



Département Génie Civil

Memoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

THEME

**Conception et dimensionnement d'un bâtiment
en béton armé(R+8+SS) en zone sismique**

Katia MEZHOUD et Leila MESSELEM

Sous la direction de Mme: Nadja BAOUCHE

Présenté et soutenu publiquement le (18/06/2016)

Composition du Jury

Président:	M. LARIBI.A	MCB à l'école nationale polytechnique
Rapporteur:	Mme. BAOUCHE.N	MAA à l'école nationale polytechnique
Examineurs:	M. DEMIDEM.M	MAA à l'école nationale polytechnique
	Mme. STIHL.S	MAA à l'école nationale polytechnique

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو تصميم و دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة تتكون من طابق تحت الأرض، طابق أرضي وثمانية طوابق. هذه المنشأة واقعة في ولاية البويرة التي تصنف كمنطقة ذات نشاط زلزالي متوسط. لقد تم التصميم و الدراسة وفقا للقوانين والمعايير المطبقة في الجزائر (RPA99/2003, CBA93, BAEL91)

مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط أعمدة، عارضات و جدران.

الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج ETABS

كلمات مفتاحية : خرسانة مسلحة، تدعيم مختلط، أعمدة، عارضات، جدران، دراسة ديناميكية

Abstract

The goal of this work is the design and the seismic dimensionnement of a concrete reinforced building wich, composed of an underground floor, ground floor, and eight stories. This building is implanted in Bouira wich is classified as an average seismic zone. The design has been done according to construction codes applied in Algeria (RPA99/2003, CBA93, and BAEL91).

The resistance of the building is ensured by a mixed bracing system (frames and shear walls).

The dynamic analysis has been done by the use of ETABS.

Key words: Reinforced concrete, mixed brace system, columns, beams, shear walls, dynamic analysis.

Résumé

Le but de ce travail est la conception et le dimensionnement parasismiques d'un bâtiment en béton armé, composé d'un sous-sol, un rez-de-chaussée et huit étages. Ce bâtiment est implanté à la wilaya de Bouira, classée comme une zone de moyenne sismicité. La conception et le dimensionnement sont faits conformément aux codes de construction en vigueur en Algérie (RPA99/2003, CBA93, BAEL91).

La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques et voiles).

L'étude dynamique est réalisée au moyen du logiciel ETABS.

Mots clés : Béton armé - Contreventement mixte – Poteaux – Poutres – Voiles - Etude dynamique.

Dédicaces

Je dédie ce projet de fin d'étude :

A mes très chers parents. Tous les mots du monde ne sauraient exprimer l'immense amour que je vous porte, ni la profonde gratitude que je vous témoigne pour tous les efforts et les sacrifices que vous n'avez jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien-être. J'espère avoir répondu aux espoirs que vous avez fondés en moi.

A mes deux sœurs Linda et Maria.

A mon frère Lounes.

A toute ma famille, surtout Tarek et sa femme Hakima.

A tous mes amis(es), plus particulièrement, Aicha, Adel et Naziha.

A mon futur époux qui n'as jamais cessé de croire en moi et qui a partagé avec moi les bons et les pires moments de ma vie. Merci pour ta présence, ton aide et ta compréhension.

A MESSELEM Leila, mon amie, ma sœur, pour le travail que nous avons accompli ensemble avec joie et plaisir et surtout pour tous les bons moments passés durant ces trois dernière années.

MEZHOUUD Katia

Dédicaces

Je dédie ce travail de fin d'études, en premier, à mes parents et tout particulièrement à toi papa qui durant toutes ces longues années d'études m'a aidé, soutenu et fait confiance. Encore une fois merci papa pour ta disponibilité permanente.

A toi, très chère maman, toi qui m'as soutenu tout au long de ces années, je te dis merci beaucoup.

A mes sœurs Amel, Sihem et Linda.

A mes deux frères Samir et Khaier.

A mon amie, Mezhoud Katia, qui a été pour moi une aide très précieuse durant toutes les années passées ensemble. Je n'oublie pas aussi sa famille.

A toute ma grande famille, et tous mes amis sans exception.

A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans la concrétisation de ce modeste travail.

MESSELEM Leila

Remerciements

Tout d'abord, merci à Dieu, le Clément, le Miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien cette modeste étude.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice Mme BAOUCHE Nadja pour la sollicitude avec laquelle elle nous a suivi et guidé tout au long de ce parcours.

Nous ne manquerons pas de remercier vivement M.ZEHER Abdenour, Ingénieur du bureau d'études, pour son suivi et pour nous avoir transmis sa passion et sa vision du métier d'ingénieur.

Nous remercions les membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nos remerciements vont également à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce projet.

Tout le personnel de l'Ecole Nationale polytechnique et du bureau d'étude Elmouhandicine.

Toute la promotion 2016 de l'Ecole Nationale Polytechnique.

Katia & Leila

TABLE DES MATIERES

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Symboles	
Abréviations	
Introduction generale.....	21

CHAPITRE 1 PRESENTATION DU PROJET

1.1. Introduction.....	24
1.2. Implantation de l'ouvrage	24
1.3. Présentation du bâtiment.....	25
1.3.1. Dimensions en plan.....	28
1.3.2. Dimensions en élévation	28
1.3.3. Système structurel.....	28
1.4. Caractéristiques du site d'assise.....	28
1.5. Eléments de l'ouvrage	29
1.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	30
1.6.1. Béton	30
1.6.2. Aciers.....	33
1.6.3. Indications sur les règles de BAEL.....	35
1.7. Actions et sollicitations	37
1.7.1. Actions	37
1.7.2. Sollicitations	37

CHAPITRE 2 PREDIMENSIONNEMENT

2.1. Introduction.....	39
2.2. Prédimensionnement du plancher.....	39
2.3. pré dimensionnement des voiles.....	41
2.4. Prédimensionnement des poutres	42
2.5. Evaluation des charges et des surcharges.....	43
2.5.1. Surcharges d'exploitation Q.....	44
2.5.2. Charges permanentes G.....	44

2.6. Prédimensionnement des poteaux.....	46
2.7. Conclusion	51

CHAPITRE 3
DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1. Introduction.....	53
3.2. Acrotère.....	53
3.2.1. Dimensions et modélisation de l'acrotère	53
3.2.2. Evaluation des sollicitations	54
3.2.3. Détails du ferrailage	54
3.3.1. Dimensions et Modélisation du garde-corps	57
3.3.2. Evaluation des sollicitations	58
3.3.3. Détails du ferrailage	58
3.4. Dimensionnement des escaliers	60
3.4.1. Escalier à deux volées	60
3.4.2. Escalier à trois volées	65

CHAPITRE 4
LES PLANCHERS

4.1. Introduction.....	73
4.2. dalle corps creux.....	73
4.2.1. Calcul des poutrelles.....	73
4.2.2. Table de compression	81
4.3. Dalles pleines	82
4.3.1. Calcul des actions.....	83
4.3.2. Calcul des sollicitations	84
4.3.3. Calcul du ferrailage	84
4.3.4. Vérification de l'effort tranchant	85

CHAPITRE 5
ETUDE DYNAMIQUE

5.1. Introduction.....	87
5.2. Méthode de calcul	87
5.2.1. Méthode statique équivalente.....	87
5.2.2. Méthodes dynamiques.....	88

5.3.Modélisation et résultats.....	92
5.3.1. Données géométriques et massiques de la structure	94
5.4.Vérifications	96
5.4.1. Vérification de la période.....	96
5.4.2. Vérification de la force sismique à la base.....	97
5.4.3. Vérification des déplacements	97
5.4.4. Justification vis-à-vis de l'effet « P- Δ ».....	98
5.4.5. Vérification au renversement	98
5.4.6. Vérification vis-à-vis du risque de la rupture fragile	99
5.5. Conclusion	99

CHAPITRE 6

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

6.1. Introduction.....	101
6.2. Ferrailage des portiques	101
6.2.1. Ferrailage des poteaux.....	101
6.2.2. Ferrailage des poutres.....	107
6.3. Voiles	109
6.3.1 Introduction.....	109
6.3.2. Prescriptions exigées par le RPA99/2003.....	110
6.3.3. Ferrailage des voiles.....	111

CHAPITRE 7

INFRASTRUCTURE

7.1. Introduction.....	119
7.2. Etude géotechnique	119
7.3. Etude du voile périphérique	121
7.3.1. Pré dimensionnement	121
7.3.2. Modélisation et calcul du voile périphérique	122
7.3.3. Ferrailage du voile périphérique	123
7.4. Calcul des fondations	124
7.4.1. Choix du type de fondation.....	124
7.4.2. Prédimensionnement du radier.....	125
7.4.3. Caractéristiques géométriques du radier.....	127
7.4.4. Détermination des charges et surcharges	128
7.4.5. Vérifications du radier.....	128
7.4.6. Ferrailage du radier.....	130

7.4.7. Ferrailage des nervures.....	132
Conclusion générale.....	139
Bibliographie.....	142
Annexes A : Diagrammes de calcul.....	144
Annexe B : Logiciel ETABS.....	148

