,18) = 0,82 \text{ MPa}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa\right) = 3,33 MPa$$

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Espacement (St)**

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$1) St \leq \min(0,9d ; 40 cm) \Rightarrow St \leq 16,2 cm$$

$$2) St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 57 cm$$

$$3) St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 96 cm$$

D'où, St = 15 cm

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

❖ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e} \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 14,74 \times 10^{-3} = 0,42 cm^2$$

Or $A_l = 3,55 cm^2 > 0,42 cm^2$ condition vérifiée

❖ **Appui intermédiaire**

$$Fc = \left(\frac{M_u^{inter}}{0,9 d}\right) = -45,92KN \Rightarrow Vu + Fc = -31,18 < 0$$

Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment ;(ne soumise a aucun effort de traction).

• **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d ; (35 - 4)cm) = 16,2cm$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 14,74KN < 108,135KN$vérifiée

• **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 MPa$$

$$\text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27,5 cm$$

$\tau_1^u = 0,96MPa < \bar{\tau} = 3,33 MPa$ vérifiée

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

Vérifications à l'ELS

• Vérification des contraintes

❖ En travée

✓ Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -120,5 \text{ cm}^3 < 0$$

$H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure section en T.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15.A + (b - b_0)h_0].y - 15.A.d - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0 \Leftrightarrow 5 y^2 + 65,75 y - 1263,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 309,66 \Rightarrow y = 4,39 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{b - b_0}{3} (y - h_0)^3 + 15A(d - y)^2 = 10306,38 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10,26 \times 10^{-3}}{10306,38 \times 10^{-8}} \times 4,39 \times 10^{-2} = 4,37 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ En appui intermédiaire

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 116,8 \text{ cm}^3 > 0$$

\Rightarrow calcul d'une section rectangulaire (b × h)

✓ Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 5 y^2 + 28,8 y - 518,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 105,81 \Rightarrow y = 7,7 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 4577,16 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,43 \times 10^{-3}}{4577,16 \times 10^{-8}} \times 7,7 \times 10^{-2} = 9,13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• Vérification de la flèche

❖ Conditions de la vérification de la flèche

Données :

$$l = 4,31 \text{ m} ; \quad M_{ts} = 10,26 \text{ KN.m} ; \quad M_{ts} = 0,819 M_{0s}$$

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

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 20 \text{ cm} < 23,53 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Puisque la première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l < 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4,31}{500} = 8,62 \text{ mm}$$

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

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

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

$$\begin{cases} M_{ser}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 6,55 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 4,72 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 8,41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

avec: $j = G - G^{revêtement} = 3,82 \text{ KN.m}$

✓ **Coefficients λ, μ**

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 4,26 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,706 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,05}{10 \times 18} = 1 \%$$

✓ **Calcul des σ_{st}**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d - y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 129,74 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 93,4 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 163,99 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 10306,38 \text{ cm}^4 \\ y = 4,39 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul des moments d'inertie fissurés

$$y_G = 7,01 \text{ cm} \Rightarrow I_0 = \frac{by_G^3}{3} + \frac{b_0(h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_G)^2$$

D'où, $I_0 = 19795,72 \text{ cm}^4$

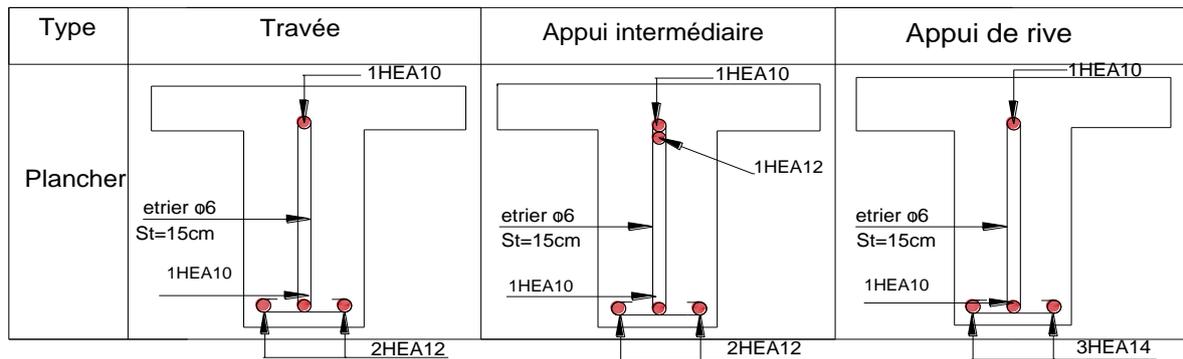
$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,5 \\ \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,37 \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,58 \end{array} \right.$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 6956,93cm^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 8452,48cm^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 6273,85cm^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 11751,37cm^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 9,57mm \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 3,21 mm \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 7,7mm \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 6,41 mm \end{array} \right.$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 7,65mm < \bar{f} = 8,62mm \dots \dots \dots$ la flèche est vérifiée

Figure III.1. Schéma de ferrailage poutrelles.



✓ Etude de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{235} \times 100 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$f_e = 235 \text{ MPa}$ Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »).

Soit $\begin{cases} A_{\perp} : 6\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel} : 6\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles $(150 \times 150) \text{ mm}^2$

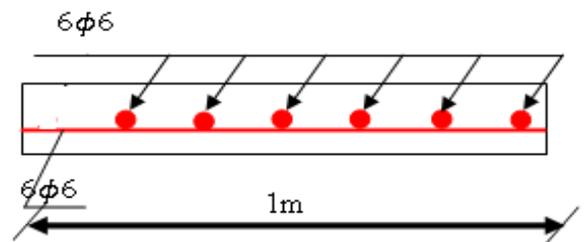


Figure III.2. Ferrailage de la D.C

III.2.2. Étude des dalles pleines

Introduction

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

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

- dalle sur deux appuis (DP1)

$$\rho = \frac{1,3}{2,55} = 0,51 \text{ m} > 0,4$$

- Evaluation des charges

$G = 4,18 \text{ KN/m}^2$ $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

$$p_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1 \text{ ml} = 10,89 \text{ KN/ml}$$

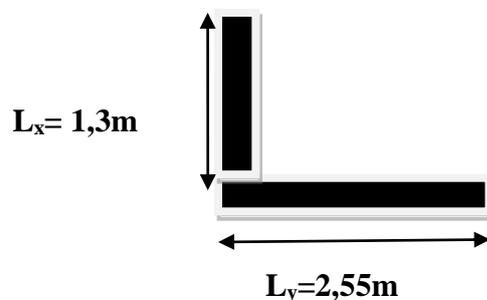


Figure III.3. Dalle sur deux appuis DP1.

▪ Les sollicitations

$$M_x = \mu_x \times pu \times (lx)^2 = 0,0951 \times 10,89 \times 1,3^2 = 1,75 \text{KN. ml}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,25 \times 1,75 = 0,44 \text{KN. ml}$$

▪ Calcul de moment corrigie :

En travée $M_x^t = 0,85 \times M_x = 1,49 \text{KN. m}$ (panneau de rive)
 $M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,37 \text{KN. m}$ (panneau de rive)

En appuis : $M_x^a = -0,3M_x = -0,525 \text{KN. m}$ (appui de rive)

$$M_y^a = -0,5M_x = -0,875 \text{KN. m}$$
 (appui intermediaire)

- Ferrailage

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

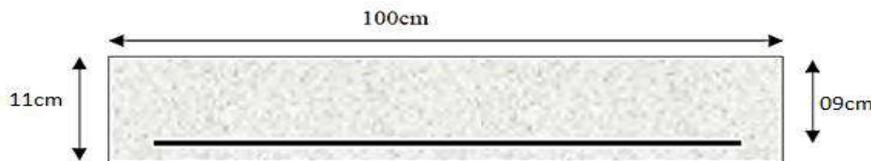


Figure III.4: Section de la dalle pleine à ferrailler

$$b = 1 \text{ml} , f_{bu} = 14,2 \text{MPa} , d_x = e - c = 11 - 3 = 8 \text{cm}$$
 (Fissuration nuisible)

- Selon Lx

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,49 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,08)^2} = 0,016 < \mu_l = 0,391 \rightarrow \text{pivot } A \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,02$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,079 \text{m}$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{Z \times f_{st}} = \frac{1,49 \times 10^{-3}}{0,079 \times 348} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité:

Pour $e < 12 \text{cm}$ et $\rho > 0,4$

$$A_{min}^x = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,96 \text{cm}^2 > A_t = 0,65 \text{cm}^2 \rightarrow \text{soit } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2$$

Espacement :

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(2e; 25)$$

Tableau III.7. Calcul du ferrailage

Position	sens	M	μ_{bu}	A	z	A ^{cal}	A ^{min}	A ^{choisis}	St
En travée	X	1,49	0,016	0,02	0,079	0,65	0,96	4HA8	25
	Y	0,37	0,004	0,005	0,079	0,14	0,96	4HA8	25
En appuis	X	0,525	0,0058	0,007	0,079	0,19	0,96	4HA8	25
	Y	0,875	0,009	0,011	0,079	0,32	0,96	4HA8	25

❖ Les Armatures de répartition

$A_y = A_t/4 = 1,41 \text{ cm}^2/ml$ Soit $A_y = 3HA10 = 2,56 \text{ cm}^2/ml$

Avec :

$$S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/3 = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$V_x = \frac{p \times l_x}{2} \times \left(\frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \right) = \frac{10,89 \times 1,3}{2} \times \frac{2,55^4}{1,3^4 + 2,55^4} = 6,63 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p \times l_y}{2} \times \left(\frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \right) = \frac{10,89 \times 2,55}{2} \times \frac{1,3^4}{1,3^4 + 2,55^4} = 0,88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{6,63 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,083 \text{ MPa} \leq \tau = 0,07 \times 25 \times \frac{1}{1,5} = 1,16 \text{ MPa} \dots \text{Verifiée}$$

❖ Vérification des contraintes

$qs = (G + Q) \times 1ml = 7,68 \text{ kn/ml}$

$M_x = 1,23 \text{ KN.m}$; $M_y = 0,31 \text{ KN.m}$

En travée :

$M_{xs}^t = 0,85 \times M_x = 1,05 \text{ KN.m}$

$M_{ys}^t = 0,85 \times M_y = 0,26 \text{ KN.m}$

En appuis :

$M_{xs}^a = -0,3M_x = -0,37 \text{ KN.m}$

$M_{ys}^a = -0,5M_x = -0,62 \text{ KN.m}$

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15A_s d \Rightarrow 50y^2 + 30,5y - 241,2 = 0$$

$Y = 1,9 \text{ cm}$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A_s(d - y) \Rightarrow 33,33 \times 1,9^3 + 15 \times 2,01(8 - 1,9)^2$$

$I = 1350,49 \text{ cm}^4$

Sens X ; en travée :

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} \Rightarrow \frac{1,09 \times 10^{-3}}{1350,49 \times 10^{-8}} \times 0,019 = 1,54 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Verifiée}$$

Tableau III.8. Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

Position	sens	M _{ser} (kn.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm}	observation
En travée	X	1,05	1,92	1350,49	1,54	15	Vérifié
	Y	0,26	1,92	1350,49	0,43	15	vérifié
En appuis	X	0,37	1,92	1350,49	0,61	15	vérifié
	Y	0,62	1,92	1350,49	1,02	15	vérifié

État limite d'ouverture des fissures :

Contrainte des aciers :

$$FN \rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times M_s}{I} (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm} = 201,6 MPa$$

Tableau III.9. Vérification de la contrainte de compression dans l'acier.

Position	Sens	M _{ser} (kn.m)	σ _{st}	σ _{st} ^{adm}	Observation
En travée	X	1,05	65,4	201,6	vérifié
	Y	0,26	16,19	201,6	Vérifié
A l'appui	X	0,37	23,04	201,6	Vérifié
	Y	0,62	38,6	201,6	vérifié

État limite de déformation

Sens x-x :

1. $11cm > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1,05}{20 \times 1,23} 1,3\right) = 5,7cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
2. $A = 2,01cm^2 < \frac{2 \times 100 \times 8}{400} = 4cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Sens y-y :

1. $11cm \geq 10cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
2. $A = 2,01cm^2 < \frac{2 \times 100 \times 8}{400} = 4cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

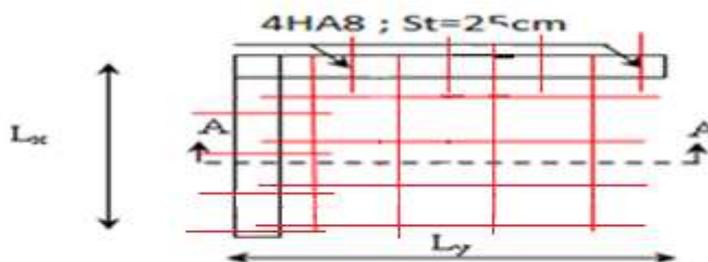


Figure III.5: Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.10.Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types		Sollicitations									
		ELU						ELS			
		M_x^t KN.m	M_y^t KN.m	M_a^x KN.m	M_a^y KN.m	V_x (KN)	V_y (KN)	M_x^t KN.m	M_y^t KN.m	M_a^x KN.m	M_a^y KN.m
<i>balc</i>	D2	8,93	3,29	3,15	5,25	6,78	0,64	6,29	2,31	2,22	3,7
<i>plan</i>	D4	14,72	3,31	9,81	9,81	6,46	0,29	10,63	2,39	7,09	7,09
<i>Terr Inac</i>	D1'	1,33	0,33	0,47	0,79	5,97	0,79	0,98	0,25	0,34	0,58
	D2'	8,03	3,64	2,83	4,73	7	0,7	7,09	2,11	2,69	4,15
	D4'	15,61	3,5	10,4	10,4	6,84	0,32	11,43	2,19	7,7	7,7

Tableau III.11.Vérification de l'effort tranchant.

	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.	V_{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
D2	6,78	0,084 < 1,16	Vérifiée	0,64	0,008 < 1,16	Vérifiée
D4	6,46	0,071 < 1,16	Vérifiée	0,29	0,0036 < 1,16	Vérifiée
D1'	5,97	0,074 < 1,16	Vérifiée	0,79	0,0099 < 1,16	Vérifiée
D2'	6,11	0,076 < 1,16	Vérifiée	0,88	0,011 < 1,16	Vérifiée
D4'	5,02	0,062 < 1,16	Vérifiée	0,22	0,0028 < 1,16	Vérifiée

Tableau III.12.Calcul du ferrillage à l'ELU

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D2	X-X	8,93	0,086	0,112	0,076	3,38	0,96	5HA10 = 3,93
	Y-Y	3,29	0,036	0,045	0,078	1,21	0,96	4HA8 = 2,01
	X-X	3,15	0,034	0,043	0,078	1,16	0,96	4HA8 = 2,01
	Y-Y	5,25	0,057	0,073	0,068	2,21	0,96	4HA10 = 3,14
D4	X-X	14,72	0,13	0,174	0,084	5,03	1,08	5HA12 = 5,65
	Y-Y	3,31	0,028	0,035	0,079	1,2	1,08	3HA8 = 1,51
	appui	9,81	0,085	0,11	0,076	3,71	1,08	4HA12 = 4,52
D1'	X-X	1,33	0,0146	0,018	0,079	0,48	0,96	4HA8 = 2,01
	Y-Y	0,33	0,0036	0,0045	0,08	0,12	0,96	4HA8 = 2,01
	X-X	0,47	0,0052	0,0065	0,08	0,17	0,96	4HA8 = 2,01
	Y-Y	0,79	0,0087	0,011	0,08	0,28	0,96	4HA8 = 2,01

Tableau III.13. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de La Dalle		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
D2	x-x	6,29	2,53	2303,64	6,9 < 15	Vérifiée	224 > 201,63	Non Vérifiée
	y-y	2,31	1,92	1350,46	3,28 < 15	Vérifiée	156 < 201,63	Vérifiée
	x-x	2,22	1,92	1350,46	3,15 < 15	Vérifiée	149,92 < 201,63	Vérifiée
	y-y	3,7	2,31	1935,79	4,42 < 15	Vérifiée	163,13 < 201,63	Vérifiée
D4	x-x	10,63	3,15	3942,21	8,49 < 15	Vérifiée	FPN	
	y-y	2,39	1,81	1385,43	3,12 < 15	Vérifiée		
	appui	7,09	2,88	4438,95	4,6 < 15	Vérifiée		

On remarque que la deuxième condition de la dalle D2 n'est pas vérifiée, ce qui nous a conduits à recalculer la section des armatures à l'ELS.

Après le recalcul à l'ELS, on a adopté la section suivante : $A_s = 5HA12 = 5,65cm^2/ml$

Note : pour les dalles D1', D2' & D4' ont des sollicitations presque égale à celle d'étage courant donc on obtient le même ferrailage.

❖ Evaluation de la flèche

Pour la dalle D2

Sens X-X : $11\text{ cm} > 6,5\text{ cm}$ Vérifiée

$3,93cm^2 < 4\text{ cm}^2$ vérifié

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens Y-Y : $11\text{ cm} < 14,2\text{ cm}$ Non vérifiée

$2,01cm^2 < 4\text{ cm}^2$ vérifié

La vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.14. Vérifications de la flèche à l'ELS

Localisation		f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
D2	Y-Y	2,48	0,54	3,18	0,82	$4,3 \leq 5,7$	Vérifiée

Pour la dalle D4

Sens X-X : $11cm \geq 7,1\text{ cm}$ Vérifiée

$5,65\text{ cm}^2 > 4,5\text{ cm}^2$ Non vérifiée

On doit vérifier la flèche

Tableau III.15. Vérifications de la flèche à l'ELS

Localisation		f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
D4	X-X	2,46	0,32	1,75	1,14	$2,75 \leq 5,68$	Vérifiée

Remarque

La longueur des chapeaux aux appuis est calculée comme suit :

$$L_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(l_a; \frac{l}{4} \right) \dots \text{travée de rive} \\ \left(l_a; \frac{l}{5} \right) \dots \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec, // L_1

$$l_a = \begin{cases} 0,4 l_s & \text{si barres HA} \\ 0,6 l_s & \text{si barres RL} \end{cases}$$

l_s : Longueur de scellement = 40ϕ (acier HA)

Donc, $L_1 = 1\text{m}$ pour les travées de rives et $L_1 = 0,70\text{ m}$ pour les travées intermédiaires

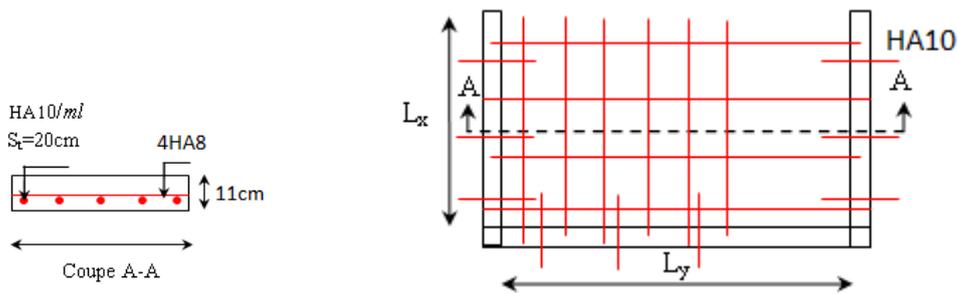


Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle D4

III.3. Calcul de l'escalier

Les deux parties sont identiques, donc on va étudier uniquement une partie et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

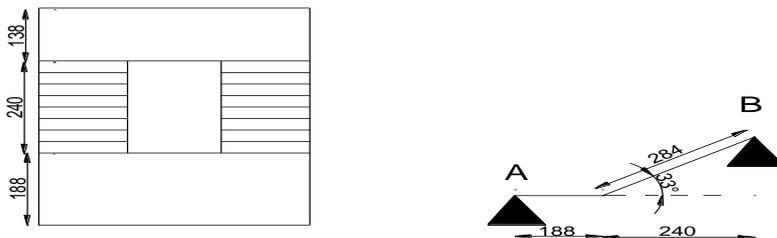


Figure III.7. Schéma de l'escalier à 2 volées

III.3.1. Partie AB :

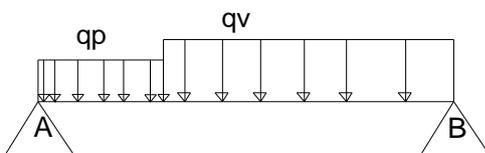


Figure III.8. Schéma statique de l'escalier 1^{er} partie

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 8,39 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \text{ palier} \begin{cases} G_p = 5,74 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 14,94 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 11,49 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 10,74 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8,24 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v 2,4 + q_p 1,88$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 30,53 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 22,02 \text{ KN} \end{cases} ; \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 26,83 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 19,34 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.16. Sollicitations dans l'escalier

Appui	Réaction(KN)		V (KN)	M (KN.m)		V ^{max} (KN)	M _{0max}	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
A	26,83	19,34	26,83	0	0	30,53	31,35	22,69
B	30,53	22,02	-30,53	0	0			

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,75M_{0u} = 23,51 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -15,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

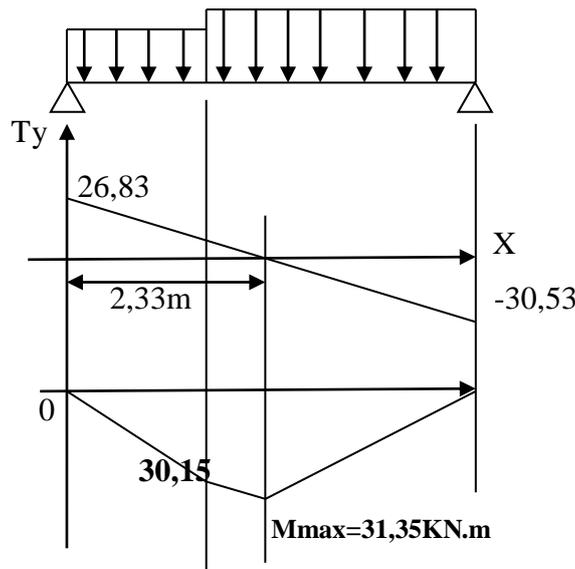


Figure III.9. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

• Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (1ml \times e)$; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a^{max} .

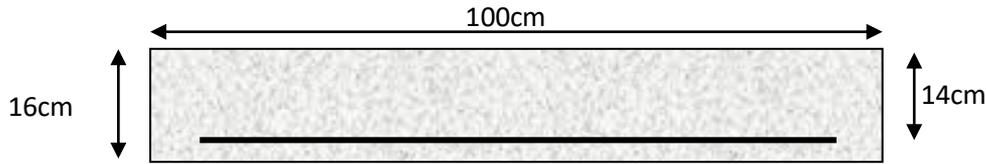


Figure III.16. Section d'escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.17. Ferrailage de l'escalier

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	23,51	0,097	0,127	0,123	5,49	1,57	5HA12 = 5,65	20
appui	-15,68	0,071	0,092	0,12	3,75	1,57	5HA10 = 3,93	20

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 1,41 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$; St = 25 cm

En appui : $A_{rep} = 0,98 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$; St = 25 cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 30,53 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **vérification des contraintes**

Comme la FPN, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 22,69 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,75 M_s^{max} = 17,02 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -11,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	17,02	4,62	10743,72	7,31	15	Vérifiée
En appui	-11,35	3,99	6386,32	7,09	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

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

1) $e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=16 \text{ cm} < 21,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 5,65 \text{ cm}^2 < 7 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

2) $L = 4,28\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

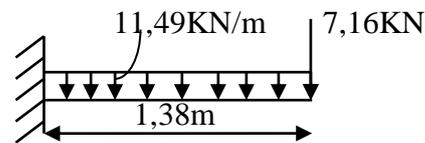
La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$f_{adm} = \frac{428}{500} = 0,856\text{cm}$

$\Delta f = (8,74 - 2,74) + (6,62 - 4,35) = 8,27 < \bar{f} = 8,56 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée}$

III.3.2. Le palier intermédiaire (partie BC) :

1. Évaluation des charges



$G_p = 5,78 \text{ kN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$P_u = 1,35G + 1,5Q = 11,49 \text{ kN/m}$ **Figure III.11.** Schéma statique de palier intermédiaire.

$P = G_{mur} \times 3,06 = 7,16 \text{ kN}$ (la charge concentrée due au poids propre du mur).

$P = 1,35 \times 7,16 = 9,66 \text{ kN}$.

2. Les sollicitations

$M_u = \frac{11,49 \times 1,38^2}{2} + 9,66 \times 1,35 = 23,8$

$V_u = 11,49 \times 1,38 + 9,66 = 25,17 \text{ kN}$.

3. Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$B = 100 \text{ cm}; h = 16 \text{ cm}; d = 14 \text{ cm}; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$.

Tableau III.19. Le ferrailage du palier intermédiaire.

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A adopté (cm ² /ml)	St (cm)
23,8	0,084	0,109	0,133	5,07	1,57	5HA12 = 5,65	20

• **Armatures secondaires**

$A_r = \frac{5,65}{4} = 1,42 \text{ cm}^2$ On choisit : 4HA8 = 2,01 cm²/ml

$St \leq \min(3e; 33) \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$

4. Vérification à l'ELU

- **L'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{25,17 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14} = 0,179 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifier}$.

Tableau III.20. Vérification des contraintes à l'ELS

M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
17,17	4,09	10604	6,6	15	Vérifiée

5. État limite de déformation

1) $e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=16 \text{ cm} > 6,9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

2) $A \leq \frac{2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 5,65 \text{ cm}^2 < 7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

2) $L = 4,28\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Il n'est plus nécessaire de procéder à la vérification de la flèche.

6. Le schéma de ferrailage

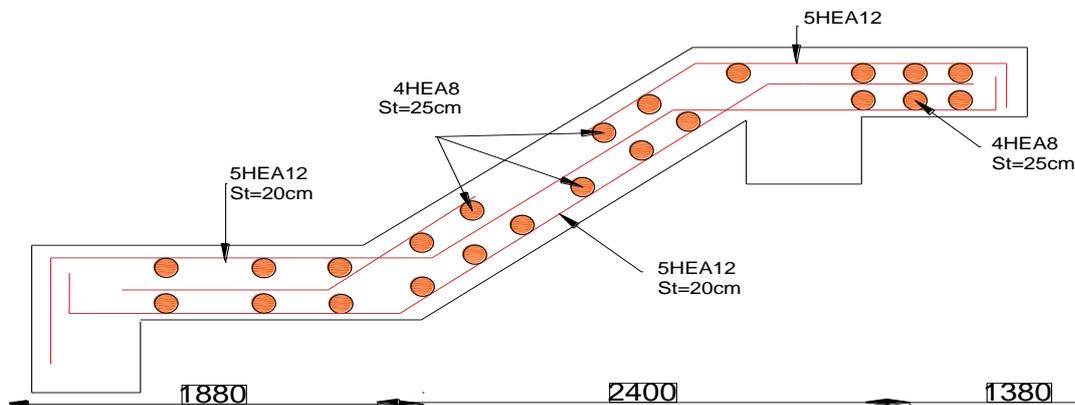


Figure III.12. Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.4. Étude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

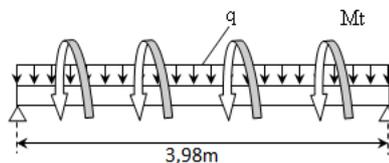


Figure III.13. Schéma statique de la poutre palière.

➤ **Dimensionnement**

D'après la condition de flèche définit par le **BAEL91** :

$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 26,53 \text{ cm} \leq h \leq 39,8\text{cm}$

➤ **Exigences du RPA99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

➤ **Définition des charges**

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre :** $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$
- **Charge transmise de la paillasse :** $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 30,53 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 22,02 \text{ KN/m} \end{cases}$

➤ **Calcul à la flexion simple**

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q = \begin{cases} ELU: q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 33,56 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = g_0 + R_{Bs} = 24,69 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments : $M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 66,45 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 56,48 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -33,22 \text{ KN.m} \end{cases}$

Effort tranchant : $V_u = q_u \frac{l}{2} = 66,78 \text{ KN}$

Ferraillage à l'ELU

Tableau III.21. Résultats de ferraillage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	56,48	A	0,169	0,23	0,25	6,2	1,01	Vérifiée
Appui	- 33,22		0,099	0,13	0,27	3,53	1,01	

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{66,78 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,8 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

a) $A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$

b) $A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,212 \text{ cm}^2$

$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,212 \text{ cm}^2)$, donc on prend $A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul à la torsion**

Moment de torsion

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \varnothing/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 5\text{cm} \implies \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625\text{ cm}^2$$

$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 100\text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{15,68 \times 10^{-3} \times 1}{2 \times 0,0625 \times 348} = 3,5\text{ cm}^2 \quad \text{avec : } M_{Tor} = |M_a^v - M_a^p|$$

➤ **Armatures transversales**

on fixe $St = 15\text{ cm} \implies A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,541\text{ cm}^2$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{15,68 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 2,51\text{ MPa}$$

On doit vérifier $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,8^2 + 2,51^2} = 2,634\text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33\text{ MPa}$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Ferraillage globale**

En travée: $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 6,2 + \frac{3,5}{2} = 7,95\text{ cm}^2$

Soit 3HA14+3HA12 = 8,01 cm²

En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3,53 + \frac{3,5}{2} = 5,28\text{ cm}^2$

Soit 3HA14 + 1HA12 = 5,75 cm²

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,541 = 0,991\text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 24,69\text{ KN/m}$

Moments : $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 48,88\text{ KN.m} \implies \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 41,55\text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -24,44\text{ KN.m} \end{cases}$

Tableau III.22. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	41,55	12,13	52689,49	9,56	15	Vérifiée
En appui	-24,44	10,13	37952,93	6,52	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \iff h = 30\text{ cm} > 28,83\text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 8,01 \text{ cm}^2 < 8,50 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3) $L = 3,98 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Les conditions suivantes sont observées donc la flèche vérifier.

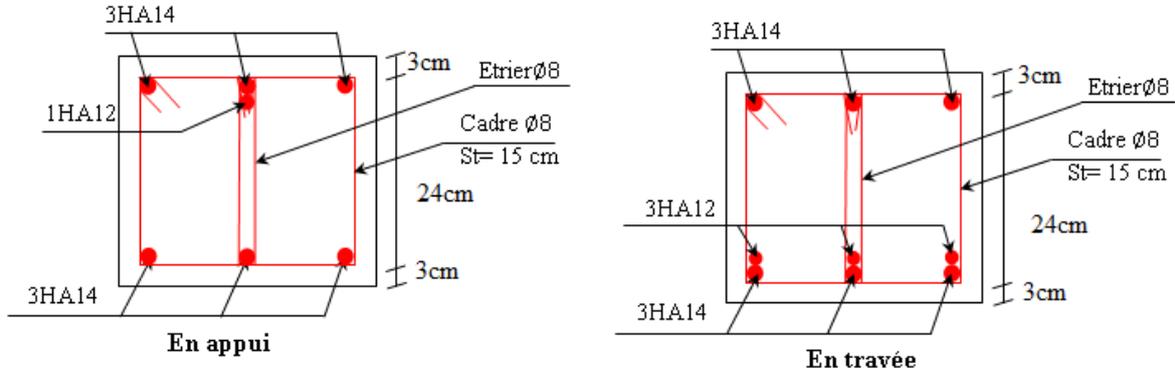


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la poutre de palier

III.5. Etude de la poutre de chaînage

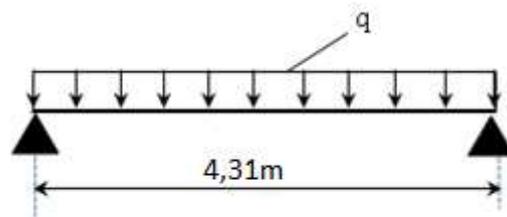


Figure III.15. Schéma statique de la poutre de chaînage

• Dimensionnement

D'après le RPA99 (Art 9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté. Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

❖ Condition de la flèche

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 27 \text{ cm} \leq h \leq 41,5 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 20 \text{ cm et } h = 30 \text{ cm}$$

➤ Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

❖ Poids propre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,20 = 1, \text{ KN/ml}$

❖ **Poids du mur** : $G_{mur} = 2,34 \times (3,06 - 0,3) = 6,46 \text{ KN/ml}$

❖ **Charge d'exploitation sur la poutre** : $Q_0 = Q \times b = 1,5 \times 0,2 = 0,3 \text{ KN/m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = (1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times (1,5 + 6,46) + 1,5 \times 0,3 = 11,18 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = (G + Q) = (1,5 + 6,46) + 0,3 = 8,25 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments isostatiques $\begin{cases} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 25,96 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 19,15 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en travée $\begin{cases} \text{ELU: } M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 22,06 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 16,28 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appui : $M_a = -0,3 M_0 \begin{cases} \text{ELU: } M_{au} = -7,79 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -5,74 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Tableau III.24. Moments et ferraillages correspondant

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	22,06	A	0,091	0,121	0,266	2,38	0,97	4HA10 = 3,14
Appui	- 7,79		0,032	0,041	0,275	0,81	0,97	3HA10 = 2,36

➤ **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 24,10 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,446 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{FN}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ puis on calcul A_{trans}

a) $A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,3 \text{ cm}^2$

b) $A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} = -1,8 \times 10^{-5} < 0$

Soit un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérfications à l'ELS**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Tableau III.25. Vérification des contraintes

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
En travée	16,28	9,36	21831,72	$6,47 \leq 15$	$193,38 \leq 201,6$
En appui	-5,74	7,03	12672,09	$2,96 \leq 15$	$132,3 \leq 201,6$

➤ Vérification de la flèche

- 1) $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \Leftrightarrow 0,07 \text{ m} < 0,1 \text{ m} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- 2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3,14 < 5,88 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$
- 3) $L = 4,31 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

Tableau III.26. Vérification de la flèche

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
2,9	0,92	2,33	1,28	3,02	8,6	<i>vérifiée</i>

➤ Schémas de ferrailage

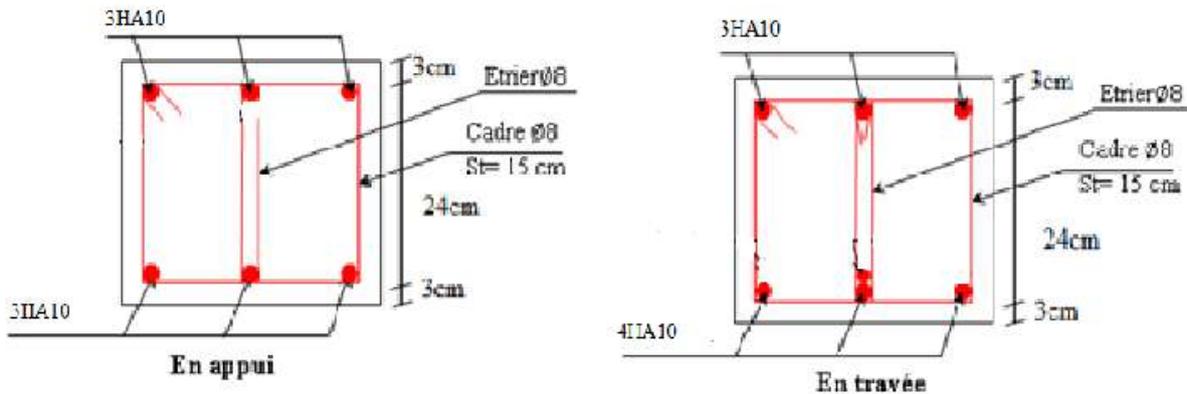


Figure III.16. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.6. Etude de l'acrotère :

Un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute, le calcul se fera en flexion composé pour une bande de 1ml, FN.