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1. Caractéristiques des aciers utilisés	33
Tableau 1.2. Caractéristiques mécaniques du béton.....	36
Tableau 1.3. Caractéristiques mécaniques des aciers.....	36
Tableau 2.1. Vérification des conditions exigées par le RPA99 version 2003.....	43
Tableau 2.2. Charges d'exploitations des différents niveaux	44
Tableau 2.3. Charge permanente du plancher terrasse.....	44
Tableau 2.4. Charge permanente du plancher courant	45
Tableau 2.5. Charge permanente du balcon.....	45
Tableau 2.6. Charge permanente du mur à double cloison	46
Tableau 2.7. Charge permanente du mur de séparation	46
Tableau 2.8. Charges permanentes des planchers	48
Tableau 2.9. Charges permanentes des poutres.....	48
Tableau 2.10. Coefficients de dégression des surcharges.....	49
Tableau 2.11. Dégression des charges d'exploitations	49
Tableau 2.12. Efforts normaux par la descente des charges et sections adoptées.....	50
Tableau 3.1. Bilan des charges et évaluation des sollicitations de l'acrotère.....	54
Tableau 3.2. Ferrailage de l'acrotère « calcul à l'ELS et vérification à l'ELU »	56
Tableau 3.3. Bilan des charges et évaluation des sollicitations du garde-corps.....	58
Tableau 3.4. Ferrailage du garde-corps « calcul à l'ELS et vérification à l'ELU ».....	59
Tableau 3.5. Charges permanentes et d'exploitations dues à la volée.....	62
Tableau 3.6. Charges permanentes et d'exploitation dues au palier.....	62
Tableau 3.7. Combinaisons des charges considérées pour l'escalier à 2 volées	63
Tableau 3.8. Sollicitations de calcul de l'escalier à 2 volées	63
Tableau 3.9. Ferrailage de l'escalier à 2 volées	64
Tableau 3.10. Vérification à l'ELS de l'escalier à 2 volées	64
Tableau 3.11. Prédimensionnement de la paillasse et du palier intermédiaire.....	66
Tableau 3.12. Combinaisons des charges considérées pour l'escalier « coupe longitudinale »	67
Tableau 3.13. Combinaisons des charges considérées pour l'escalier « coupe transversale »	67
Tableau 3.14. Sollicitations de calcul « coupe longitudinale ».....	68
Tableau 3.15. Sollicitations de calcul « coupe longitudinale ».....	68

Tableau 3.16. Ferrailage de l'escalier à 3 volées « calcul à l'ELU ».....	68
Tableau 3.17. Vérification à l'ELS de l'escalier à 3 volées	69
Tableau 3.18. Calcul des sollicitations de la poutre palière.....	70
Tableau 3.19. Calcul du ferrailage à l'ELU de la poutre palière.....	70
Tableau 4.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation avant coulage	74
Tableau 4.2. Sollicitations combinées de calcul des poutrelles	74
Tableau 4.3. Actions de calcul des poutrelles après coulage.....	75
Tableau 4.4. Conditions d'applications des méthodes de calcul.....	76
Tableau 4.5. Schéma statique des différents types de poutrelles.....	77
Tableau 4.6. Sollicitations de calcul « poutrelle type 1 ».....	78
Tableau 4.7. Sollicitations de calcul « poutrelle type 2 ».....	78
Tableau 4.8. Sollicitations de calcul « poutrelle type 3 ».....	79
Tableau 4.9. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures des poutrelles.....	80
Tableau 4.10. Charge permanente du garde-corps	83
Tableau 4.11. Calcul du moment et de l'effort tranchant dans le balcon	84
Tableau 4.12 Ferrailage du balcon à l'ELU.....	85
Tableau 4.13. Vérification à l'ELS.....	85
Tableau 5.1 Facteurs définissant le spectre de réponse	90
Tableau 5.2. Spectre de réponse de calcul	90
Tableau 5.3. Poids des différents niveaux.....	93
Tableau 5.4. Caractéristiques géométriques.....	95
Tableau 5.5. Périodes et facteurs de participation massique.....	96
Tableau 5.6. Forces sismiques à la base	97
Tableau 5.7. Vérification des déplacements.....	97
Tableau 5.8. Justification vis-à-vis l'effet P- Δ	98
Tableau 5.9. Vérification de la stabilité au renversement	99
Tableau 6.1. Combinaisons de charges pour le calcul des poteaux.....	101
Tableau 6.2. Recommandations du RPA sur les armatures longitudinales des poteaux	102
Tableau 6.3. Sollicitations des poteaux par zones sous différents combinaisons	103
Tableau 6.4. Choix des armatures longitudinales des poteaux	104
Tableau 6.5. Vérification des contraintes tangentielles	105
Tableau 6.6. Calcul des armatures transversales des poteaux.....	105

Tableau 6.7. Choix des armatures transversales des poteaux	106
Tableau 6.8. Sollicitations des poutres	107
Tableau 6.9. Ferrailage longitudinal des poutres	108
Tableau 6.10. choix des armatures longitudinales des poutres	108
Tableau 6.11. Ferrailage transversal des poutres	108
Tableau 6.12. Récapitulatif des sections d'armatures horizontales des voiles	116
Tableau 6.13. Récapitulatif des sections d'armatures transversales des voiles	116
Tableau 6.14. Vérification à la compression du béton	117
Tableau 7.1. Sollicitation de calcul du voile périphérique	123
Tableau 7.2. Ferrailage du voile périphérique sur appui et en travée	124
Tableau 7.3. Valeurs des moments et des efforts tranchant à l'ELS	131
Tableau 7.4. Ferrailage à l'ELS de la table du radier	132
Tableau 7.5. Ferrailage adopté pour la table du radier	132
Tableau 7.6. Transmission des charges triangulaires et trapézoïdales	133
Tableau 7.7. Sollicitations maximales dans la nervure A-A	135
Tableau 7.8. Sections d'armatures de la nervure la plus sollicitée	136

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1. Plan de situation	24
Figure 1.2. Plan de masse	25
Figure 1.3. Vue en plan 3 ^{ème} -8 ^{ème} étage	26
Figure 1.4. Vue en plan 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage.....	26
Figure 1.5. Vue en plan RDC.....	27
Figure 1.6. Vue en plan SS	27
Figure 1.7. Diagramme contrainte déformation de calcul	33
Figure 1.8. Diagramme contrainte déformation.....	33
Figure 1.9. Diagramme contraintes-déformation des aciers à l'ELU.....	34
Figure 2.1.Schéma d'un plancher à corps creux	40
Figure 2.2. Coupe de voile en élévation	41
Figure 2.3. Coupe des voiles en plan.....	42
Figure 2.4. Détails plancher terrasse (inaccessible)	44
Figure 2.5. Détails plancher courant	45
Figure 2.6. Surface de plancher reprise par le poteau le plus sollicité.....	48
Figure 2.7. Loi de dégression des surcharges d'exploitations.....	49
Figure 3.1. Caractéristiques géométriques et modèle de calcul de l'acrotère.....	53
Figure 3.2. Dimensions de la section dangereuse de l'acrotère pour une bande d'un mètre	54
Figure 3.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	57
Figure 3.4. Détails et modélisation du garde-corps	57
Figure 3.5. Schéma de ferrailage du garde-corps	60
Figure 3.6. Escalier à 2 volées en 3D.....	60
Figure 3.7. Schéma d'escalier à 2 volées.....	61
Figure 3.8. Schéma statique de l'escalier à 2 volées	62
Figure 3.9. Dimensions de la paillasse et du palier.....	63
Figure 3.10. Ferrailage de l'escalier à 2 volées.....	65
Figure 3.11. Escalier à 3 volées en 3D	65
Figure 3.12. Schéma statique de l'escalier	66
Figure 3.13. Schéma statique de la partie de l'escalier en console.....	67

Figure 3.14. Dimensions de la paillasse et du palier.....	68
Figure 3.15. Ferrailage de l'escalier à 3 volées.....	69
Figure 3.16. Ferrailage de la poutre palière sur appui et en travée.....	71
Figure 4.1. Détails d'un corps creux.....	73
Figure 4.2. Schéma statique des poutrelles.....	74
Figure 4.3. Section de calcul des poutrelles après coulage.....	76
Figure 4.4. Schéma du ferrailage des poutrelles.....	81
Figure 4.5. Ferrailage de la dalle de compression.....	82
Figure 4.6. Dalle pleine sur 3 appuis continus.....	83
Figure 4.7. Shéma statique et distribution du moment.....	84
Figure 4.8. Section étudiée du balcon.....	84
Figure 4.9. Ferrailage du balcon.....	85
Figure 5.1. Allure du spectre de réponse.....	91
Figure 5.2. Modèle 3D du bâtiment étudié.....	92
Figure 5.3. Disposition des voiles.....	94
Figure 5.4. Principaux modes de vibrations de la structure.....	96
Figure 6.1. Détails de ferrailage du poteau (50x50).....	106
Figure 6.2. Détails de ferrailage du poteau (40x40).....	106
Figure 6.3. Détails de ferrailage du poteau (30x30).....	106
Figure 6.4. Détails de ferrailage de la poutre principale.....	109
Figure 6.5. Répartition des armatures transversales.....	109
Figure 6.6. Schéma de disposition des armatures verticales des voiles (RPA99/2003).....	110
Figure 6.7. Identification des voiles.....	111
Figure 6.8. Diagramme d'une SPC.....	113
Figure 6.9. Schéma descriptif de la section du voile.....	114
Figure 6.10. Détails de ferrailage du voile type '4'.....	117
Figure 7.1. Résultats du sondage.....	120
Figure 7.2. Différentes charges et surcharges sollicitant le voile périphérique.....	122
Figure 7.3. Croquis du ferrailage de voile périphérique.....	124
Figure 7.4. Coupe transversale au niveau du radier.....	125
Figure 7.5. Surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier.....	127

Figure 7.6. Diagramme des contraintes de compression normales à la semelle	129
Figure 7.7. Détail de la section des nervures.....	133
Figure 7.8. Transmission des charges aux nervures	134
Figure 7.9. Sections de calcul sur appui et en travée	135
Figure 7.10. Schéma de ferrailage de la nervure A-A	137