Evaluation des charges et surcharges :

❖ Poids propre : $G_0 = 25 \times S_{acr} = 1,96 \text{ KN/ml}$

$G^{rev} = 18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/ml}$ d'où : $G = W_p = 2,32 \text{ KN/ml}$

❖ Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

❖ **Force sismique:** $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ RPA99 (art 6.2.3).

Avec $\begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale;} \\ W_p = 2,32 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$

Donc, $F_p = 1,11 \text{ KN}$

Calcul des Sollicitations :

$$X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} = \frac{(0,1 \times 0,7)0,05 + (0,1 \times 0,07)0,2 + (0,03 \times 0,01/2)0,16}{0,08} = 6,4 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{0,07 \times 0,35 + 0,07 \times 0,64 + 0,0015 \times 0,68}{0,08} = 37,5 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumise a :

$$\begin{cases} N_G = 2,32 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,7 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.27. Combinaisons d'action d'acrotère

Combinaison Sollicitations	ELU Accidentelle G+Q+E	ELU Fondamentale 1,35G+1,5Q	ELS G+Q
N (KN)	2,32	3,13	2,32
M (KN.m)	1,11	1,05	0,7

➤ **Ferraillage :**

Excentricité : $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 33 \text{ cm} > (h/6) = 11,67 \text{ cm}$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferraillage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le **BAEL(Art4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que : $e = e_0 + e_a + e_2$

- e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.
- e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.
- $e_a = \max(2 \text{ cm} ; h/250) = 2 \text{ cm}$.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0} = 0,0118 \text{ m} \quad \text{Avec} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 ; \text{ et } L_f = 2h = 1,4 \text{ m}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

D'où : $e = 33 + 2 + 1,18 = 36,18 \text{ cm}$

Les sollicitations de calcul deviennent : $N_u = 3,13 \text{ KN}$;

$$M_u = N_u \times e = 3,13 \times 0,3618 = 1,14 \text{ KN.m}$$

Ferraillage de l'acrotère

Calcul à l'ELU :

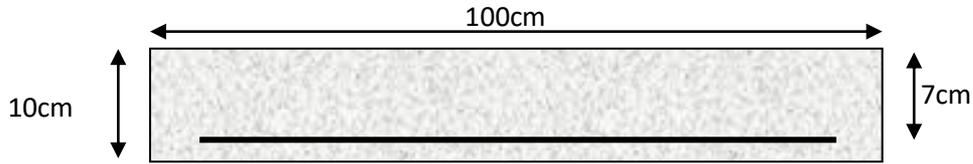


Figure III.17. Section de l'acrotère à ferrailer

$$M_f = M_u + N_u(d - h/2) = 1,13 \text{ KN/m}$$

$$\mu_{bu} = (1,13 \times 10^{-3}) / (14,2 \times 1 \times 0,07^2) = 0,019 < \mu_l = 0,392 \text{ Alors } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,019}) = 0,02 \quad Z = 0,06944 \text{m}$$

$$A_1 = \frac{1,13}{0,06944 \times 384} = 0,49 \text{cm}^2 \text{ on revient a la flexion compose:}$$

$$A = A_1 - N_u / f_{st} = 0,48 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Le ferraillage se fera à l'ELU puisque c'est la situation la plus défavorable. Car l'ELU accidentelle a donné les résultats suivants :

$$\begin{cases} A_1 = 0,48 \text{ cm}^2. \\ A = 0,41 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

C.N.F: $A_t^{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A$

On ferraille avec $A_{\min} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$Ar = (A/4) = 0,50 \text{cm} / \text{ml} \text{ soit: } 3HA8 = 1,01 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{cm}$

Vérification au cisaillement

ELU : $V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,019 \text{ MPa} ; \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau}$ Condition vérifiée

Situation accidentelle : $V_u = Q + F_p = 1 + 1,11 = 2,11 \text{KN}$

$\Rightarrow \tau_u = 0,026 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{MPa}$ Condition vérifiée

Vérfications à l'ELS

❖ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$$

Calcul de y : ($y = y_c + C$)

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,3017 - 0,05 = 0,2517 \text{ m (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0,189 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = -0,032 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$y_c = 0,296 \text{ m Donc, } \Rightarrow y = 0,0443 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - A(d - y) = 2,65 \times 10^{-4}$$

$$\text{d'où } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,32 \times 10^{-3}}{2,65 \times 10^{-4}} \times 0,0443 = 0,388 \text{ MPa} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Schémas de ferrailage

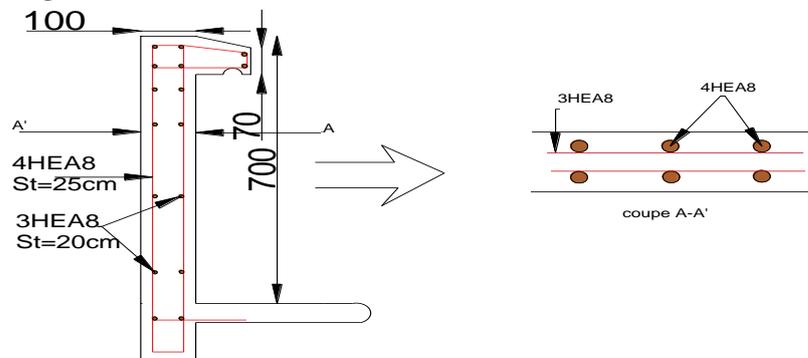


Figure III.18. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.7. Étude de l'ascenseur

III.7.1. Définition

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

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

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

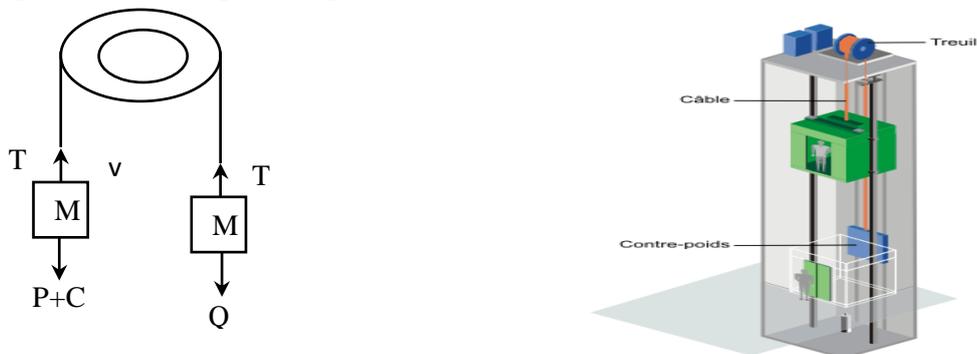


Figure III.19. Schéma statique et concept d'ascenseur

III.7.2. Les caractéristiques

- V= 1,6 m/s : Vitesse de levage.
- P_m=15KN : Charge due à la salle de machine.
- D_m = 51 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- F_c = 145 KN : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 60 m.
- B_s× T_s= 1,88 ×1,42=2,67m² dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de 630 Kg

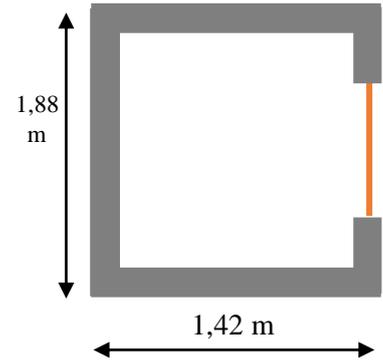


Figure III.20. Coupe transversale d'ascenseur

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 6,3 = 15 + 51 + 6,3 = 72,3 \text{ KN}$$

III.7.3. Dalle de salle machine (locale).

- h₀: épaisseur de la dalle
- h : épaisseur de revêtement
- a₀ et U sont || à l_x
- b₀ et V sont || à l_y

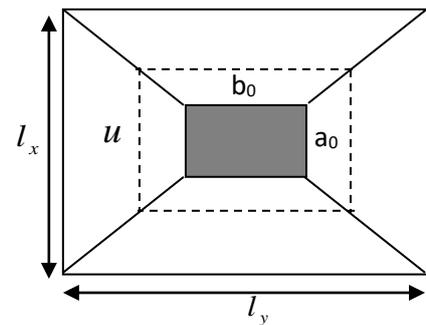
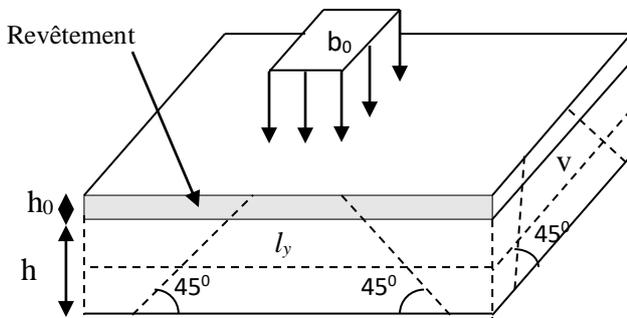


Figure III.21. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h + 2\xi \times h_0 \\ V = b_0 + h + 2\xi \times h_0 \end{cases}$$

Avec

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

$$\begin{cases} U = 80 + 20 + 2 * 0.75 * 5 = 107,5 \text{ cm} \\ V = 80 + 20 + 2 * 0.75 * 5 = 107,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments**

❖ **M_1^x et M_1^y Du système de levage :**

On a un chargement concentré centré :

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

En utilisant les tables BAEL (Annexe 2), on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de U/l_x , V/l_y et ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,76 ; U/l_x = 107,5/142 = 0,76 ; V/l_y = 107,5/188 = 0,57$$

$$\text{Soit : } M_1 = 0,072 \quad M_2 = 0,062$$

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

$$q_u = 1,35 P = 1,35 \times 72,3 = 97,61 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0,072 \times 97,61 \times (1,075 \times 1,075) \Rightarrow M_1^x = 8,12 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,062 \times 97,61 \times (1,075 \times 1,075) \Rightarrow M_1^y = 6,99 \text{ KN.m}$$

❖ **M_2^x et M_2^y du aux poids propre de la dalle :**

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

$\rho = l_x / l_y = 0,76 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0621 \mu_y = 0,5105$$

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

$$G = 4,75 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1 = 7,911 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0621 \times 7,91 \times 1,42^2 \rightarrow M_2^x = 0,99 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0,5105 \times 0,99 \rightarrow M_2^y = 0,51 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 8,12 + 0,99 = 9,11 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 6,99 + 0,51 = 7,5 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité avec

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 7,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,3 M_x = -2,73 \text{ KN.m}$$

Tableau III.28.Ferrailage de la dalle D'ascenseur

position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	X	7,74	0,019	0,023	0,168	1,32	2,05	3HA10 = 2,36
	Y	6,36	0,015	0,019	0,169	1,08	2,05	3HA10 = 2,36
Appui	X=Y	2,73	0,0066	0,0083	0,169	0,46	2,05	3HA10 = 2,36

➤ Vérification au poinçonnement

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

Avec U_c Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (107,5 + 107,5) = 430 \text{ cm}$$

$$97,61 \leq \frac{0,045 \times 4,3 \times 0,20 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$97,61 \leq 645$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

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

$$T_U = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{97,61}{3 \times 1,07} = 30,40 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{30,40 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,18 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_U < \bar{\tau}_U$$

➤ Calcul à l'ELS :

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = 72,3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(U \times V) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = (0,072 + 0,2 \times 0,062) \times 72,3 \times 1,07 \times 1,07 \\ M_1^y = (0,062 + 0,2 \times 0,072) \times 72,3 \times 1,07 \times 1,07 \end{cases}$$

$$M_1^x = 6,98 \text{ M}_1^y = 6,38$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_s = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0684 \quad \mu_y = 0,6447$$

$$M_2^x = 0,0684 \times 5,75 \times 1,42^2 \rightarrow M_2^x = 0,79 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0,79 \times 0,6447 = 0,51 \text{ KN.m}$$

La Superposition des Moments :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6,98 + 0,79 = 7,77 \text{ KN.m}$$

$$M_Y = M_1^Y + M_2^Y = 6,38 + 0,51 = 6,89 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 6,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 5,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,3 M_x = -2,33 \text{ KN.m}$$

Tableau III.29. Vérifications des contraintes à l'ELS

Position	Sens	M_x (KN.m)	A_s cm^2	y (cm)	I cm^4	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	X	6,6	2,36	3,13	7832,28	$4,38 < 15$	$175,32 < 201,63$	Vérifiée
	Y	5,86	2,36	3,13	7832,28	$4,38 < 15$	$155,66 < 201,63$	Vérifiée
Appui	X=Y	2,33	2,36	3,13	7832,28	$4,38 < 15$	$61,89 < 201,63$	Vérifiée

➤ **Schémas de ferrailage**

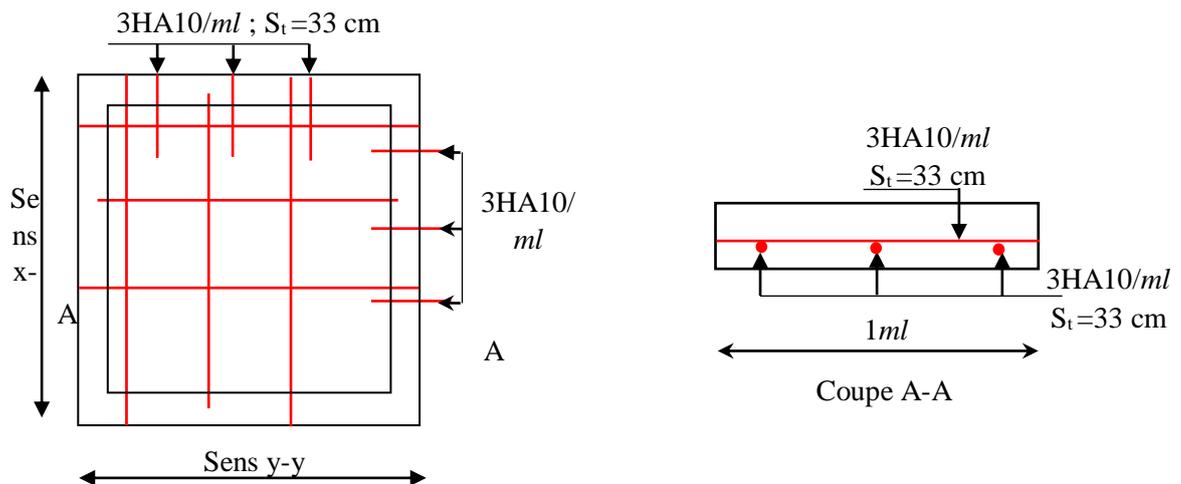


Figure III.22. Schéma de ferrailage du local machine

III.7.4. Étude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (188×142 et h=20cm)

- Poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 4,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{1,88 \times 1,42} = 54,31 \text{ KN/m}^2$.
- $G^{\text{total}} = G_1 + G_2 = 59,06 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = 1,35 \times G^{\text{total}} = 79,73 \text{ KN/m}^2$$

$\rho = l_x / l_y = 0,76 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0621 ; \mu_y = 0,5105$$

➤ Calcul des moments à l'ELU

$$M_x = 0,0621 \times 79,73 \times 1,42^2 \rightarrow M_x = 9,98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 9,98 \times 0,5105 = 5,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 8,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 4,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,3 M_x = -2,99 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	X	8,48	0,020	0,025	0,168	1,45	2,05	3HA10 = 2,36
	Y	4,32	0,011	0,014	0,169	0,73	2,05	3HA10 = 2,36
Appui	X=Y	2,99	0,0072	0,0090	0,169	0,51	2,05	3HA10 = 2,36

➤ Calcul à l'ELS

$$P_s = 59,06 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0684 \times 59,06 \times 1,42^2 \rightarrow M_x = 8,15 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 8,15 \times 0,6447 = 5,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 6,93 \text{ KN.m} \quad M_{ty} = 0,85 M_y = 4,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,3 M_x = -2,45 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.31. Vérification des contraintes

Position	Sens	M_x (KN.m)	A_s cm ²	y (cm)	I cm ⁴	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	X	8,48	2,36	3,13	7832,28	3,38 < 15	Vérifiée
	Y	4,32	2,36	3,13	7832,28	1,73 < 15	Vérifiée
Appui	X=Y	2,99	2,36	3,13	7832,28	1,19 < 15	Vérifiée

➤ La flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_{tx} \leq \frac{2bd_x}{f_e} \\ A_{ty} \leq \frac{2bd_y}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 17 \text{ cm} > 6 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_{tx} = 2,36 \text{ cm}^2 < 8,5 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_{ty} = 2,36 \text{ cm}^2 < 8,5 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schémas de ferrailage

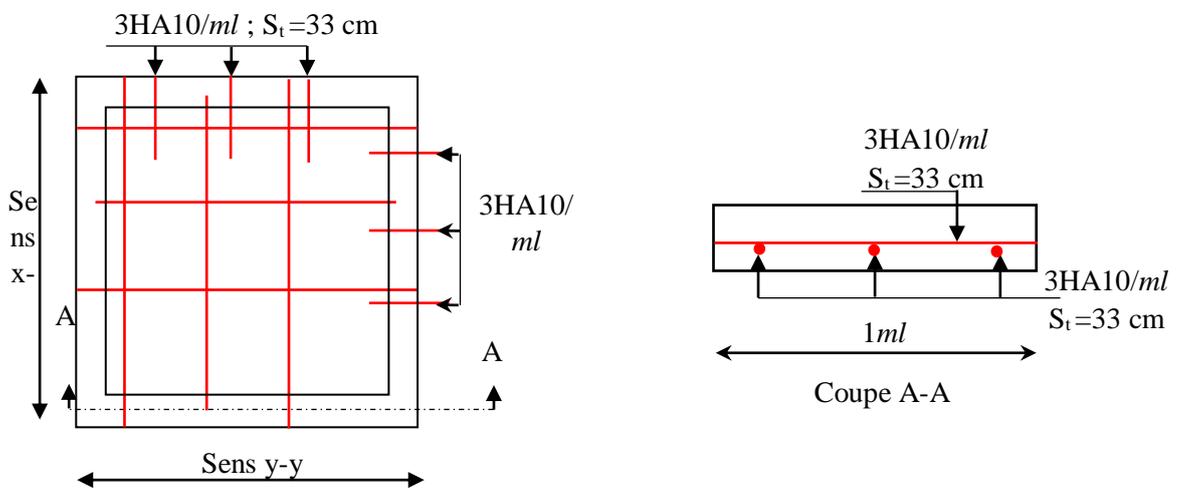


Figure III.23. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

IV.1. introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Les sollicitations provoquées par le séisme sont dangereuses car :

- Elles sont horizontales (déstabilisantes) ; Dynamiques et cycliques.

IV.2. Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis qui prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel ETABS afin de simplifier les calculs.

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

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

IV.3. Choix de la méthode de calcul

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

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
 - ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan est satisfaite, la hauteur de notre structure est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable.....
(RPA99 Art 4.1.2).

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

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

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

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

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode modal spectral)

$$V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R} \text{ (L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.)}$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- W : Poids total de la structure ;
- R : Coefficient de comportement de la structure ;
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- $\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{cases} \Rightarrow A=0,15$
- Dans le cas de notre projet, on opte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**
- $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

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

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités sens X-X

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Vérifié	0
02	Redondance en plan	Vérifié	0
03	Régularité en plan	N. Vérifié	0,05
04	Régularité en élévation	Vérifié	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifié	0

Tableau IV.2. Valeurs des pénalités sens Y-Y

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	N. Vérifié	0,05
02	Redondance en plan	N. Vérifié	0,05
03	Régularité en plan	N. Vérifié	0,05
04	Régularité en élévation	Vérifié	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifié	0

Donc, $\begin{cases} Q_x = 1,05 \\ Q_y = 1,15 \end{cases}$

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ **RPA99/2003 (Formule 4.5)**

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

Dans notre cas : $W = 42855,5373 \text{ KN}$

➤ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

$H = 30,6 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé... **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**

- ✓ Donc, $\begin{cases} T_x = \min(0,65 \text{ s} , 0,53 \text{ s}) = 0,53 \text{ s} \\ T_y = \min(0,79 \text{ s} , 0,65 \text{ s}) = 0,65 \text{ s} \end{cases}$

- ✓ On a un site ferme $S_2 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \end{cases} \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$

Ce qui donne pour les deux sens : $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \leftrightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \dots \text{RPA99/2003 (formule 4.2)}$

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

$\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5\% \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Tableau 4.2)}$

D'où, $\eta = 0,77$ Alors: $\begin{cases} D_x = 1,59 \\ D_y = 1,39 \end{cases}$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 2044,21 \text{ KN} \\ V_{yst} = 1876,43 \text{ KN} \end{cases}$$

4.1. Spectre de réponse de calcul



Figure IV.1. Spectre de réponse

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale, on a utilisé un logiciel d'analyse par éléments fini dénommé ETABS.

IV.4. Disposition des voiles

La forme architecturale dans notre structure a compliqué le choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition suivante :

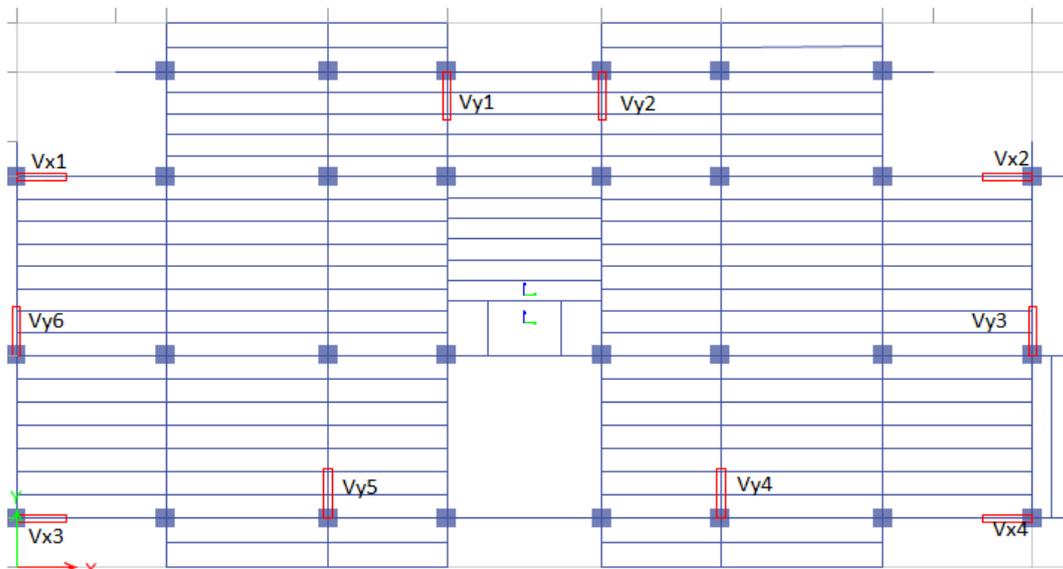


Figure IV.2. Disposition des voiles

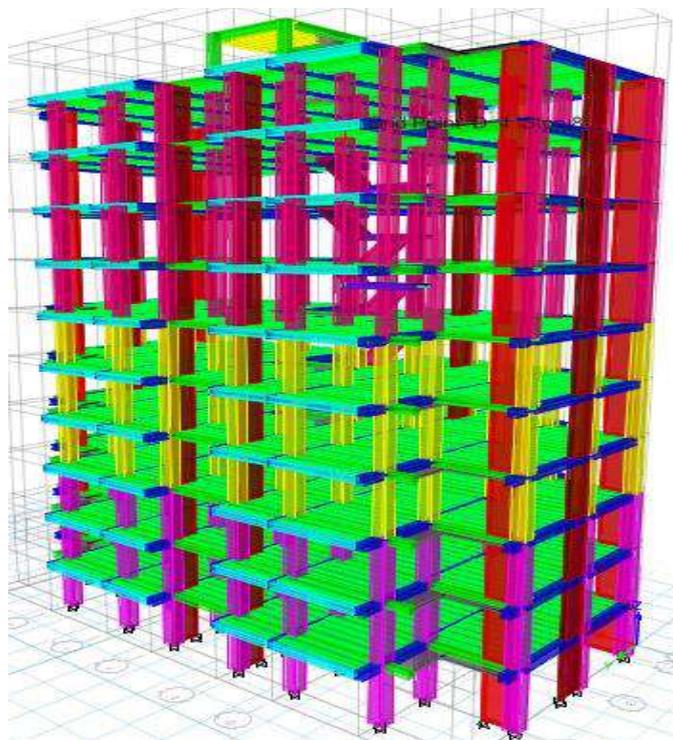


Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par ETABS

1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{ème}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Tableau IV.3. Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0,657	0,6431	0,0012	0,6431	0,0012
2	0,611	0,0031	0,6984	0,6462	0,6996
3	0,58	0,0545	0,0068	0,7007	0,7063
4	0,201	0,1025	0,0001	0,8032	0,7065
5	0,183	0,0004	0,1258	0,8036	0,8323
6	0,174	0,0071	0,0016	0,8106	0,8338
7	0,105	0,0469	0,00003474	0,8575	0,8339
8	0,096	0,0001	0,0406	0,8576	0,8745
9	0,088	0,0009	0,00001182	0,8585	0,8745
10	0,081	0,00000132	0,0173	0,8585	0,8918
11	0,079	0,01	5,324E-06	0,8685	0,8918
12	0,061	0,0256	0,00003392	0,8941	0,8919
13	0,058	0,0035	1,026E-06	0,8976	0,8919
14	0,055	0,0001	0,0323	0,8977	0,9242
15	0,053	0,0011	0,0011	0,8988	0,9252
16	0,043	0,0238	0,00001166	0,9226	0,9253

Comportement de la structure

- le premier mode représente une translation suivant X-X :

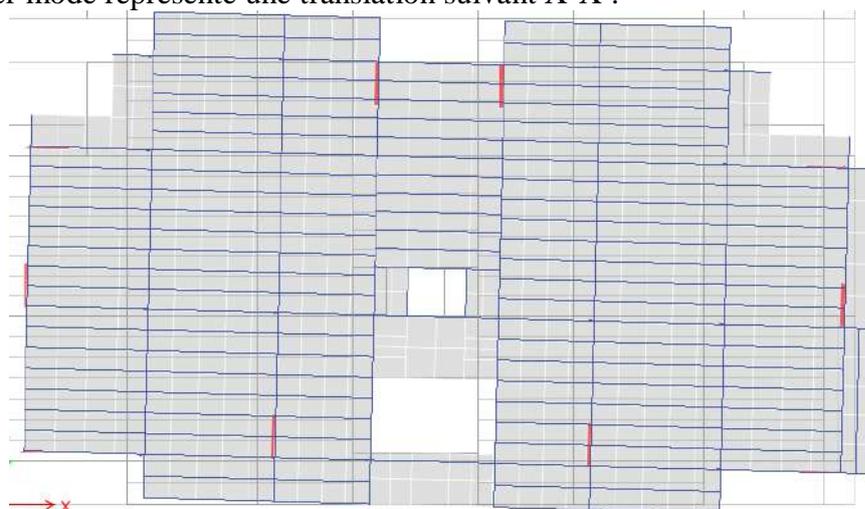


Figure IV.4.mode1 (translation suivant l'axe X-X)

- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

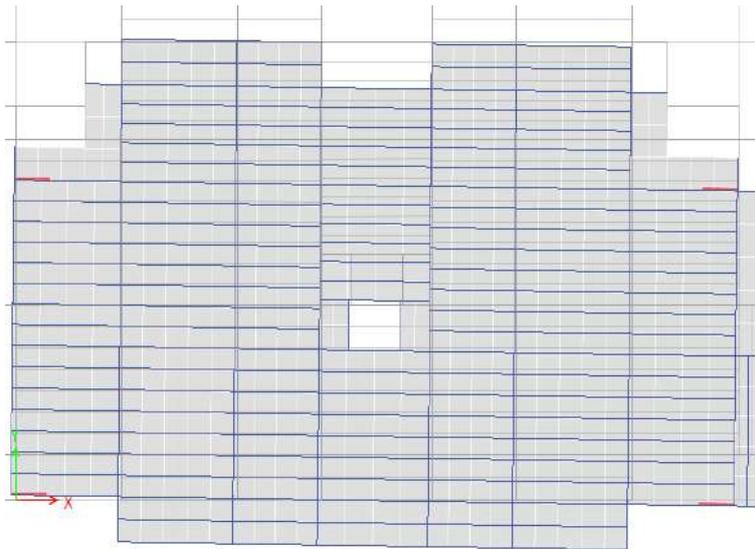


Figure IV.5. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y)

- Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

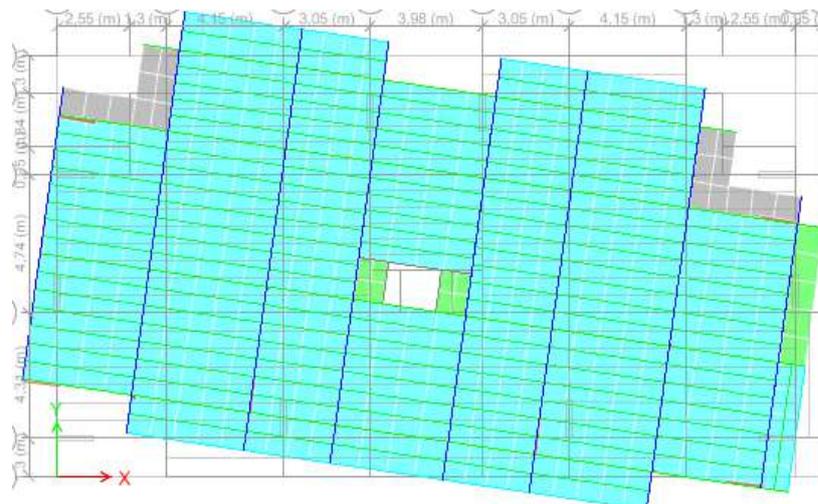


Figure IV.6. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z)

Interprétation des résultats obtenus

Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS dans les deux premiers modes sont inférieure à celles calculées après majoration de 30%.....(RPA99/2003 Art 4.2.4)

Période majorées de 30% $\begin{cases} T_x = 0,69 \text{ s} \\ T_y = 0,85 \text{ s} \end{cases}$

2. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

➤ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	-35880,319	-5651,190	86,393	13,606
1	-34457,715	-6335,692	84,468	15,531
2	-30300,805	-5633,465	84,322	15,677
3	-25942,044	-5262,617	83,135	16,864
4	-21919,532	-4552,481	82,802	17,197
5	-17949,662	-3789,772	82,567	17,432
6	-13929,349	-3198,090	81,327	18,672
7	-10147,518	-2359,359	81,135	18,864
8	-6399,523	-6399,523	81,142	18,857
9	-2796,806	-674,56	80,567	19,432

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.

Niveaux	Charges horizontales(KN)				(%) du Charges horizontales (KN)			
	selon X-X		selon Y-Y		selon X-X		selon Y-Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	portique	Voiles
9	423,8734	128,88	412,5501	144,258	76,6830535	23,31694	74,09186	25,9081
8	493,4131	134,27	442,154	225,124	78,607405	21,39259	66,26231	33,7376
7	668,0408	212,49	595,5353	346,718	75,8677066	24,13229	63,20329	36,7967
6	785,7816	309,75	675,0355	489,806	71,72568	28,27431	57,95081	42,0491
5	987,512	303,57	857,1342	497,067	76,48666	23,51333	63,29444	36,7055
4	1063,871	383,39	903,5753	610,716	73,509244	26,49075	59,66983	40,3301
3	1097,483	482,36	920,2672	734,044	69,4678173	30,53218	55,62839	44,3716
2	1138,365	545,78	962,0499	806,658	67,5926924	32,40730	54,39278	45,6072
1	932,1214	841,86	1032,918	835,596	52,5439013	47,45609	55,28018	44,7198
RDC	182,0352	106,65	249,7678	131,197	63,0546568	36,94534	65,56184	34,4381

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié pour tous les niveaux (horizontale et verticale).

3. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le **RPA99/2003** exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V _{dyn}	0,8V _{st}	Observation
Suivant X-X	1776,365	1635,38	Vérifiée
Suivant Y-Y	2066,2371	1501,14	Vérifiée

4. Vérification de l'effort normal réduit

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = \frac{N}{f_{c28} \times B} \leq 0,3$$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière.

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	γ	observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC+1+2	60	60	3600	2392,219	0,26	Vérifiée
3+4+5	55	55	3025	1705,415	0,22	Vérifiée
6+7+8+9	50	50	2500	869,703	0,14	Vérifiée

5. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le **RPA99/2003 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k/h_k = R (\delta_{ek}/h_k) \dots\dots \text{RPA99/2003 (Art4.43).}$$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003(**Art4.43**).

δ_{ek}: Déplacement dû aux forces sismiques *Fi* (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Vérifications des déplacements de niveaux

Niveau	h _k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ _{ek} (m)	δ _k (m)	δ _{k-1} (m)	Δ _k (m)	Δ _k /h _k (%)	δ _{ek} (m)	δ _k (m)	δ _{k-1} (m)	Δ _k (m)	Δ _k /h _k (%)
RDC	3,06	0,0007	0,0038	0	0,0038	0,00124	0,0007	0,003	0	0,0035	0,001
01	3,06	0,0032	0,0162	0,0038	0,0124	0,00406	0,0028	0,014	0,003	0,010	0,003
02	3,06	0,0070	0,0352	0,01625	0,0190	0,00621	0,0058	0,029	0,014	0,0149	0,004

03	3,06	0,0115	0,0576	0,0352	0,0223	0,0073	0,0094	0,047	0,029	0,0179	0,005
04	3,06	0,0160	0,0802	0,0576	0,0226	0,0073	0,0131	0,065	0,047	0,018	0,006
05	3,06	0,0202	0,1013	0,0802	0,0210	0,0068	0,0167	0,083	0,065	0,017	0,005
06	3,06	0,0240	0,1201	0,1013	0,0188	0,0061	0,0200	0,100	0,083	0,016	0,005
07	3,06	0,0270	0,1354	0,1201	0,0153	0,0050	0,0229	0,114	0,100	0,014	0,004
08	3,06	0,0294	0,1473	0,1354	0,0118	0,0038	0,0253	0,126	0,114	0,0119	0,003
09	3,06	0,0311	0,1559	0,1473	0,0086	0,0028	0,0273	0,136	0,126	0,009	0,003

Les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

6. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K = Σ_{i=K}ⁿ F_i: Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ: Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K: Hauteur de l'étage "k".