SYMBOLES

A :	Coefficient d'accélération de zone
A_S :	Aire d'une section d'acier tendue
A_{SC} :	Aire d'une section d'acier comprimée
A_t :	Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
A_r :	Armatures de répartition
a :	Largeur du poteau
B :	Aire d'une section de béton
B_r :	Section réduite du poteau
B_c :	Section brute
b :	Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b_0 :	Largeur de l'âme d'une poutre
c :	Enrobage
d :	Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
E_{ij} :	Module de Young instantané à l'âge de j jours
E :	Charges sismiques
e :	Excentricité de l'effort normal, (ou épaisseur d'une dalle ou d'un voile)
f_e :	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
f_{tj} :	Résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours
f_{bu} :	Contrainte ultime du béton en compression
f_{bs} :	Contrainte de service du béton en compression
G :	Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes)
h :	Hauteur d'une section d'une poutre ou d'un poteau, d'une fondation
h_0 :	Hauteur du talon d'une poutre
I :	Moment d'inertie d'une section

i :	Rayon de giration d'une section
j :	Nombre de jours de maturité du béton
L :	Portée d'une poutre ou d'une dalle
L_f :	Longueur de flambement
M_{ser} :	Moment fléchissant de calcul de service
M_u :	Moment fléchissant de calcul ultime
M_r :	Moment renversant
M_s :	Moment stabilisant
N_{ser} :	Effort normal de calcul de service
N_u :	Effort normal de calcul ultime;
Q :	Charges variables (charges d'exploitations), Facteur de qualité
R :	Coefficient de comportement de la structure
S_t :	Espacement des armatures transversales
T_1 et T_2 :	Périodes caractéristiques
V_u :	Effort tranchant à l'état limite ultime
V_s :	Effort tranchant à l'état limite de service
W :	Poids total de la structure
Z :	Hauteur d'ancrage
α :	Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient de sécurité sans dimension en général (alpha)
β :	Coefficient de correction qui dépend de l'élanement mécanique λ des poteaux
λ :	Elanement mécanique d'une pièce comprimée (lambda)
γ_s :	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma)
γ_b :	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
η :	Coefficient de fissuration relatif à une armature, Facteur de correction d'amortissement (eta)
ν :	Coefficient de poisson (nu)
ξ :	Pourcentage d'amortissement critique (xi)
ρ :	Poids volumique, rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho)

σ :	Contrainte normale (sigma)
$\bar{\sigma}_{bc}$:	Contrainte admissible du béton comprimé
$\bar{\sigma}_s$:	Contrainte admissible dans les aciers
σ_{st} :	Contrainte dans les aciers tendus
σ_{sc} :	Contrainte dans les aciers comprimés
τ :	Contrainte tangente (tau)
$\bar{\tau}$:	Contrainte tangente admissible
Φ_l :	Diamètre d'une armature longitudinale (phi)
Φ_t :	Diamètre d'une armature transversale

Abréviations

ELU :	Etat limite ultime
ELS :	Etat limite de service
ELA :	Etat limite accidentel
RDC :	Rez-de-chaussée
SS :	Sous-sol
HA :	Hautes adhérence
TS :	Treillis soudé
CNF :	Condition de non fragilité
RPA :	Règlement parasismique Algérien
BAEL :	Béton armé à l'état limite
CBA :	Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
DTR :	Document technique réglementaire Algérien
DDL :	Degré de liberté
SDT :	Situation durable ou transitoire
SA :	Situation accidentelle
PP :	Poutre principale
PS :	Poutre secondaire
SPC :	Section partiellement comprimée
SET :	Section entièrement tendue
SEC :	Section entièrement comprimé





Introduction générale



Le domaine du génie civil a connu, ces dernières années, un véritable essor pour suivre l'évolution des goûts et les nouvelles techniques de construction assurant sécurité et durabilité

Dans cette optique, la construction des bâtiments en béton armé doit être guidée par les trois exigences suivantes :

- Sécurité
- Economie
- Durabilité

a) Sécurité

L'endommagement des bâtiments et leur effondrement sont la cause principale des décès et de l'interruption des activités. Réduire le risque passe donc par une réglementation sismique adaptée aux bâtiments neufs comme aux bâtiments existants. Il est évident que le risque 'zéro' n'existe pas, mais le plus important, c'est de minimiser au maximum les pertes en vie humaine lors des séismes sévères.

Par ailleurs, les séismes passés ont montré, qu'en général, les bâtiments contreventés par des voiles en béton armé se comportent bien (sans endommagement exagéré en cas de violent séisme). En effet, en plus de leur rôle en tant qu'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles d'une part, reprennent l'effort sismique grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, et d'autre part, réduisent considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.

b) Economie

En ce qui concerne l'aspect économique, une construction parasismique conserve sa valeur à long terme, son cycle de vie permet de réduire les coûts d'exploitation en plus de l'impact favorable qu'elle a sur l'économie locale.

c) Durabilité

Le « bâtiment durable » renvoie aux dimensions sociale, environnementale et économique d'un bâtiment. En effet, le bâtiment durable peut se définir comme « une construction qui répond adéquatement aux besoins de ses occupants, qui génère un impact environnemental limité et dont les coûts de construction et d'exploitation sont raisonnables ».

Le bâtiment faisant l'objet de cette étude répond, en grande partie, à ces trois exigences conformément aux normes en vigueur en Algérie pour les constructions en béton armé (CBA93, RPA99 version 2003).

C'est un bâtiment comportant 10 niveaux (R+8+SS), implanté en zone de moyenne sismicité. Le contreventement utilisé est mixte : portiques + voiles. Pour mener à bien cette étude, nous l'avons structuré comme ce qui suit.

Nous débutons ce mémoire, qui compte six chapitres, par la présentation du bâtiment avec la définition des éléments le composant ainsi que le choix des matériaux à utiliser. Cette présentation fait l'objet du chapitre 1.

INTRODUCTION GENERALE

Le chapitre 2 est consacré à la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment ainsi qu'au prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.

Nous passons ensuite au chapitre 3 entièrement consacré au calcul des éléments non structuraux (acrotère, garde-corps, escalier).

Le chapitre 4 est consacré au dimensionnement et ferrailage des planchers.

Le chapitre 5 est dédié à l'étude du comportement sismique du bâtiment, étude faite en s'aidant du logiciel de calcul ETABS.

Le Chapitre 6 s'attache au calcul du ferrailage des éléments structuraux (portiques, voiles).

A l'issue de ce ferrailage, nous présentons dans le chapitre 7 l'étude des semelles de fondation de notre bâtiment.

Enfin, le mémoire est complété par une conclusion générale qui fait une révisions des principales conclusions auxquelles a abouti cette étude, met en évidence les enseignements tirés, et suggère quelques perspectives pour de futurs projets.



Chapitre 1

Présentation du projet

- 1.1. Introduction.
- 1.2. Implantation de l'ouvrage.
- 1.3. Présentation du bâtiment.
- 1.4. Caractéristiques du site d'assise.
- 1.5. Eléments de l'ouvrage.
- 1.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.
- 1.7. Actions et sollicitations.

1.1. Introduction

Le but d'une construction parasismique est d'assurer un niveau acceptable de sécurité contre l'effondrement sous l'action d'un séisme majeur. Le coût de cette sécurité augmente avec la magnitude du séisme contre lequel on veut se prémunir. Un problème potentiel se pose alors ; c'est de trouver le meilleur compromis entre le coût et la sécurité.

Ce travail consiste en l'étude d'un bâtiment faisant partie d'un ensemble immobilier multifonctionnel composé de 3 blocs séparés par des joints parasismiques. Ces trois blocs sont :

- Bloc A : Rez de chaussé, 8 étages et un sous-sol (R+8+SS) à usage de commerce et bureaux.
- Bloc B et C : R+8+SS à usage de commerce, locaux, bureaux et d'habitation.

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL 91 et CBA93,
- RPA99 version 2003.

1.2. Implantation de l'ouvrage

Le projet est implanté sur un site situé sur un axe urbain important, exactement à Ain Graouche, wilaya de Bouira. L'assiette du projet présente une topographie légèrement inclinée vers le Nord-Est. Elle forme un angle entre les deux routes l'une menant vers la rue Abane Remdane et vers Oued Edhous d'un côté, et de l'autre côté menant vers Draa EL Borj et vers Oued Edhous. Les figures ci-dessous (Fig 1.1 et 1.2) représentent respectivement le plan de situation et le plan de masse.

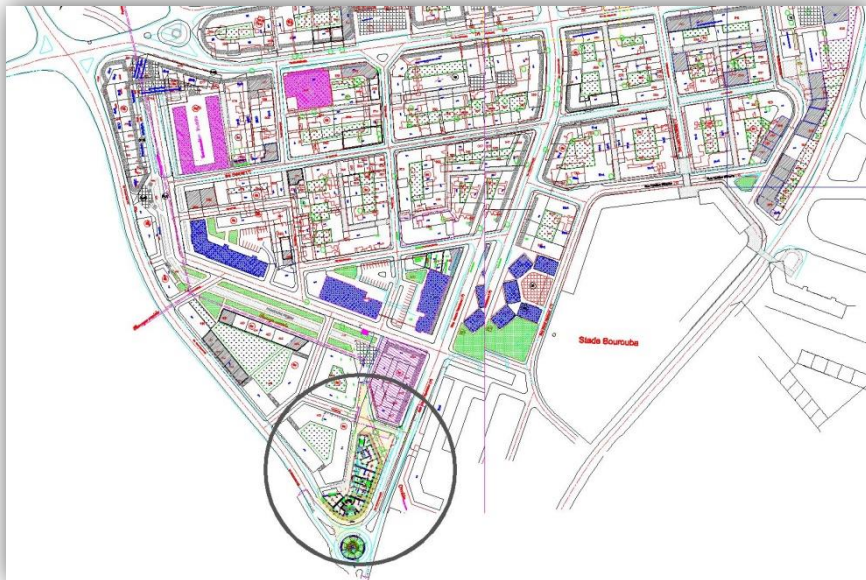


Figure 1.1. Plan de situation (Bet scp el Mouhandicine)



Figure 1.2. Plan de masse (Bet scp el Mouhandicine)

1.3. Présentation du bâtiment

Notre étude porte sur le dimensionnement et le calcul aux séismes d'un bâtiment appartenant au projet présenté plus haut. Ce bâtiment comporte 10 niveaux (R+8+SS) à usage multiple à savoir :

- Un sous-sol réservé aux locaux (Fig 1.6)
- un rez de chaussé consacré aux commerces (Fig 1.5),
- les deux premiers étages à usage de bureaux (Fig 1.4),
- et les six derniers à usage d'habitation (Fig 1.3),

Les déplacements verticaux se font au moyen d'escaliers en plus d'un ascenseur.

Ce bâtiment est situé dans une zone classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) en zone IIa (wilaya de Bouira). Il appartient au groupe d'usage 2 conformément à ce même règlement.

La terrasse de ce bâtiment est considérée comme étant inaccessible (sauf pour entretien). Elle sera réalisée avec un système d'étanchéité de type multicouche avec une forme de pente en béton et une isolation thermique en liège (Fig 2.4).

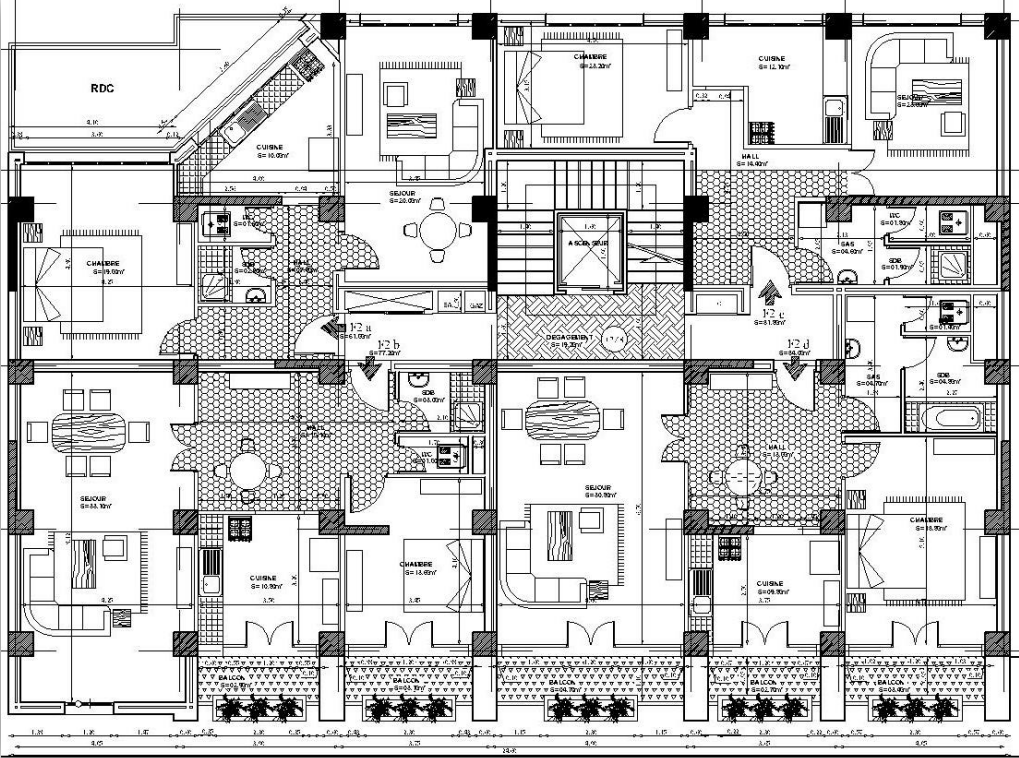


Figure 1.3. Vue en plan 3^{ème}-8^{ème} étage

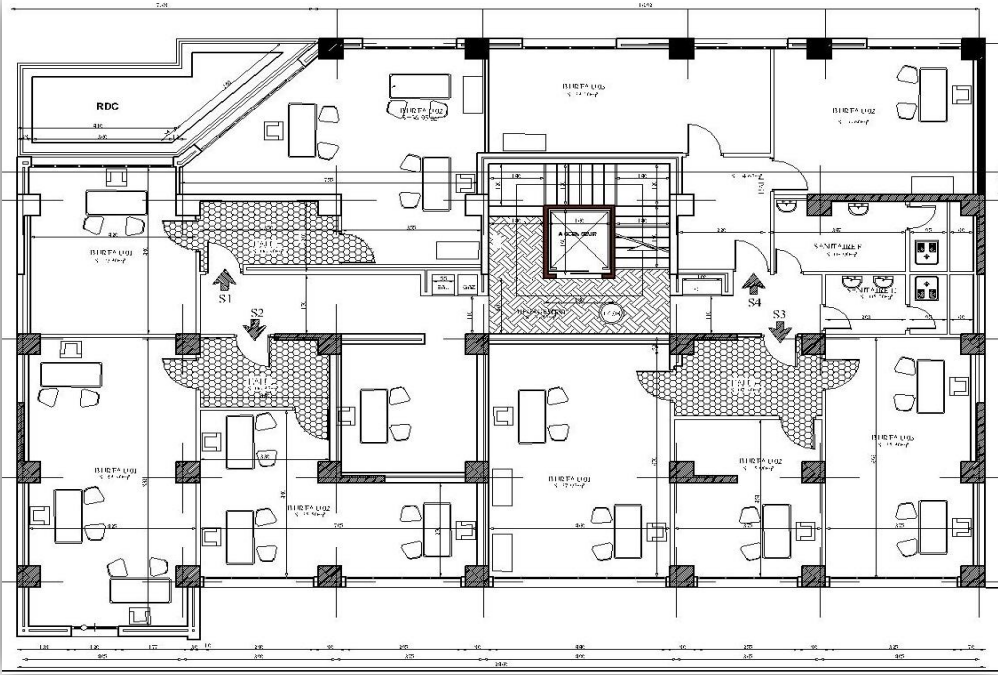


Figure 1.4. Vue en plan 1^{er} et 2^{ème} étage

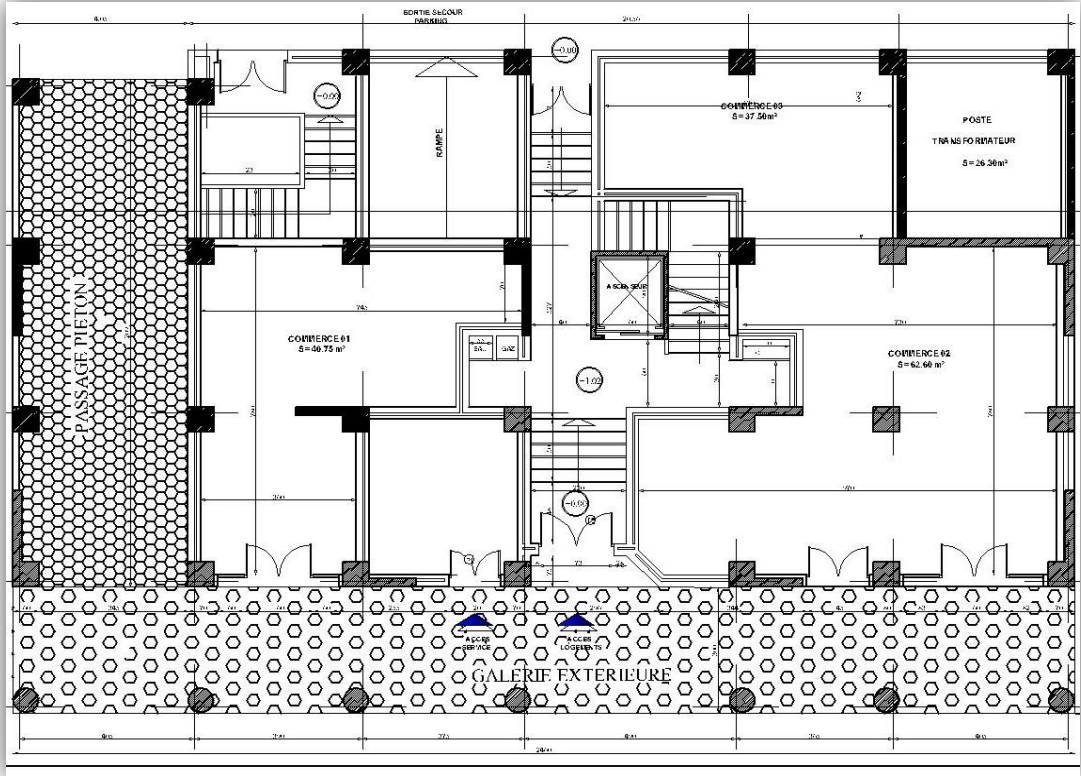


Figure 1.5. Vue en plan RDC

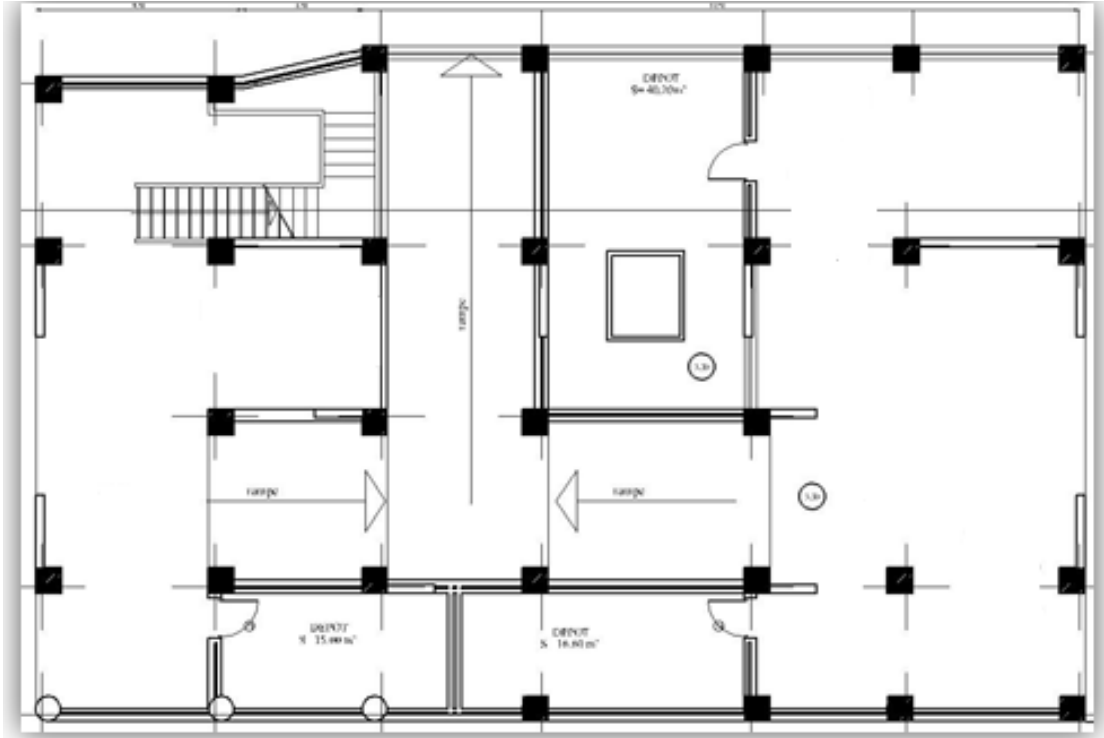


Figure 1.6. Vue en plan SS

1.3.1. Dimensions en plan

Le bâtiment étudié présente des décrochements en plan. Ces décrochements restent inférieurs à 25 %. Les plus importantes dimensions en plan sont :