- Si 0.1 ≤ θ_K ≤ 0.2, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur 1/(1 - θ_K).
- Si θ_K > 0.2, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niveaux	h _k (m)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k (m)	V _k (KN)	θ _K	Δ _k (m)	V _k (KN)	θ _K
RDC	3,06	38876,3	0,0038	273,72	0,176	0,0035	423,36	0,11
1	3,06	36931,4	0,0124	1757,0	0,085	0,010	2034,36	0,059
2	3,06	32521,1	0,0190	1696,3	0,12	0,0149	1962,35	0,081
3	3,06	28242,8	0,0223	1610,9	0,13	0,0179	1860,34	0,088
4	3,06	23962,1	0,0226	1485,4	0,12	0,018	1713,02	0,082

5	3,06	19681,3	0,0210	1327,6	0,1	0,017	1535,13	0,071
6	3,06	15521,1	0,0188	1131,4	0,084	0,016	1314,25	0,062
7	3,06	11353,3	0,0153	905,19	0,063	0,014	1055,16	0,049
8	3,06	7185,60	0,0118	641,91	0,043	0,0119	748,07	0,037
9	3,06	3171,50	0,0086	352,37	0,025	0,009	408,94	0,023

Remarque :

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite dans le sens (Y-Y), donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

Par contre dans le sens (X-X) la condition n'est pas vérifiée dans quelque étage, donc les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative.

IV.6. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.10.Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	RDC	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9
Poteaux (cm ²)	60 × 60		55 × 55			50 × 50				
Voiles (cm)	20									
P.P (cm ²)	35 × 35									
PS (cm ²)	30 × 30									

Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

✓ **Hypothèses.**

Pour faciliter le calcul des quantités d’armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d’armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n’est pas le cas pour une étude destinée à l’exécution (où l’on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

V.1. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l’action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d’action données par la RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q \pm E \\ \dots \dots \dots \text{Accidentelles} \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

V.1.1. Recommandations

➤ **Armatures longitudinales**

D’après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).

- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm) \end{cases} \quad b_1 \text{ et } h_1 : \text{La section du poteau considéré}$$

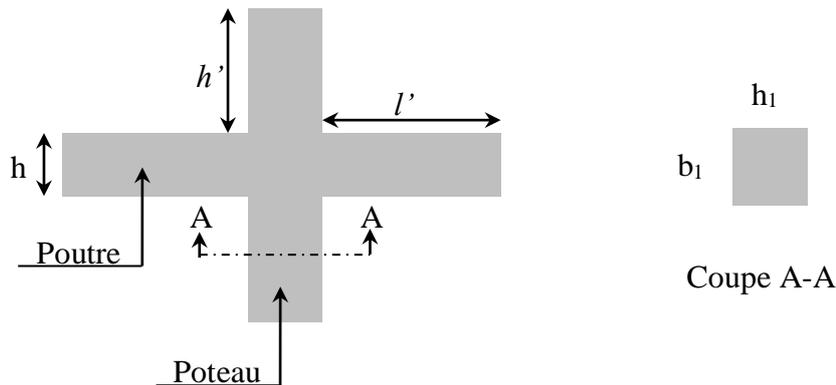


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+R1+R2	60×60	28,8	144	216
R3+R4+R5	55×55	24,2	121	181,5
R6+R7+R8+R9	50×50	20	100	150

➤ Armatures transversales

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que a et b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_t^{min}, 15 \text{ cm})$zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \phi_t^{min}$ zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8 \% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8 \% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimums.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

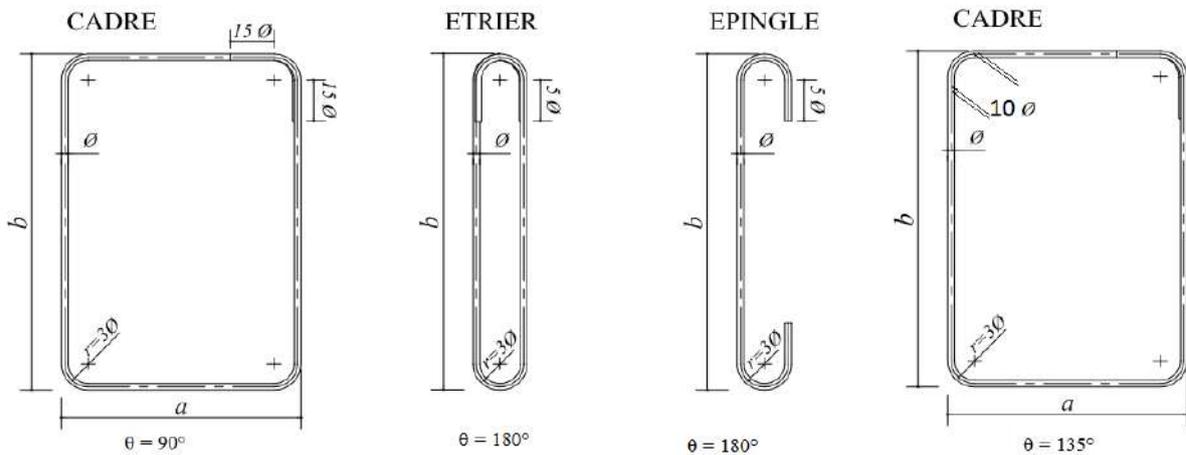


Figure V.2. Ancrage des armatures transversales

V.1.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
RDC+1+2	2595,91	6,864	280,230	44,182	-274,779	880,6791	-149,264
3+4+5	1829,48	22,6226	26,911	8,431	-121,491	1371,221	-123,476
6+7+8+9	1056,88	23,879	45,968	-6,7059	86,9433	549,098	-95,907

V.1.3. Calcul du ferrailage

➤ **Ferrailage longitudinal**

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3 \text{ cm}$) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

➤ **Exemple de calcul**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Soit : $N_{\min} = 280,230 \text{ KN}$; $M_{\text{corr}} = 44,182 \text{ KN.m}$ (0,8G - Ey)

$b = 60 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 57 \text{ cm}$;

Situation accidentelle: $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,157 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3$$

⇒ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Le calcul se fait alors comme suit :

Il faut vérifier la condition suivante : $(a) \leq (b)$

Avec $(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') b \times h \times f_{bu}$

$$(b) = N_U \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 44,182 + 280,23(0,57 - 0,3) = 119,79 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 \times 0,6 - 0,81 \times 0,03) \times 0,6 \times 0,6 \times 18,48 = 1,18$$

$$> (280,23 \times (0,57 - 0,03) - 119,79) \times 10^{-3}$$

$$= 0,031 \text{ MN.m} \dots \dots \dots \text{ n'est pas vérifiée}$$

N de compression et à l'intérieur de la section donc ⇒ La section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{119,79 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,6 \times 0,57^2} = 0,033$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,042 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,56 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 5,34 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 5,34 \times 10^{-4} - \frac{280,23 \times 10^{-3}}{400} = -1,67 \text{ cm}^2 < 0 \dots \dots A = 0$$

$$A_{BAEL}^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,12 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal avec différente combinaison

	M_{ua} (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{2,3}$ (cm^2)	A (cm^2)	A (cm^2)
$N^{max} \rightarrow M^{corr}$	707,75	0,196	0,275	0,501	35,31	-29,59	0
$M^{max} \rightarrow N^{corr}$	311,97	0,086	0,112	0,54	14,44	-7,58	0

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm^2)	Type de section	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)	Choix des barres
RDC+1+2	60×60	S.P.C	0	28,8	30,94	4HA20+12HA14
3+4+5	55×55	S.P.C	0	24,2	24,89	4HA20+8HA14
6+7+8+9	50×50	S.P.C	0	20	20,36	4HA16+8HA14

Tableaux V.5. Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	RDC+R1+R2	R3+R4+R5	R6+R7+R8+R9
Sections	60×60	55×55	50×50
\varnothing_l^{min} (cm)	1,4	1,4	1,4
l_f (cm)	189,7	189,7	189,7
λ_g	3,16	3,45	3,79
V (KN)	149,26	123,47	95,91
$t_{zone\ nodal}$ (cm)	10	10	10
$t_{zone\ courante}$ (cm)	15	15	15
ρ	3,75	3,75	3,75
A_t (cm^2)	3,49	3,15	2,69
A_t^{min} (cm^2)	6,84	5,69	4,57
A_t^{adop} (cm^2)	6HA10+2HA8 = 5,72		6HA10 = 4,71

➤ **La quantité d'armature minimale :**

On a $3 < \lambda_g = 3,16 < 5$, d'où :

$$0,8\%(b \times t) \leq A_{tmin} \leq 0,3\%(b \times t)$$

$$5 - 3 \rightarrow 0,3\% - 0,8\%$$

$$(5 - 3,16) \rightarrow 0,3\% - x \dots\dots\dots A_{tmin} = 0,76\%(b \times t)$$

D'après le Code De Béton Armé (CBA93. Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67mm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

V.1.4. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification au flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s)}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (6.3.2). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	λ	α	$(Br \geq Br^{calc})$		Observation
					Br	Br ^{calc}	
RDC+1+2	2595,91	0,1732	10,95	0,833	0,3364	0,1106	Vérifiée
3+4+5	1829,48	0,1587	11,95	0,830	0,2809	0,078	Vérifiée
6+7+8+9	1056,88	0,1443	13,15	0,826	0,2500	0,045	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes**

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{array} \right.$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad) \text{ et } V' = h - V$$

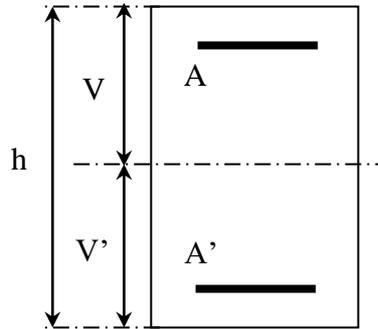


Figure V.3. Section d'un poteau

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

Tableau V.7. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	RDC+R1+R2	R3+R4+R5	R6+R7+R8+R9
Sections	60×60	55×55	50×50
d (cm)	57	52	47
A (cm ²)	28,65	24,89	20,36
V (cm)	32,87	30,19	27,394
V' (cm)	27,13	24,81	22,606
I _{yy} (m ⁴)	0,0135	0,0096	0,0065
N _{ser} (MN)	1,8994	1,3382	0,7733
M _{ser} (MN.m)	0,00506	0,01655	0,01748
M _{serG} (MN.m)	0,059	0,055	0,0179
σ _{bc1} (MPa)	6,149	5,667	3,511
σ _{bc2} (MPa)	5,900	5,359	3,379
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ _{bu} ⁻ (MPa)	Obs.
RDC+1+2	60×60	189,7	3,16	0,04	57	149,264	0,436	1,00	Vérifiée
3+4+5	55×55	189,7	3,45	0,04	52	123,476	0,431	1,00	Vérifiée
6+7+8+9	50×50	189,7	3,79	0,04	47	95,907	0,408	1,00	Vérifiée

➤ Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

Tableau V.9. Dimensions de la zone nodale

Niveaux	RDC+R1+R2	R3+R4+R5	R6+R7+R8+R9
Sections	60×60	55×55	50×50
L' (cm)	P.P	70	70
	P.S	60	60
h' (cm)	60	60	60

➤ Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80\text{cm}$.

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65\text{cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60\text{cm}$.

➤ Schémas de ferrailage

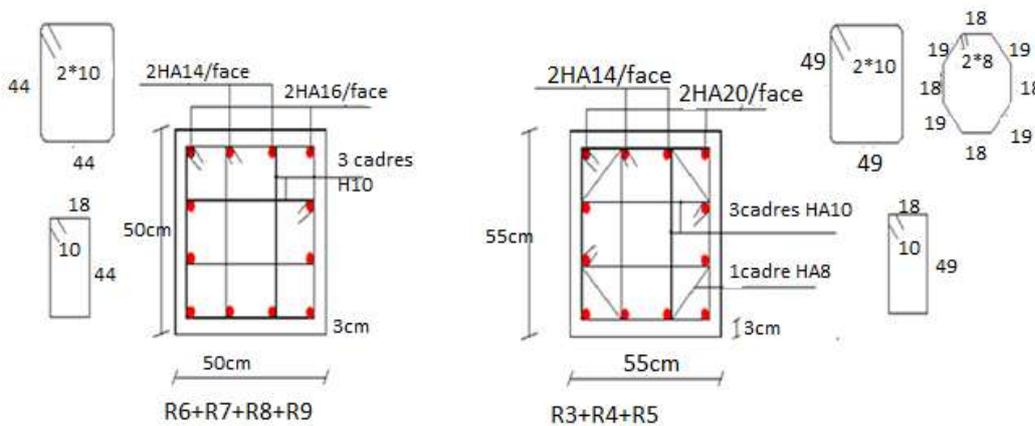


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux du R3, R4, R5, R6, R7, R8, R9

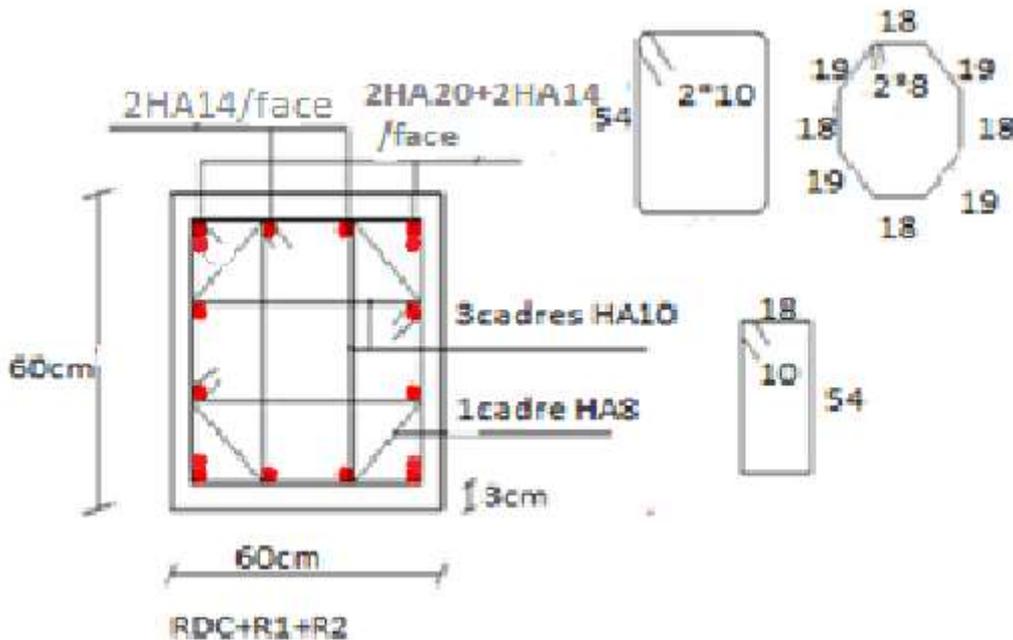


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux du RDC+R1+R2

V.2. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des mêmes combinaisons que les poteaux.

V.2.1. Recommandations

➤ **Armatures longitudinales: RPA99/2003(Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ **Armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

Remarque : La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS

Tableau V.10. Ferrailage des poutres principales (35×35) cm²

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
<i>RDC</i>	Travée	51,92	4,24	4,52	6,125	4HA12
	Appui	-50,69	4,08	4,52	6,125	4HA12
<i>Etage 1</i>	Travée	97,21	9,07	10,05	6,125	5HA16
	Appui	-62,32	5,22	5,75	6,125	3HA14+1HA12
<i>Etage 2</i>	Travée	121,57	10,58	10,65	6,125	3HA16+3HA14
	Appui	-73,48	6,55	6,79	6,125	6HA12
<i>Etage 3</i>	Travée	118,19	10,22	10,65	6,125	3HA16+3HA14
	Appui	-69,07	5,95	6,03	6,125	3HA16
<i>Etage 4</i>	Travée	100,98	10,21	10,65	6,125	3HA16+3HA14
	Appui	-66,49	5,70	5,75	6,125	3HA14+1HA12
<i>Etage 5</i>	Travée	78,80	7,02	7,16	6,125	3HA16+1HA12
	Appui	-61,37	5,16	5,75	6,125	3HA14+1HA12
<i>Etage 6</i>	Travée	63,28	5,35	5,75	6,125	3HA14+1HA12
	Appui	-60,42	5,07	5,15	6,125	2HA16+1HA12
<i>Etage 7</i>	Travée	50,96	4,09	5,15	6,125	2HA16+1HA12
	Appui	-58,12	4,81	5,75	6,125	3HA14+1HA12
<i>Etage 8</i>	Travée	50,82	4,07	4,21	6,125	2HA14+1HA12
	Appui	-56,52	4,61	4,62	6,125	3HA14
<i>Etage 9</i>	Travée	42,48	3,43	4,21	6,125	2HA14+1HA12
	Appui	-78,64	6,57	6,79	6,125	6HA12

Tableau V.11. Ferrailage des poutres secondaires (30×30) cm²

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
<i>RDC</i>	Travée	33,4	3,24	3,39	4,5	3HA12
	appui	-39,16	3,82	4,21	4,5	2HA14+1HA12
<i>Etages 1</i>	Travée	19,22	1,83	3,39	4,5	3HA12
	appui	-70,69	7,25	7,57	4,5	3HA16+1HA14

Etages 2	Travée	22,61	1,93	3,39	4,5	3HA12
	appui	-90,89	9,66	10,05	4,5	5HA16
Etages 3	Travée	26,51	2,53	3,39	4,5	3HA12
	appui	-99,85	10,81	11,12	4,5	4HA16+2HA14
Etages 4	Travée	29,40	2,89	3,39	4,5	3HA12
	appui	-98,58	10,64	10,65	4,5	3HA16+3HA14
Etages 5	Travée	31,26	3,01	3,39	4,5	3HA12
	appui	-91,92	9,79	10,05	4,5	5HA16
Etages 6	Travée	33,44	3,13	3,39	4,5	3HA12
	appui	-82,25	8,61	9,24	4,5	6HA14
Etages 7	Travée	34,88	3,25	3,39	4,5	3HA12
	appui	-70,63	7,24	7,57	4,5	3HA16+1HA14
Etages 8	Travée	35,59	3,40	4,21	4,5	2HA14+1HA12
	appui	-59,17	5,95	6,16	4,5	4HA14
Etages 9	Travée	29,68	2,92	3,39	4,5	3HA12
	appui	-45,69	4,50	5,15	4,5	2HA16+1HA12

➤ **Armatures transversales**

1. Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 10; 35) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 8,57; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier) pour les 2 poutres.