- Largeur : 15.80 m
- Longueur : 24.60 m

1.3.2. Dimensions en élévation

Les différentes dimensions en élévation sont :

- Hauteur du sous-sol $h_s = 3.5\text{m}$
- Hauteur rez-de-chaussée $h_r = 4,08\text{m}$
- Hauteur niveau courant $h_c = 3,4\text{m}$
- Hauteur totale du bâtiment $H = 33.78\text{ m}$

1.3.3. Système structurel

La stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions verticales (permanentes et surcharges d'exploitation) et horizontales (séisme) est assurée par des voiles et des portiques (contreventement mixte).

Concernant ce type de stabilisation, il y a lieu de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

1.3. Caractéristiques du site d'assise

L'étude du sol effectuée au Laboratoire de l'Habitat et de la Construction Sud (LNHC sud unité de BOUIRA) donne les résultats suivants :

- Terrain d'assise constitué de formations détritiques type alluvionnaire en harmonie avec la géologie régionale.
- Résistances en pointe faibles jusqu'à une profondeur critique de 5m (analyse des courbes pénétrométriques).
- Site classé en catégorie S2 (site meuble).
- Taux de travail admissible 0.2 MPa.
- Ancrage de 5 m par rapport au terrain naturel.

1.5. Eléments de l'ouvrage

1.5.1. Planchers

Ils sont réalisés avec des dalles en corps creux ; et les balcons en dalles pleines. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

1.5.2. Maçonnerie

1.5.2.1. Murs extérieurs

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

1.5.2.2. Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

1.5.3. Escalier

La circulation verticale est assurée par 2 escaliers droits.

- Escalier un quart tournant qui relie le SS au RDC (2 volées).
- Escalier à 3 volées.

1.5.4. Revêtements

- Mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

1.5.5. Acrotères

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

1.5.6. Terrasse

La terrasse du bâtiment est non accessible. Elle comporte des pentes de 1,5% qui donnent sur des gargouilles, et de trous de ventilation.

1.5.7. Ascenseur

L'ascenseur utilisé a une capacité de charge de 630 Kg soit le poids de huit (8) personnes avec une vitesse de 1 m/s.

1.5.8. Garde-corps

Un garde-corps est un ensemble d'éléments formant une barrière de protection placée sur les côtés d'un escalier ouvert, ou pourtour d'un palier, d'une toiture terrasse, d'un balcon, ou à tout autre endroit afin d'empêcher une chute accidentelle.

- Garde-corps mixte (béton armé + métal), la partie inférieure en béton armé de 90 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

1.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version2003.

1.6.1. Béton

Le béton est un mélange d'agréats (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

Résistance mécanique du béton

1. Résistance à la compression (BAEL 91, Art. 2-1-11)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

$f_{c28} = 20$ MPa facilement atteinte sur les chantiers.

$f_{c28} = 25$ MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier

Dans notre projet, elle est prise égale à 25 MPa. Pour des résistances inférieures à 28, il faut utiliser les relations suivantes :

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.75+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

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

$$- f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$- f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Si } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

3 - Contraintes limites de compression

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable ou transitoire (SDT)} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle (SA)} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} f_{bu} = 14.17 \text{ MPa en SDT} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa en SA} \end{cases}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

4 - Contrainte limite de cisaillement (BAEL 91, Art. A-5-2-11)

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow$ SDT $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$
SA $\bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa}$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow$ SDT $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$
SA $\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$

5-Module de déformation longitudinale du béton (BAEL 91, Art. A-2-2-2)

Le module de déformation « E_{ij} » à l'âge de « j » jour est en fonction de la durée d'application des charges.

On distingue :

- Sous charges d'une courte durée (< 24 heures).

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$$

PRESENTATION DU PROJET

- Sous charges d'une longue durée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{E_{ij}}{3} \rightarrow E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$$

6-Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

ν : Coefficient de Poisson donné par l'article A2.1.3 du BAEL 91.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \nu = 0 & \text{Pour le calcul des sollicitations.} \\ \nu = 0,2 & \text{Pour le calcul des déformations.} \end{array} \right.$$

7 - Diagramme contrainte-déformation : (BAEL 91, Art. A-4-3-41) :

ELU :

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 %, on a un diagramme parabole-rectangle.

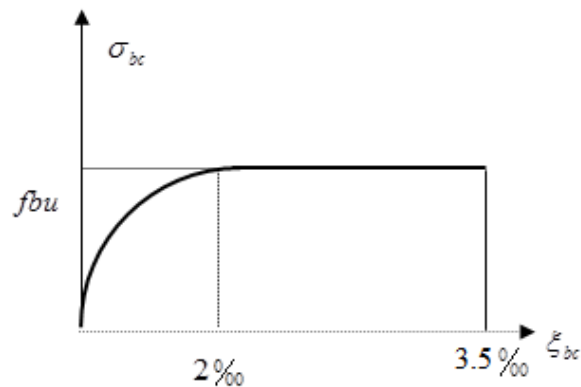


Figure 1.7. Diagramme contrainte déformation de calcul

ELS :

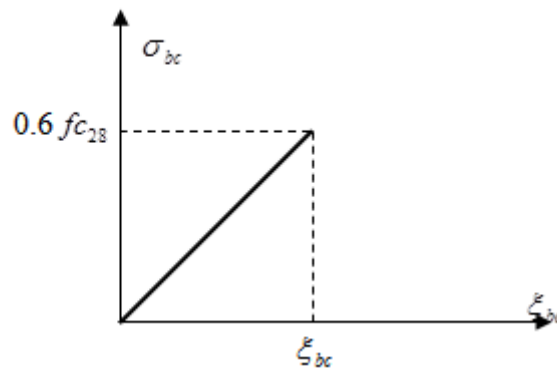


Figure 1.8. Diagramme contrainte déformation

1.6.2. Aciers

En structure, les barres d'acier mises en œuvre le plus souvent sont torsadées. Elles sont dites à haute adhérence, car leur surface rugueuse permet un lien intime avec le béton, et les contraintes peuvent se transmettre entre les deux composants. Les armatures du béton permettent une grande économie de béton mais nécessitent des précautions particulières de mise en œuvre. Il est ainsi indispensable que l'acier soit correctement enrobé de béton et ne soit pas au contact avec le milieu extérieur. Si l'acier vient à rouiller, au contact de l'air humide ou de l'eau, sa section utile (la section d'acier non rouillé) diminue et la résistance de la structure est réduite. Au contraire, la rouille, en gonflant, peut faire éclater le béton et conduire à la ruine de la pièce.

Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances (Tab I.1).

Tableau 1.1. Caractéristiques des aciers utilisés

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

1- Etat limite ultime ELU

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation :

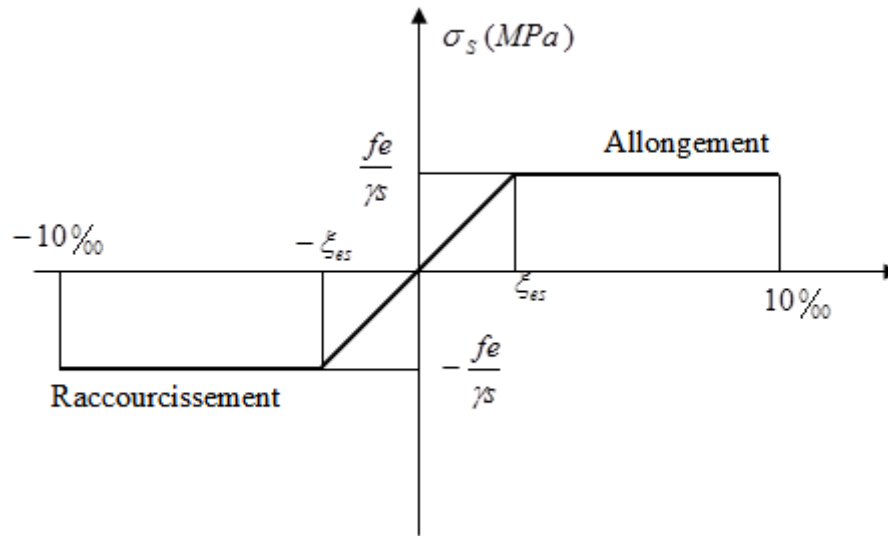


Figure 1.9. Diagramme contraintes-déformation des aciers à l'ELU

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier. γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\text{SDT} \rightarrow \gamma_s = 1.15 \rightarrow \sigma_s = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\text{SA} \rightarrow \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier : $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

- Module d'élasticité longitudinale :

Sa valeur est donnée expérimentalement :

$$E_s = 2 * 10^5 \text{ MPa}$$

1- Etat limite de service "E.L.S":

La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\sigma}_s = \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Fissuration préjudiciable: $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 164.97 \text{ MPa}$

Avec η : coefficient de fissuration tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour des ronds lisses.} \\ \eta = 1.6 \text{ pour des aciers H.A} \end{array} \right.$$

1.6.3. Indications sur les règles de BAEL

1- Définition de l'état limite:

Un état limite est un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, on distingue deux types d'états limites :

a - E.L.U. (Etats Limites Ultimes) :

Leur dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage, ils correspondent à l'atteinte de la résistance ultime de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments par :

- Perte d'équilibre statique (perte de stabilité globale).
- Rupture de section par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement des poteaux).
- Formation d'un mécanisme de rotules plastiques.

Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un de trois pivots A, B ou C.

1. Pivot A (région 1) : Allongement de l'acier le plus tendu $\epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$: pièces soumises à la traction simple, la flexion simple ou composée.

2. Pivot B (région 2) : Raccourcissement de la fibre la plus comprimée $\epsilon_{bc} = 3,5 \cdot 10^{-3}$: pièces soumises à la flexion simple ou composée.

3. Pivot C (région 3) : Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3 \cdot h / 7$ de la fibre la plus comprimée $\epsilon_{bc} = 2 \cdot 10^{-3}$: pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

b- E.L.S. (Etats Limites de Services) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Compression excessive du béton ou de traction des aciers : la vérification empêche la formation des fissures parallèles à la direction des contraintes de compression.
- Ouvertures excessive des fissures : vérification de la disposition des armatures dans la section.

PRESENTATION DU PROJET

- Déformation excessive des éléments porteurs (limitation des flèches) : vérification de la satisfaction de la limite admissible par les déformations.

Récapitulatif :

Tableau 1.2. Caractéristiques mécaniques du béton

Poids	Poids par unité de volume		2500 kg
résistance	à la compression		$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	à la traction		$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
Contrainte admissible	ELU	situation durable $\{\gamma_b = 1,5 \quad \theta = 1\}$	$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$
		situation accidentelle $\{\gamma_b = 1,15, \theta = 0,85\}$	$f_{bu} = 21.7 \text{ MPa}$
	ELS		$f_{bs} = 15 \text{ MPa}$
Module de déformation instantané			$E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$

Tableau 1.3. Caractéristiques mécaniques des aciers

Contrainte admissible	ELU	situation durable $\{\gamma_s = 1,15\}$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
		situation accidentelle $\{\gamma_s = 1,0\}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
	ELS	Fissuration peu nuisible	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
		Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{n f_{t28}}\right\} = 201.6 \text{ MPa}$
		Fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = \min\left\{\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{n f_{t28}}\right\} = 165 \text{ MPa}$

1.7. Actions et sollicitations

1.7.1. Actions

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanent, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera : **G** : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).

Q : Charges variables (charges d'exploitations + charges climatiques).

E : Charges sismiques.

1.7.2. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

1.7.2.1. Sollicitations de calcul

- A l'état limite ultime ELU : La combinaison utilisée dans notre étude :
 $1,35.G + 1,5.Q$
- A l'état Limite de Service ELS : La combinaison utilisée dans notre étude
 $G + Q$

1.7.2.2. Sollicitations sismiques

Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon le RPA 99 Version 2003:

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$
- $G + Q \pm 1,2E$: Pour le cas des poteaux dans les ossatures auto stables.




Chapitre 2

Pré dimensionnement et descente de charges

2.1. Introduction.

2.2. Prédimensionnement du plancher.

2.3. Prédimensionnement des voiles.

2.4. Prédimensionnement des poutres.

2.5. Evaluation des charges et des
surcharges

2.6. Prédimensionnement des poteaux.

2.7. Conclusion.

2.1. Introduction

Le coût et la sécurité sont deux paramètres à prendre impérativement en considération pour tout projet de bâtiment, Pour cela, nous devons pré dimensionner les différents éléments résistants de la structure de manière à atteindre un tel objectif, c'est-à-dire, économie plus sécurité. Ce pré dimensionnement doit donc être conforme aux règlements en vigueur en Algérie (CBA 93 et RPA 99 /2003).

Pour se faire, nous avons structuré ce chapitre comme ce qui suit :

- Evaluation des différentes épaisseurs
- Détermination des surfaces revenant à chaque élément porteur
- Calcul des charges permanentes (poids propre + installations fixes) et des surcharges d'exploitation avec application de la règle de dégression
- Evaluation des sollicitations dans les sections critiques afin de procéder aux calculs plus exactes.

2.2. Prédimensionnement du plancher

Le plancher est, en général, une surface plane et horizontale, assurant la séparation entre deux niveaux consécutifs. Il a une double mission :

- Transmettre les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs,
- et assurer les fonctions de confort telles que l'isolation phonique et thermique, ainsi que l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans le cadre de cette étude, nous avons choisis deux types de planchers :

- un plancher à corps creux pour tous les niveaux,
- et une dalle pleine pour les éléments en console (balcons).

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation plutôt que des vérifications de résistance. Cette épaisseur résulte des conditions ci-après.

2.2.1. Condition de résistance au feu

Pour la résistance au feu, il faut noter que les caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier chutent de 50% lorsque la température avoisine les 500°C. Notons qu'une température élevée devient insupportable bien avant d'atteindre cette valeur.

La hausse de température engendre des allongements très importants entraînant la rupture des éléments de la structure.

La condition de résistance au feu pour le choix de l'épaisseur s'exprime comme ce qui suit :

- $e = 7$ cm pour 1 heure de coupe-feu
- $e = 11$ cm pour 2 heures de coupe-feu
- $e = 17.5$ cm pour 4 heures de coupe-feu

Pour les planchers de cette étude, nous choisissons l'épaisseur suivante : $e = 16$ cm

2.2.2. Isolation phonique

Selon les règles de calcul du béton armé CBA93, l'épaisseur du plancher, si nous voulons obtenir une bonne isolation acoustique, doit être supérieure ou égale à 13 cm. Aussi, l'épaisseur de notre plancher sera limitée à 16 cm.

2.2.3. Résistance à la flexion

2.2.3.1. Plancher à corps creux

Ce sont des planchers semi-préfabriqués, constitués de (Fig 2.1) :

- Poutrelles.
- Corps creux.
- Dalle ou table de compression.

La figure ci-dessous représente le détaille d'un plancher corps creux.

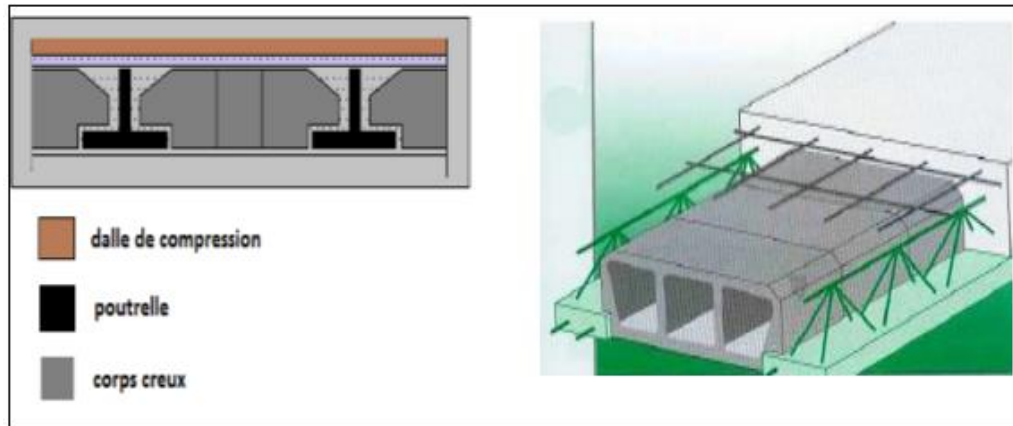


Figure 2.1.Schéma d'un plancher à corps creux (Internet)

- Dalle reposant sur deux appuis : $L / 35 < e < L / 30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L / 50 < e < L / 40$
- L : est la grande portée du panneau.

Dans notre cas les dalles reposent sur quatre (04) appuis donc :

$$\frac{L}{50} < e < \frac{L}{40}$$

L : Étant la plus grande plus grande portée (entre nus).

On a : $L = 460$ cm

$$\frac{460}{50} < e < \frac{460}{40} \rightarrow 9.2 \text{ cm} < e < 11.5 \text{ cm.}$$

2.2.3.2. Dalle pleine

Les balcons sont réalisés avec une dalle pleine et reposent sur 3 cotés. Leur épaisseur doit donc vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{L}{50} < e < \frac{L}{40}$$

On a : $L = 460$ cm

$$\frac{460}{50} < e < \frac{460}{40} \rightarrow 9.2 \text{ cm} < e < 11.5 \text{ cm.}$$

Nous choisissons donc une épaisseur de : $e = 11$ cm.

2.2.4. Condition de déformation

La limitation de la flèche ($f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$) ou condition de déformation permet d'admettre :

$$\frac{L}{25} < e < \frac{L}{20}$$

Avec:

- e : Épaisseur de la dalle (cm).
- f_{\max} : Flèche maximale.
- f_{adm} : Flèche admissible $= L / 500$.

Nous avons : $L = 460$ cm.

$$18.4 \text{ cm} < e < 23 \text{ cm}.$$

Corps creux $e = 20$ cm. Ce qui nous donne un plancher constitué d'hourdis de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm pour les différents étages.

Pour les dalles pleines (balcon), une épaisseur de 11 cm est suffisante.

2.3. prédimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé (Fig 2.2) est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/2003. Ces voiles (murs en béton armé) servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et éventuellement les efforts verticaux.

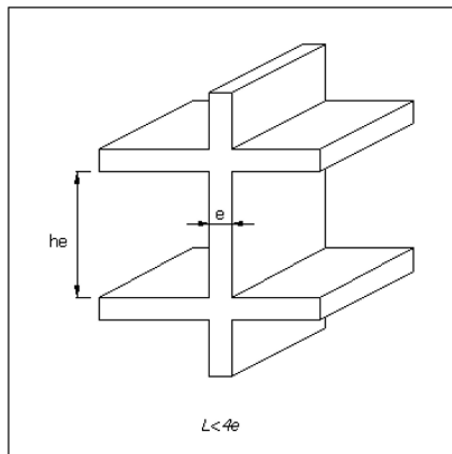


Figure 2.2. Coupe de voile en élévation

Conformément au règlement parasismique algérien (RPA99/2003 article 7.7.1) les éléments vérifiant la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :

- L : porté du voile.
- e : épaisseur du voile.

Selon ce même article, l'épaisseur minimale est fixée à 15 cm. Par ailleurs, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités (Fig 2.3).

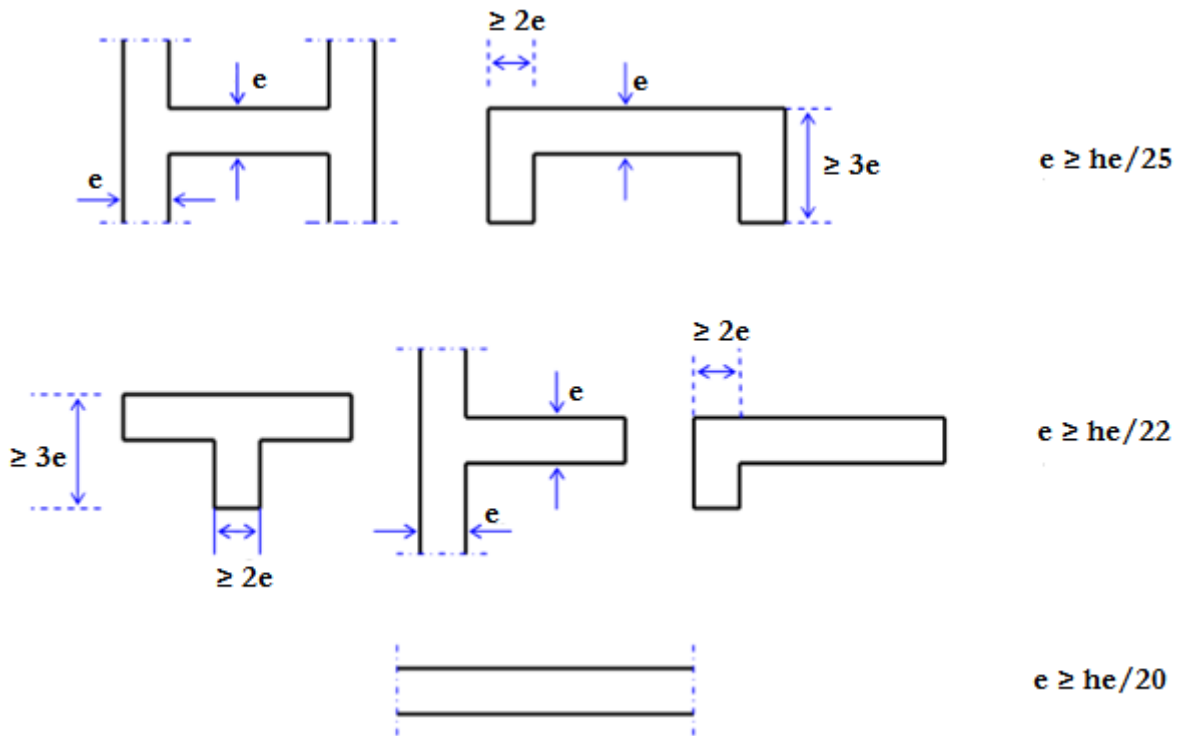


Figure 2.3. Coupe des voiles en plan

Nous avons :

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$$

D'où : $e \geq \max (16.32 ; 18.54 ; 20.4)$

Afin de respecter les conditions énumérées plus haut pour le choix de l'épaisseur du plancher, nous retiendrons celle qui répond à toutes les exigences : c'est donc : $e = 20$ cm.

2.4. Prédimensionnement des poutres

Ce sont des éléments résistants de type barre, transmettant les charges et surcharges provenant des planchers (en plus de leurs poids propres) aux éléments porteurs verticaux (voiles et poteaux).

Le pré dimensionnement est effectué pour la plus grande portée de poutre à l'aide des formules suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

Où :

L = plus grande portée entre axes

h = hauteur de la poutre

b = largeur de la poutre

PREDIMENSIONNEMENT

Les dimensions h et b choisies devront être supérieures aux valeurs minimales réglementaires.
Le RPA99 version 2003 exige pour les poutres, de respecter les dimensions suivantes :

- $b \geq 20$ cm
- $h \geq 30$ cm
- $h/b \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1.5h+b$

2.4.1. Poutres principale

Les dimensions des poutres principale sont telles que :

$L = 490$ cm.

$$32.66 \leq h \leq 49.00 \quad \text{Soit : } h = 45 \text{ cm}$$

$$18.00 \leq b \leq 31.50 \quad \text{Soit : } b = 30 \text{ cm}$$

2.4.2. Poutres secondaire

Les dimensions des poutres secondaire sont telles que :

$L = 451$ cm

$$30.06 \leq h \leq 45.10 \quad \text{Soit : } h = 40 \text{ cm}$$

$$12.00 \leq b \leq 31.57 \quad \text{Soit : } b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications

Les vérifications nécessaires sont regroupées dans le tableau suivant.

Tableau 2.1. Vérification des conditions exigées par le RPA99 version 2003

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$b \geq 20$ cm	30	30	Vérifiée
$h \geq 30$ cm	45	40	Vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4.0$ cm	1.50	1.33	Vérifiée

2.5. Evaluation des charges et des surcharges

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale".

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et surcharges d'exploitation. Celles-ci sont présentées dans ce qui suit.

II.5.1. Surcharges d'exploitation Q

Les charges d'exploitation sont généralement définies dans en fonction de l'utilisation future des locaux. Il faut faire attention aux changements de destination des locaux durant la phase d'exploitation de l'ouvrage. Pour le bâtiment faisant l'objet de cette étude, les valeurs retenues sont présentées dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2. Charges d'exploitations des différents niveaux

Nature du local	Charges [kN/m ²]
Terrasse inaccessible	1.0
Balcons d'habitation	3.5
Plancher courant à usage d'habitation	1.5
Escalier	2.5
Plancher courant à usage de commerces	4.0
Plancher courant à usage de locaux	5.0
Plancher courant à usage de services.	2.5

2.5.2. Charges permanentes G

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment.

2.5.2.1. Plancher terrasse

La charge permanente et la surcharge d'exploitation exploitation du plancher terrasse sont résumées dans le tableau 2.3. Quant aux différentes couches composant ce plancher, elles sont visibles sur la figure 2.4.

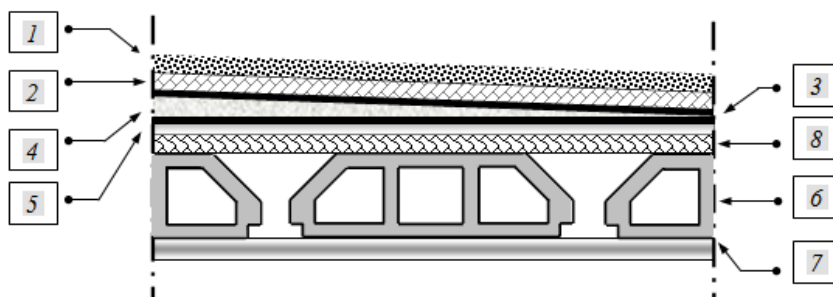


Figure 2.4. Détails plancher terrasse (inaccessible)

Tableau 2.3. Charge permanente du plancher terrasse

Couche	Épaisseur [cm]	G [kN/m ²]
1. Gravillon roulés 8/15	5.0	0.80
2. Etanchiété multicouche	2.0	0.12
3. Forme de pente en béton	8.6	2.04
4. Feuille de polyane	-	0.01
5. Isolation thermique en liège	4.0	0.16
6. Plancher corps creux	16+4	2.80
7. Enduit en plâtre	2.0	0.36
	G totale	6.29

2.5.2.2. Plancher courant

La charge permanente revenant au plancher courant figure dans le tableau 2.4. Quant aux différentes couches composant ce plancher, elles sont visibles sur la figure 2.5.

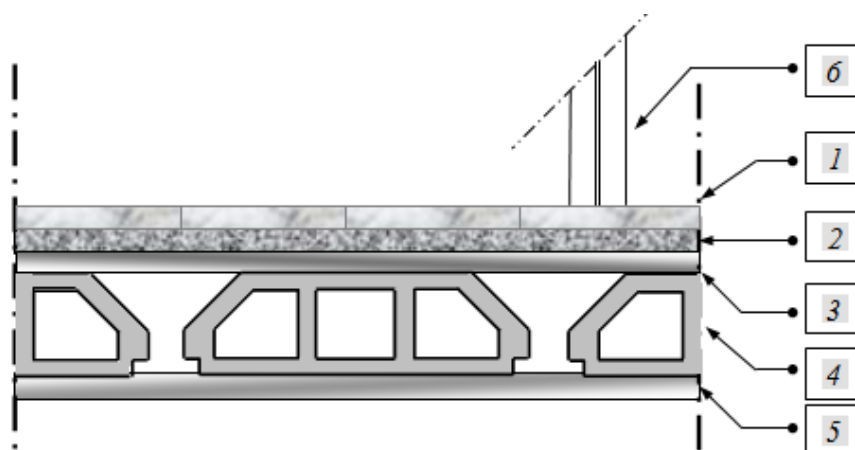


Figure 2.5. Détails plancher courant

Tableau 2.4. Charge permanente du plancher courant

Couche	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
1. Carrelage en granito	2	0.44
2. Chape de mortier	3	0.66
3. Lit de sable	2	0.36
4. Planche à corps creux	16+4	2.80
5. Enduit en plâtre	2	0.44
6. Cloisons de séparation	-	1
	G totale	5.70

2.5.2.3. Dalle pleine (balcons)

Les charges permanentes et les surcharges d'exploitation dues aux balcons sont résumées dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5. Charge permanente du balcon

Couche	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
1. Carrelage	2	0.44
2. Chape de mortier	3	0.66
3. Enduit ciment	2	0.36
4. Double cloisons	-	2.50
5. Dalle pleine	11	2.75
	G totale	6.71

2.5.2.4. Mur à double cloison

La charge permanente totale due au mur avec une double cloison figure dans le tableau 2.6.