2. Calcul des espacements St

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

En zone nodale: $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 08 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 07 \text{ cm} \end{cases}$

En zone courantes: $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$

2. Vérification des sections d'armatures transversales minimales

On a $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,58 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ Vérifiée

3. Calcul des longueurs de recouvrement

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

➤ **Vérifications nécessaires**

Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 73,5 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 54 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 49 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 36 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

V.2.3.Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min}=1,14\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min}=0,98\text{cm}^2 \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{\max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	104,53	0,933	3,33	Vérifiée
Secondaires	94,1	1,16	3,33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau V.13. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V^{\max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	104,53	-78,64	6,79	3,01	- 4,85	Vérifiée
Secondaires	94,1	-99,85	11,12	2,71	- 9,1	Vérifiée

❖ Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.14. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M ^{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ _{bc} (MPa)	σ̄(MPa)	
Principales	Travée	34,62	3,22	8,12	33789,47	8,32	15	Vérifiée
	Appui	-53,63	4,10	8,99	41038,47	11,74	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	12,04	1,36	5,42	11092,41	5,88	15	Vérifiée
	Appui	-27,56	3,08	7,71	21774,34	9,76	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

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

1) $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$

Avec $M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{16,2 \times 4,74^2}{8} = 45,5 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{PP.}$

$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{15,51 \times 4,15^2}{8} = 33,39 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{PS.}$

2) $A \leq A_f = \frac{4,2.b.d}{f_e}$

3) $L < 8 \text{ m}$

Poutres principales : $\begin{cases} h = 35 \text{ cm} > h_f = 29,6 \text{ cm} \\ A = 3,22 \text{ cm}^2 < A_f = 11,76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Poutres secondaires : $\begin{cases} h = 30 \text{ cm} > h_f = 25,93 \text{ cm} \\ A = 1,36 \text{ cm}^2 < A_f = 8,50 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la zone nodale**

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

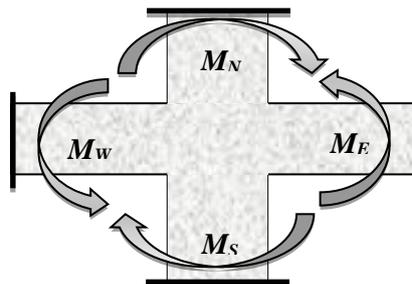


Figure VI.6. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

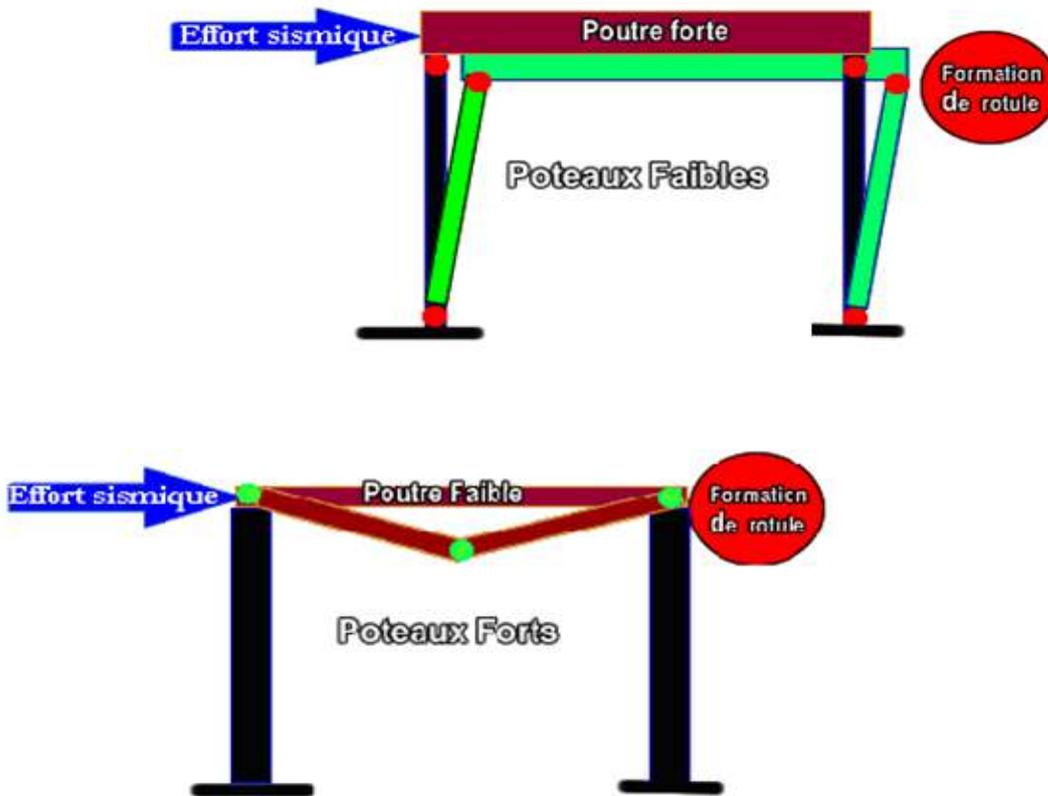


Figure VI.7. Formation de rotules plastique

➤ Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (M_R) d’une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d’armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.15. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC+1+2	0,6	0,54	28,64	348	538,20
3+4+5	0,55	0,495	24,89	348	428,75
6+7+8+9	0,5	0,45	20,36	348	318,83

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	0,35	0,32	4,52	348	50,33
Etages 1	0,35	0,32	10,05	348	111,92
Etages 2	0,35	0,32	10,65	348	118,59
Etages 3	0,35	0,32	10,65	348	118,59
Etages 4	0,35	0,32	10,65	348	118,59
Etages 5	0,35	0,32	7,16	348	79,73
Etages 6	0,35	0,32	5,75	348	64,03
Etages 7	0,35	0,32	5,15	348	57,35
Etages 8	0,35	0,32	4,21	348	46,88
Etages 9	0,35	0,32	4,21	348	46,88

Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	0,3	0,27	3,39	348	31,85
Etages 1	0,3	0,27	3,39	348	31,85
Etages 2	0,3	0,27	3,39	348	31,85
Etages 3	0,3	0,27	3,39	348	31,85
Etages 4	0,3	0,27	3,39	348	31,85
Etages 5	0,3	0,27	3,39	348	31,85
Etages 6	0,3	0,27	3,39	348	31,85
Etages 7	0,3	0,27	3,39	348	31,85
Etages 8	0,3	0,27	4,21	348	39,56
Etages 9	0,3	0,27	3,39	348	31,85

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
R.D.C	538,2	538,2	1076,4	50,33	50,33	125,825	Vérifiée
Etage1	538,2	538,2	1076,4	111,92	111,92	279,8	Vérifiée
Etage2	538,2	428,75	966,95	118,59	118,59	296,48	Vérifiée
Etage3	428,75	428,75	857,5	118,59	118,59	296,48	Vérifiée
Etage4	428,75	428,75	857,5	118,59	118,59	296,48	Vérifiée
Etage5	428,75	318,83	747,58	79,73	79,73	199,33	Vérifiée
Etage6	318,83	318,83	637,66	64,03	64,03	160,08	Vérifiée
Etage7	318,83	318,83	637,66	57,35	57,35	143,38	Vérifiée
Etage8	318,83	318,83	637,66	46,88	46,88	117,2	Vérifiée

Tableau V.19. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
R.D.C	538,2	538,2	1076,4	31,85	31,85	79,63	Vérifiée

<i>Etage1</i>	538,2	538,2	1076,4	31,85	31,85	79,63	Vérifiée
<i>Etage2</i>	538,2	428,75	966,95	31,85	31,85	79,63	Vérifiée
<i>Etage3</i>	428,75	428,75	857,5	31,85	31,85	79,63	Vérifiée
<i>Etage4</i>	428,75	428,75	857,5	31,85	31,85	79,63	Vérifiée
<i>Etage5</i>	428,75	318,83	747,58	31,85	31,85	79,63	Vérifiée
<i>Etage6</i>	318,83	318,83	637,66	31,85	31,85	79,63	Vérifiée
<i>Etage7</i>	318,83	318,83	637,66	31,85	31,85	79,63	Vérifiée
<i>Etage8</i>	318,83	318,83	637,66	39,56	39,56	98,9	Vérifiée

➤ Schémas de ferrailage des poutres

Nous exposerons ici un seul schéma de ferrailage des poutres secondaires du plancher RDC, et le reste des schémas vont être donnés en Annexes 6.

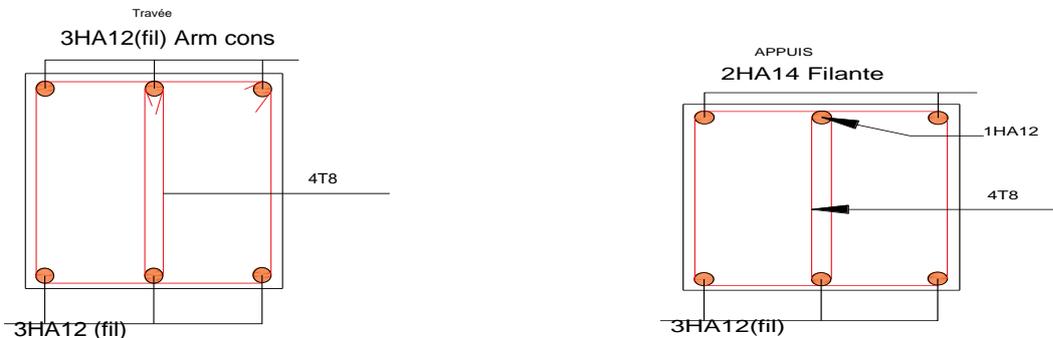


Figure V.8. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher RDC.

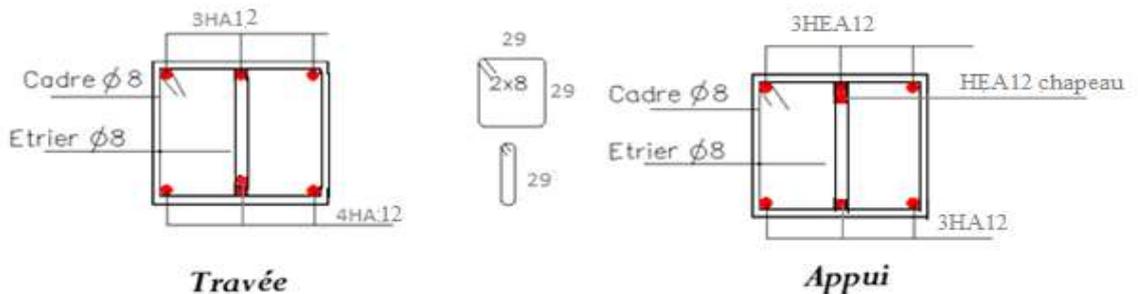


Figure V.9. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher RDC.

V.3. Étude des voiles

Le RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa. Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes : 1). $1.35G + 1.5Q$

2). $G + Q \pm E$

3). $0,8G \pm E$

V.3.1. Recommandation du RPA99 version 2003

➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue, e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2 .

➤ Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.

- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.2. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS:

Tableau V.20. Sollicitations maximales dans le voile V_{x2} // à X-X'

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	-898,81	25,82	-257,34	-953,38	-148,79	120,45	64,79
Combinaisons	ELU		G+Q+Ex min		0,8G+Ex max		G+Q+Exmax

Ferraillages

➤ **Calcul du ferrailage sous M_{max} et N_{cor}**

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.

$$L = 1,30m, \quad d = 1,25 m, \quad e = 0.20m.$$

$$M_{max} = -257,34 \text{ KN (traction)}, N_{cor} = -953,38 \text{ KN.m.}$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0,27 m < \frac{l}{2} = 0,65 m \Rightarrow \dots \text{SET (le centre de pression est à l'intérieur de A1; A2)}$$



Figure V.10. Schéma statique SET.

$$\text{Avec : } e_1 = \left(\frac{h}{2} - d' \right) + e_G = 87\text{cm}; \quad e_2 = (d - d') - e_1 = 33\text{cm.}$$

$$A1 = \frac{953,38 \times 10^{-3} \times 33 \times 10^{-2}}{348 \times 1,25} = 7,23\text{cm}^2; \quad A2 = \frac{953,38 \times 10^{-3} \times 87 \times 10^{-2}}{348 \times 1,25} = 19,06\text{cm}^2$$

$$\text{Selon le BAEL : } A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} = \frac{20 \times 130 \times 2,1}{400} = 13,65\text{cm}^2 < A1 + A2$$

$$\text{Selon RPA : } A_{min} = 0,2\% (e \times l) = 5,2\text{cm}^2 < A1 + A2$$

Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec - $S_t = 10 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

- $S_t = 16 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile

V.3.3. Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 64,79KN \quad A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V}{e \times d} = \frac{1,4 \times 64,79 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,25} = 0,36 MPa < \bar{\tau} = 0,2f_{c28} = 5MPa \quad \text{pas de risque de cisaillement.}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30cm) = 30 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_h = \frac{0,36 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0,45cm^2$$

➤ **Calcul du ferrailage sous N_{min} et M_{cor}**

$$N_{min} = - 148,79KN(\text{traction}), M_{cor} = 120,45KN. m.$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,81 \text{ m} > \frac{l}{2} = 0,65 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 120,45 - 148,79 \times \left(1,25 - \frac{1,3}{2}\right) = 31,18 KN. m$$

$$\mu_{bu} = 0,0054 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 0,0068; \quad z = 1,25 \text{ m}; \quad A_1 = \frac{31,18 \times 10^{-3}}{1,25 \times 400} = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,62 \times 10^{-4} - \frac{-148,79 \times 10^{-3}}{400} = 4,34 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul du ferrailage sous N_{max} et M_{cor}**

$$N_{max} = - 898,81KN(\text{traction}), M_{cor} = 25,82KN. m.$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,029 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0,65 \text{ m} \Rightarrow \text{SET} \quad (\text{le centre de pression est à l'intérieur de } A1; A2)$$

$$A_1 = 11,79cm^2; \quad A_2 = 12,99cm^2$$

$$\text{Selon le BAEL :} \quad A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} = \frac{20 \times 130 \times 2,1}{400} = 13,65cm^2 < A1+A2$$

$$\text{Selon RPA :} \quad A_{min} = 0,2\% (e \times l) = 5,2cm^2 < A1+A2$$

✓ **Choix des barres**

Armatures verticales

$$A_1 = 5HA14 = 7,70cm^2$$

$$A_2 = 10HA16 = 20,11cm^2$$

$$\text{Choix des armatures horizontales} \quad A_h = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	RDC+1+2	3+4+5	6+7+8+9
Section	0,2×1,3	0,2×1,3	0,2×1,3
N(KN)	-953,38	-578,14	-507,66
M(KN.m)	-257,34	-212,35	-211,33
V(KN)	64,79	145,27	-53,94
τ (MPa)	0,36	0,81	0,31
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	19,06	12,89	11,8
A_{min} (cm ²)	13,65	13,65	13,65
L_t	1,3	1,3	1,3
A_z^{tend} (cm ²)	20,11	15,39	15,39
$N^{barre}/face$	10HA16	10HA14	10HA14
S_t (cm)	19	16	19
A_h^{cal} (cm ²)	0,45	1,01	0,39
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,57
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	RDC+1+2	3+4+5	6+7+8+9
Section	0,2×1,3	0,2×1,3	0,2×1,3
N(KN)	-796,88	-743,62	-411,03
M(KN.m)	-206,38	-252,46	-149,84
V(KN)	-137,43	-147,66	-80,04
τ (MPa)	0,77	0,83	0,45
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	15,57	16,07	9,07
A_{min} (cm ²)	13,65	13,65	13,65
L_t	1,3	1,3	1,3
A_z^{tend} (cm ²)	16,58	16,58	15,39
$N^{barre}/face$	6HA16+4HA12	6HA16+4HA12	10HA14
S_t (cm)	19	19	16
A_h^{cal} (cm ²)	0,96	1,04	0,56
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6

A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,57
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20

➤ Schémas de ferrailage

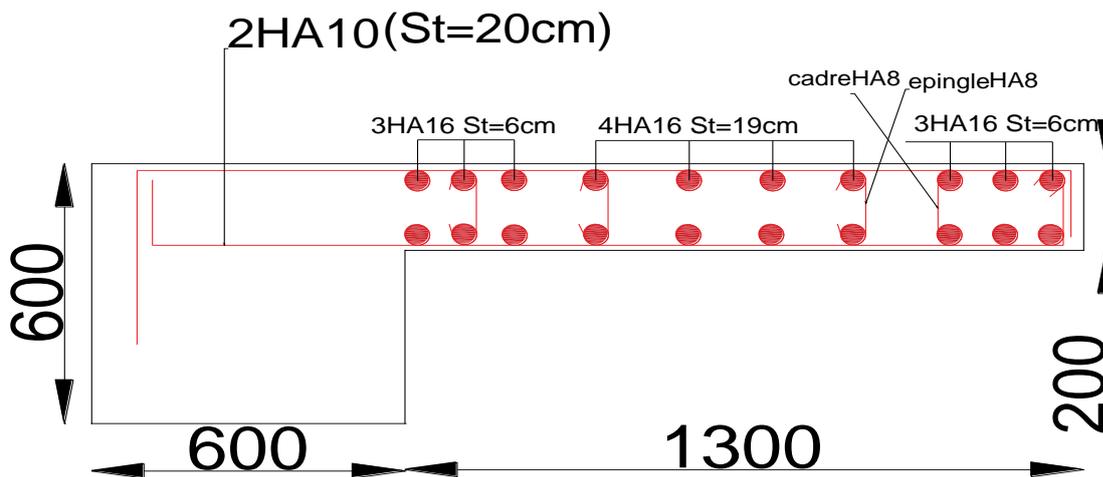


Figure V.11. Schéma de ferrailage du Voile V_{x2} (niveau R.D.C)

• **Définition**

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'**interface entre l'ouvrage et le sol** s'appellent **fondations**. Ainsi, quelque soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

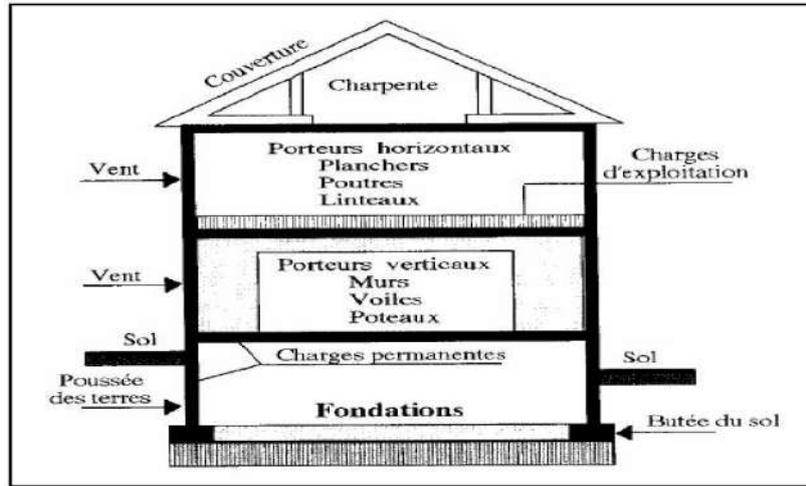


Figure VI.1.charges transmises au sol

La structure porteuse transmet toutes ses charges au sol par l'intermédiaire des fondations.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

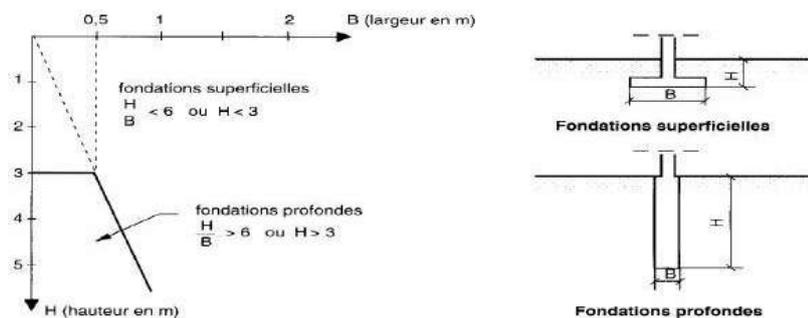


Figure VI.2.Schéma des différents types de fondation

• **Combinaisons de calcul**

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E \qquad 0,8G \pm E$$

• **Reconnaissance du sol**

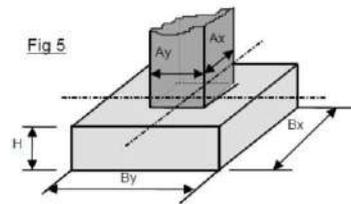
Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2,10 bars pour une profondeur d'ancrage de (2m+2,2m/TN).

VI .1. Choix du type de fondation

1.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :



$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

Figure VI.3.Schéma d'une semelle isolée

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETABS. $N = 2595,91 \text{ KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2,1 \text{ bars}$

On a une semelle carré, $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = B$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{2595,91}{210}} \Rightarrow B \geq 3,52 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3,45m, on remarque qu'il va y'avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

1.2. Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble être la plus sollicitée.

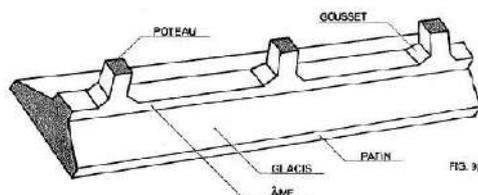


Figure VI.4.Schéma d'une semelle filante

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1432,68 \text{ KN} ; N_5 = 2592,62 \text{ KN}$$

$$N_2 = 2437,49 \text{ KN} ; N_6 = 2127,92 \text{ KN}$$

$$N_3 = 2152,41 \text{ KN} ; N_7 = 2433,83 \text{ KN}$$

$$N_4 = 2595,91 \text{ KN} ; N_8 = 1254,84 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 17027,7 \text{ KN}$$

$$L = \varepsilon l_i + 2L_{\text{débordement}} ; L_{\text{débordement}} = 0.75 \text{ m.}$$

$$B \geq \frac{17027,7}{210 \times 31,78} = 2,55 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 3,45m $\rightarrow 3,45 - 2,55 = 0,9\text{m} < 1\text{m}$ ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI .2. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation. Ce dernier présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

2.1. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage :

Lorsque les charges sont importantes, pour que l'épaisseur du radier ne devienne pas excessive, on dispose des travures de poutres (nervures) pour rigidifier la dalle ; elles peuvent être disposées dans un seul sens ou dans deux ; cela dépend de la portée, de la disposition des murs ou des poteaux.

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\max} = 4,74\text{m}$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{474}{20} = 23,7 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{474}{10} = 47,4 \text{ cm}$$

➤ Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol

$$\begin{cases} K = 0,5 \text{ Kg/cm}^3 \dots \text{Très mauvais sol} \\ K = 4 \text{ Kg/cm}^3 \dots \text{Sol moyen} \\ K = 12 \text{ Kg/cm}^3 \dots \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,245 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4,74^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 \times 3,245 \cdot 10^7}} = 67,43 \text{ cm}$$

$$\text{Donc, } h_t \geq 67,43 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 75 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,75^3 \times 3,245 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,27 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4,74 \leq \frac{\pi}{2} 3,27 = 5,14 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N_s = 47218,34 \text{ KN}$$

$$N' = N_s + P_{radier} + P_{nervure}$$

$$S_{bat} = 410,88 \text{ m}^2$$

$$P_{radier} = 25 \times 0,3 \times 410,88 = 3081,6 \text{ KN}$$

$$P_{ner} = 25 \times 0,6 \times 0,45 \times (30,28 \times 2 + 21,98 + 13,45 \times 2 + 14,3 \times 6 + 10,85 \times 2) = 1464,35 \text{ KN.m}$$

$$N = 47218,34 + 3081,6 + 1464,35 = 51764,29 \text{ KN.}$$

$$S_{rad} \geq \frac{51764,29}{210} = 246,5 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc, on peut prendre } S_{rad} = S_{bat} = 410,88 \text{ m}^2$$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 75 \text{ cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 30 \text{ cm}$;

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

La surface du radier $S_{rad} = 410,88 \text{ m}^2$

2.2. Vérifications nécessaires

➤ Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,21 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

On a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 1646,46 \text{ m}^4 \quad \text{Et} \quad X_G = 15,43 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 14852,83 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 5,57 \text{ m}$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

➤ Sens X-X

Données :

$$N = 51,764 \text{ MN} \quad ; \quad M_x = 0,0695 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 1646,46 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{51,764}{410,88} + \frac{0,0695}{1646,46} \times 5,57 = 0,126 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{51,764}{410,88} - \frac{0,0695}{1646,46} \times 5,57 = 0,126 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,126 + 0,126}{4} = 0,125 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,21 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

➤ Sens Y-Y

Données :

$$N = 51,764 \text{ MN} \quad ; \quad M_y = 0,118 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{yG} = 14852,83 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{51,764}{410,88} + \frac{0,118}{14852,83} \times 15,43 = 0,126 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{51,764}{410,88} - \frac{0,118}{14852,83} \times 15,43 = 0,125 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,126 + 0,125}{4} = 0,125 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,21 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 51764,5 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{51764,5 \times 4,74}{2 \times 410,88} = 298,58 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{298,58 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,12 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

➤ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×60) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,6 + 0,75 = 1,35 \\ B = b + h_t = 0,6 + 0,75 = 1,35 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,4 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 1,899 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5,4 \times 0,75 \times \frac{25}{1,5} = 3,04 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 410,88 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 4,2 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 51764,5 \text{ KN} > 1,15 \times 4,2 \times 410,88 \times 10 = 19845,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

VI .3. Ferrailage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_{rad} = 3081,6 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = 1464,35 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 64562,79 + 3081,6 + 1464,35 = 69108,74 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{69108,74}{410,88} = 168,2 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4,15 \text{ m} ; L_y = 4,74 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,748 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0476 \times 168,2 \times 4,15^2 \\ M_{0y} = 0,748 \times 137,88 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 137,88 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 103,13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 117,2 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 87,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,3 M_{0x} = -41,36 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m²

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier

Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St(cm)	
travée	X-X	117,2	14,64	2,54	15,39	10HA14	10
	Y-Y	87,66	10,50	2,40	10,78	7HA14	15
Appui	- 41,36	4,95	2,54	5,12	5HA12	20	

➤ **Condition de non fragilité**

On a e =30 cm > 12 cm et $\rho=0,88 > 0,4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,88}{2}\right) \times 0,3 = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 51764,29 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{51764,29}{410,88} = 125,98 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 118,47 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 97,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Les moments corrigés

$$M_{tx} = 100,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 82,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -29,19 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	100,69	8,68	83284,2	10,4 < 15	Vérifiée	295,96 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	82,73	7,52	63582,8	9,78 < 15	Vérifiée	341,15 > 201,63	N. Vérifiée
appui		-29,19	5,48	34748,69	4,6 < 15	Vérifiée	245,96 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	β (10 ⁻²)	α	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	100,69	0,79	0,46	23,59	25,13	8HA20	12
	y-y	82,73	0,66	0,426	19,12	21,99	7HA20	14
appui		-41,70	-0,33	0,308	9,22	9,24	6HA14	17

➤ Vérification des espacements

Selon x-x: $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/8 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y: $S_t = 14 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

➤ Schéma de Ferrailage du radier

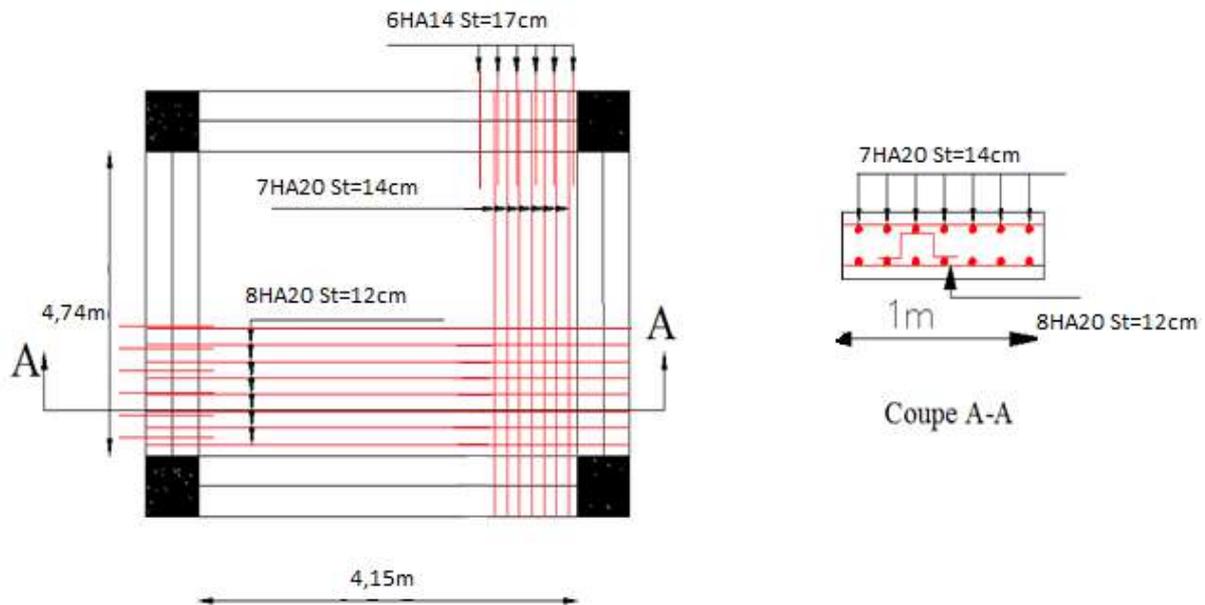


Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier

VI .4. Etude des nervures

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

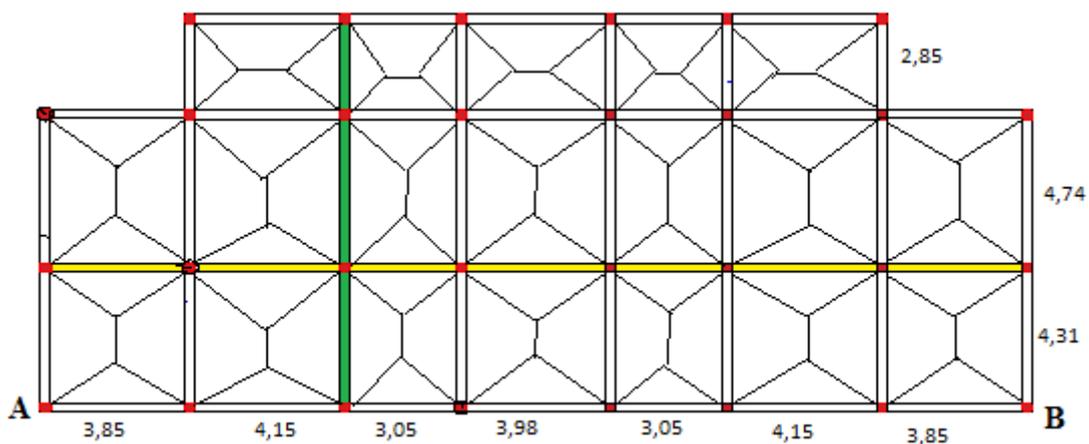


Figure VI.6. Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ Charges triangulaires

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

➤ **Charges trapézoïdales**

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

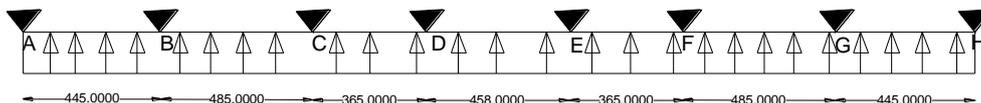
q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ **Calcul des sollicitations**

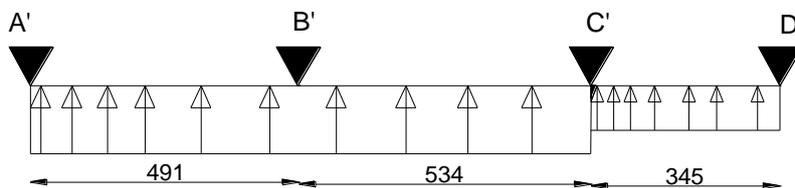
Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.



$$\begin{aligned} q_{Mu} &= 370,48 \text{ KN/ml} \\ q_{Vu} &= 370,48 \text{ KN/ml} \\ q_{Ms} &= 277,48 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

Figure VI.7. Schéma statique de la nervure selon X-X



$q_{Mu} = 373,63 \text{ KN/ml}$	$q_{Mu} = 556,12 \text{ KN/ml}$	$q_{Mu} = 386,86 \text{ KN/ml}$
$q_{Vu} = 289,67 \text{ KN/ml}$	$q_{Vu} = 270,10 \text{ KN/ml}$	$q_{Vu} = 290,15 \text{ KN/ml}$
$q_{Ms} = 279,85 \text{ KN/ml}$	$q_{Ms} = 428,04 \text{ KN/ml}$	$q_{Ms} = 289,74 \text{ KN/ml}$

Figure VI.8. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

Tableaux VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

Sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
X-X	AB	4,45	370,48	0	-766,72	1,76	573,76	652,02	-996,61
	BC	4,85	370,48	-766,72	-533,9	2,55	442,08	-996,6	-850,43
	CD	3,65	370,48	-533,9	-490,44	1,86	104,94	-850,4	-848,39
	DE	4,58	370,48	-490,44	-490,44	2,29	480,97	-848,3	-848,3
	EF	3,65	370,48	-490,44	-533,97	1,79	104,94	-848,3	850,43
	FG	4,85	370,48	-533,97	-766,72	2,29	442,08	850,43	996,61
	GH	4,45	370,48	-766,72	0	2,69	573,76	996,61	-652,02
Y-Y	A'B'	4,91	373,63	0	-1122,19	1,84	634,74	668,71	1525,96
	B'C'	5,34	556,12	-1122,19	-902,58	2,74	971,39	1525,96	-1443,7
	C'D'	3,45	386,86	-902,58	0	2,4	212,74	-1443,7	-405,71

Tableaux VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	4,45	277,48	0	-574,24	1,76	429,73
	BC	4,85	277,48	-574,24	-399,93	2,55	331,12
	CD	3,65	277,48	-399,93	-366,75	1,86	78,89
	DE	4,58	277,48	-366,75	-366,75	2,29	360,23
	EF	3,65	277,48	-366,75	-399,93	1,79	78,6
	FG	4,85	277,48	-399,93	-574,25	2,29	331,12
	GH	4,45	277,48	-574,25	0	2,69	429,73
Y-Y	A'B'	4,91	279,85	0	-852,05	1,84	471,1
	B'C'	5,34	428,04	-852,05	-689,76	2,74	756,01
	C'D'	3,45	289,74	-689,76	0	2,4	155,21

➤ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ **Détermination de la largeur b**

✓ **Sens X-X**

On a :

$$h = 0,75 \text{ m} ; h_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,60 \text{ m} ; d = 0,70 \text{ m}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b - 0,60}{2} \leq \min(2,075 \text{ m} ; 0,285 \text{ m})$$

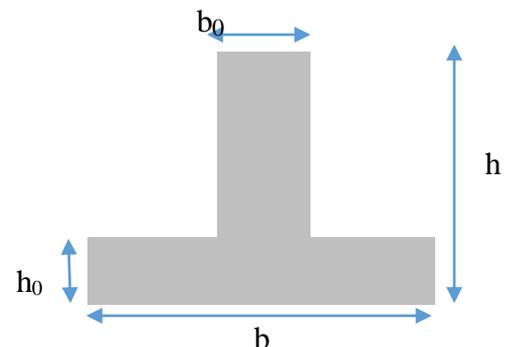


Figure VI.9. Schéma des nervures

Donc, $b = 1,15 \text{ m}$.

✓ Sens Y-Y

On a :

$$\frac{b - 0,6}{2} \leq \min(2,37 \text{ m} ; 0,305 \text{ m})$$

Donc, $b = 1,2 \text{ m}$.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	573,76	40,12	9,72	40,25	5HA25+5HA20
	Appui	-766,72	47,07		49,09	10HA25
Y-Y	Travée	971,69	54,73	10,14	54,73	10HA25+5HA12
	Appui	-1122,29	60,62		61,66	10HA25+4HA20

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(12; 21,43 ; 60) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

F.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{996,51 \times 10^{-3}}{1,15 \times 0,70} = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{1525,96 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,70} = 1,81 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

✓ **Vérification des contraintes**

Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	429,73	22,81	1806241	5,41 < 15	Vérifiée	168,1 < 201,63	Vérifiée
	Appui	-574,25	24,45	2091205	6,71 < 15	Vérifiée	187,5 < 201,63	Vérifiée
Y-Y	Travée	756,01	25,04	2289915	7,98 < 15	Vérifiée	211,89 > 201,63	N.Vérifiée
	Appui	-852,05	26,14	2494838	7,93 < 15	Vérifiée	224,68 > 201,63	N.Vérifiée

Remarque

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées dans le sens Y-Y, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

Tableau VI.8. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
Y-Y	Travée	756,01	60,97	61,67	10HA25+4HA20
	Appui	-852,05	68,95	72,38	9HA32

Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 3 \times 0,75 = 2,25 \text{ cm}^2$.

Soit : 3HA12 = 3,39 cm² par face.

➤ **Schéma de ferrailage des nervures**

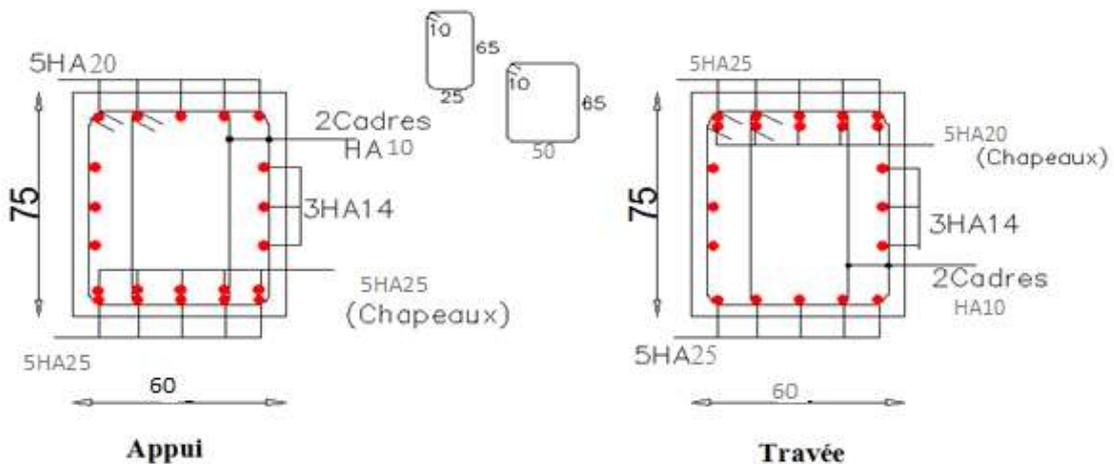


Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

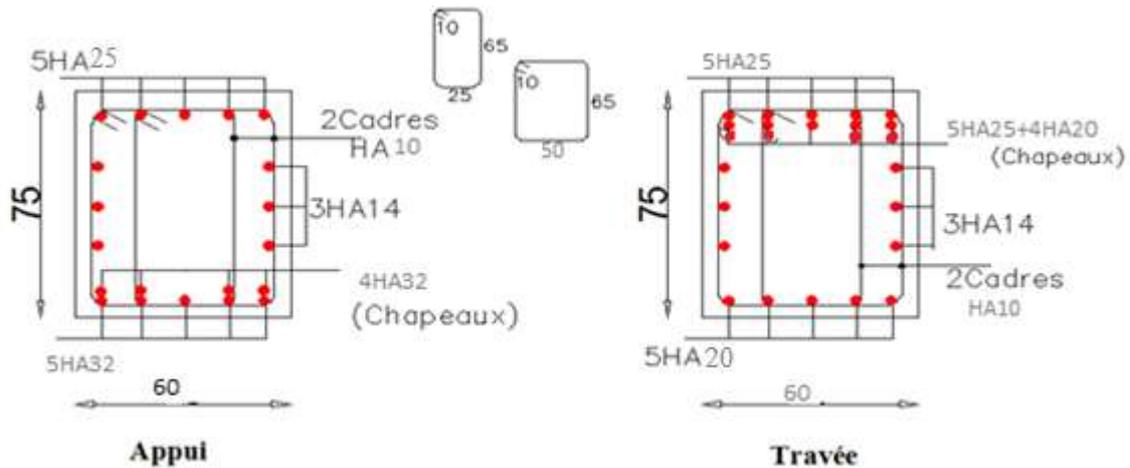


Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

VI .5. Etude du voile Périphérique

D'après le RPA 99/2003 (Art 10.1.2), Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

5.1. Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h=2$ m
- Longueur $L=4,74$ m
- Épaisseur $e=20$ cm
- **Caractéristiques du sol**
- Poids spécifique $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion (Sol non cohérant) $c = 0,44 \text{ bar}$
- Angle de frottement : $\varphi = 25^\circ$

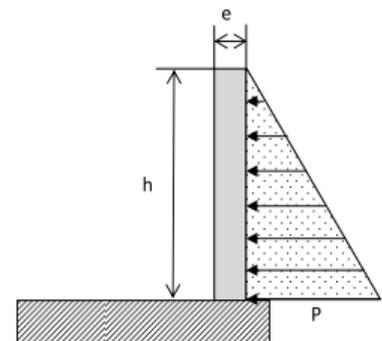


Figure .VI.12.Poussée des terres sur les voiles périphériques

➤ Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis aux chargements suivants :

✓ La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 2 \times 20 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) - 2 \times 0,44 \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 15,66 \text{ KN/m}^2$$

✓ Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 4,06 \text{ KN/m}^2$$

5.2. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

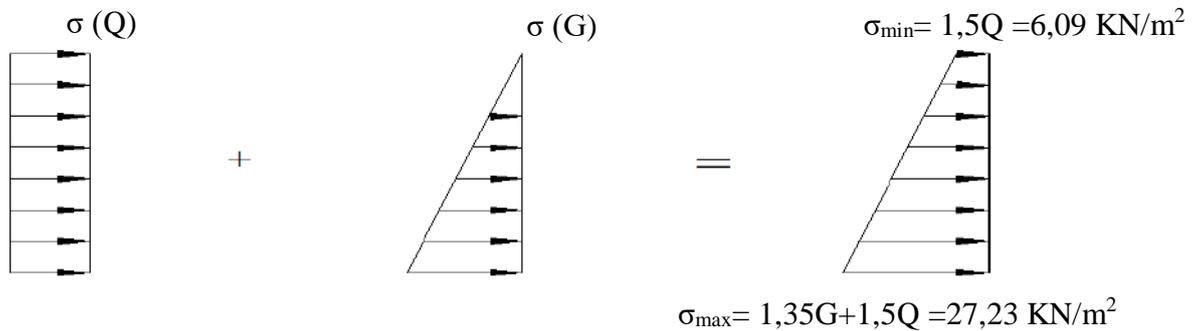


Figure. VI.13. Répartition des contraintes sur le voile.

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 27,23 + 6,09}{4} = 21,95 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 21,95 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,85 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4,74 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 3,85/4,74 = 0,81 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,81 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,055 \\ \mu_y = 0,6135 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,055 \times 21,95 \times 3,85^2 = 17,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,6135 \times 17,89 = 10,97 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 15,21 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 8,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -8,95 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$

Tableau VI.9. Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	15,21	0,037	0,047	0,166	2,62	2	4HA10 = 3,14
	Y-Y	8,23	0,020	0,025	0,168	1,4	2	4HA10 = 3,14
Appui		-8,95	0,021	0,027	0,168	1,53	2	4HA10 = 3,14

✓ **Espacements**

$$\text{Sens x-x} : S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y} : S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ **Vérifications**

$$\rho = 0,81 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,81) 100 \times 20 = 1,75 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{21,95 \times 3,85}{2} \times \frac{4,74^4}{3,85^4 + 4,74^4} = 29,43 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{21,95 \times 3,85}{2} \times \frac{3,85^4}{3,85^4 + 4,74^4} = 15,77 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification A L'ELS**

$$\rho = 0,81 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0617 \\ \mu_y = 0,7246 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 19,72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 4,06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 19,72 + 4,06}{4} = 15,81 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 15,81 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0617 \times 15,81 \times 3,85^2 = 14,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,7246 \times M_{0x} = 10,47 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 12,28 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 7,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -7,22 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

Tableau VI.10. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	12,28	3,55	10011,68	4,35 < 15	Vérifiée	199,8 < 201,63	Vérifiée
	y-y	7,85	3,55	10011,68	2,78 < 15	Vérifiée	158,18 < 201,63	Vérifiée
Appui		-7,22	3,55	10011,68	2,56 < 15	Vérifiée	145,49 < 201,63	Vérifiée

Schéma de ferrailage du voile périphérique

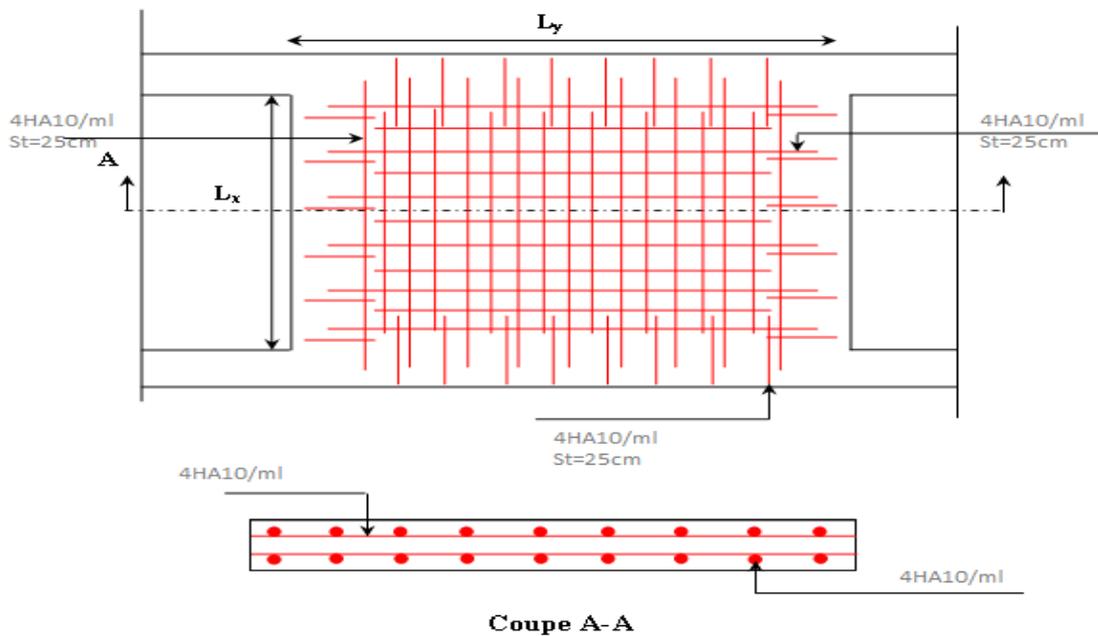


Figure VI.14. Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI .6. Etude du voile Périphérique porté (AB) :

6.1. Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h=5,06$ m
- Longueur $L=4,15$ m
- Épaisseur $e=20$ cm

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 59,62 + 6,09}{4} = 46,24 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 46,24 \text{ KN/ ml}$$

Tableau VI.11. Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	27,01	0,065	0,085	0,167	4,73	2	5HA12 = 5,65
	Y-Y	21,66	0,053	0,068	0,165	3,77	2	4HA12= 4,52
Appui		-15,88	0,039	0,049	0,166	2,75	2	4HA10=3,14

✓ **Espacements**

Sens x-x : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérifications**

$\rho = 0,96 > 0,4$

$e = 20 \text{ cm} > 12$

$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,96) 100 \times 20 = 1,63 \text{ cm}^2$

$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$\tau_u = 0,303 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$

➤ **Vérification A L'ELS**

$\sigma_{max} = G + Q = 52,28 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{min} = Q = 4,06 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{moy} = 40,22 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 40,22 \text{ KN/ml}$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$M_{0x} = 32,83 \text{ KN.m} \rightarrow M_x = 27,91 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = 30,79 \text{ KN.m} \rightarrow M_y = 23,09 \text{ KN.m}$

$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -16,42 \text{ KN.m}$

✓ **Vérification des contraintes**

Tableau VI.12. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	27,91	4,59	16269,19	7,87 < 15	Vérifiée	200 < 201,63	Vérifiée
	y-y	23,09	4,17	13579,08	7,09 < 15	Vérifiée	198,5 < 201,63	Vérifiée
Appui		-16,42	3,55	10011,68	5,82 < 15	Vérifiée	197,2 < 201,63	Vérifiée

Conclusion générale

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

Les voiles de contreventement sont d'une très grande importance vis-à-vis la dissipation des efforts horizontaux.

Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le cout du projet.

La somme des coefficients de participation massique des modes de vibration représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment, d'où l'utilité des voiles de contreventement qui assurent un bon comportement dynamique de la structure.

La période de vibration nous renseigne si le bâtiment en question est souple ou rigide, ce qui revient à dire que la vérification de la période est nécessaire.

La sécurité de la structure soumise aux effets des actions sismiques n'est pas à craindre si les conditions relatives à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les déformations et la stabilité de forme sont simultanément observées.

Le radier générale permet d'avoir une distribution uniforme de charges qui lui sont appliquées par la superstructure.

Le modèle construit par le logiciel ETABS doit se rapprocher le plus que possible de la réalité afin d'avoir une étude plus exacte.

Le logiciel ETABS nous a permis d'économiser beaucoup de temps, et la maîtrise de ce dernier exige un bagage théorique riche et varié.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Bibliographie

- [1]: DTR-BC, 2.48; Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version2003).
- [2]: Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L. 91).Edition Eyrolles.
- [3]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- [4]: DTR B.C.2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».OPU; 1989
- [5]: (<http://mescoursdegeniecivil.wifeo.com/documents/Ptech3.pdf>)
[http://www.cours-genie-civil.com/IMG/pdf/cours_fondations superficielles1_procedes-généraux-de construction](http://www.cours-genie-civil.com/IMG/pdf/cours_fondations_superficielles1_procedes-generaux-de_construction).

Autres documents consultés :

- ✓ Cahier de cours de cursus.
- ✓ Mémoires de fin d'études.

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

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	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
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	226.2
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