Tableau 2.6. Charge permanente du mur à double cloison

Couche	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
Enduit de plâtre	1.5	0.16
Enduit de ciment	1.5	0.27
Brique creuse	10	0.90
Lame d'air	5.0	-
Brique creuse	10	0.90
Enduit de ciment	1.5	0.27
G totale		2.50

2.5.2.5. Mur de séparation

Les charges permanentes engendrées par les murs de séparation sont regroupées dans le tableau 2.7.

Tableau 2.7. Charge permanente du mur de séparation

Couche	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
enduit de ciment	1.5	0.27
brique creuse	10	0.90
Enduit de ciment	1.5	0.27
G totale		1.44

2.6. Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux en béton armé ont des sections dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

D'après l'article (B.8.4.1) du CBA 93 : l'effort normal ultime N_{ult} agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_{ult} \leq \alpha \left\{ \frac{Br * fc28}{0.9 \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right\} \dots \dots \dots (2.1)$$

- As : section des armatures longitudinales (comprimées)
- Le coefficient 0,9 tient compte de l'augmentation de la résistance du béton entre 28 et 90 jours. Cette augmentation est de (10 à 20) % selon la classe de ciment utilisé, la température ambiante, l'étuvage éventuel.
- α est fonction de λ ; C'est un coefficient de sécurité qui permet de tenir compte du flambement.
- Br est la section réduite de béton. Elle est calculée en enlevant une bande de 1cm de largeur sur le pourtour de la section réelle car on considère que le phénomène de laitance entraîne un béton de mauvaise qualité en périphérie.
- β : coefficient de correction qui dépend de l'élançement mécanique λ des poteaux.

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{d'où : } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad \text{d'où } f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{et} \quad \gamma_s = 1,15$$

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si : } \lambda \leq 50 \\ 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si : } 50 < \lambda < 70 \end{array} \right\}$$

$$\beta = \left\{ \begin{array}{ll} 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{Si : } \lambda \leq 50 \\ \frac{0.85 \lambda^2}{1500} & \text{Si : } 50 < \lambda < 70 \end{array} \right\}$$

Nous limitons l'élanement mécanique $\lambda = 35$ d'où : $\beta = 1,2$

D'après les recommandations de RPA (art.7.4.2.1), le bâtiment étudié étant implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone II.a), le pourcentage minimum des armatures longitudinales est de 0,8% de la section du béton :

$$\frac{A}{B} = 0.008 \simeq \frac{A}{B_r} \quad \rightarrow \quad A = 0.008 B_r$$

$$\text{A partir de la formule (2.1), nous obtenons l'expression suivante : } Br \geq \frac{1.35 * \beta * Nu}{(0.008 * f_e) + (0.85 * f_{c28})}$$

$$\rightarrow \quad Br [\text{cm}^2] \geq 0,663 Nu$$

Par ailleurs, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (RPA 99/2003, A7.4.1).

- $\min (b;h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et II.a
- $\min (b;h) \geq h_c/20$
- $1/4 < b/h < 4$

La section du poteau est supposée carrée (30 x 30) et sachant que :

$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$ une descente de charges est nécessaire pour déterminer la section à donner aux poteaux.

2.6.1. Effort normal dû aux charges permanentes

La surface du plancher reprise par le poteau le plus sollicité est donnée par la figure 2.6

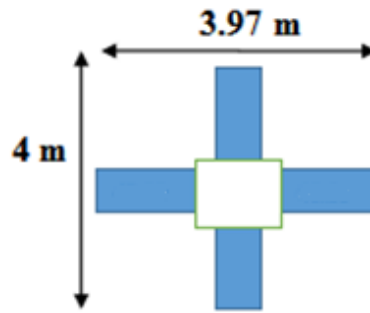


Figure 2.6. Surface de plancher reprise par le poteau le plus sollicité

Poids propre des planchers

Le poids propre des planchers figure dans le tableau 2.8

Tableau 2.8. Charges permanentes des planchers

Plancher	Surface d'influence [m ²]	Charges [kN/m ²]	Effort normal P[kN]
	S	G	
Terrasse	Plancher corps creux	Plancher corps creux	$P_{\text{terrasse}} = S \times G = 99.88$
	15.88	6.29	
Étage courant	Plancher corps creux	Plancher corps creux	$P_{\text{courant}} = S \times G = 90.52$
	15.88	5.70	

Poids propre des poutres

Le poids propre des poutres est résumé dans le tableau 2.9

Tableau 2.9. Charges permanentes des poutres

Poutres	Charge permanente des poutres G [kN/m ²]	Charge permanente totale des poutres $P_{\text{totale}} = G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}}$ [kN]
P.L	$G_{\text{pl}} = 25(4.00 \times 0.45 \times 0.3) = 13.50$	$P_{\text{totale}} = 25.41$
P.T	$G_{\text{pt}} = 25(3.97 \times 0.40 \times 0.3) = 11.91$	

2.6.2. Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression

Loi de dégression des charges

Les règles de calcul du béton armé (BAEL 99) exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments avec un nombre important d'étages, et où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est donc définie comme suit (Fig 2.7) :

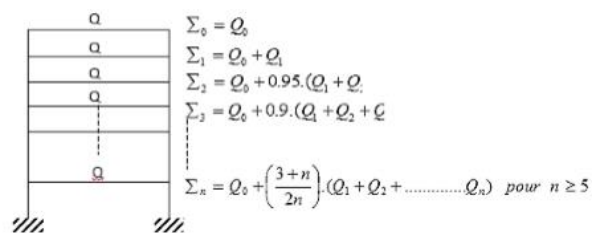


Figure 2.7. Loi de dégression des surcharges d'exploitations

Avec :

- $Q_0 = 1 \times 15.88 = 15.88 \text{ kN.}$ « Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse »
- $Q_h = 1.5 \times 15.88 = 23.82 \text{ kN.}$ « Q_h : surcharge d'exploitation d'un étage courant pour habitation »
- $Q_B = 2.5 \times 15.88 = 39.7 \text{ kN.}$ « Q_B : surcharge d'exploitation d'un étage courant pour bureaux »
- $Q_{RDC} = 4 \times 15.88 = 63.52 \text{ KN.}$ « Q_{RDC} : surcharge d'exploitation du RDC »
- Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

Coefficient de dégression des surcharges : Les coefficients de dégression sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2.10. Coefficients de dégression des surcharges

Niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68

Les surcharges cumulées Q_n

La dégression des charges d'exploitation figure dans le tableau 2.11

Tableau 2.11. Dégression des charges d'exploitations

Niveaux	Opérations	Résultats [KN]
Sous la terrasse	$Q_0 = 1 \times 15.88$	15.88
Sous le 8 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1 = 15.88 + 23.82$	39.70
Sous le 7 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.95 \sum_1^2 Q_i = 15.88 + 0.95 (2 \times 23.82)$	61.14
Sous le 6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.90 \sum_1^3 Q_i = 15.88 + 0.90 (3 \times 23.82)$	80.19
Sous le 5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.85 \sum_1^4 Q_i = 15.88 + 0.85 (4 \times 23.82)$	96.86
Sous le 4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.80 \sum_1^5 Q_i = 15.88 + 0.80 (5 \times 23.82)$	111.16
Sous le 3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.75 \sum_1^6 Q_i = 15.88 + 0.75 (6 \times 23.82)$	123.07
Sous le 2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.71 \sum_1^7 Q_i = 15.88 + 0.71 (6 \times 23.82 + 39.7)$	145.54
Sous le 1 ^{er} étage	$Q_0 + 0.68 \sum_1^8 Q_i = 15.88 + 0.68 (6 \times 23.82 + 2 \times 39.7)$	167.06
Sous le RDC	$Q_0 + 0.66 \sum_1^9 Q_i = 15.88 + 0.66 (6 \times 23.82 + 2 \times 39.7 + 63.52)$	204.53

PREDIMENSIONNEMENT

Récapitulatif

Le tableau suivant regroupe les charges permanentes et les surcharges revenant aux poteaux à différents niveaux ainsi que les sections choisies.

Tableau 2.12. Efforts normaux par la descente des charges et sections adoptées

Niveau	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Nu	1.1 Nu	Section du poteau [cm ²] B _r =0.663x1.1 Nu	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumulée}			Section trouvée	Section Adoptée
8	99.88	25.41	7.65	132.94	132.94	15.88	15.88	203.29	223.62	148.26	30 x 30
7	90.52	25.41	7.65	123.58	256.52	39.70	55.58	429.67	472.63	313.35	30 x 30
6	90.52	25.41	7.65	123.58	380.10	61.14	116.72	688.22	757.04	501.91	30 x 30
5	90.52	25.41	7.65	123.58	503.68	80.19	196.91	975.33	1072.86	711.31	30 x 30
4	90.52	25.41	7.65	123.58	627.26	96.86	293.77	1287.46	1416.20	938.94	40 x 40
3	90.52	25.41	7.65	123.58	750.84	111.16	404.93	1621.03	1783.13	1182.22	40 x 40
2	90.52	25.41	7.65	123.58	874.42	123.07	528.00	1972.48	2169.71	1438.52	40 x 40
1	90.52	25.41	7.65	123.58	998.00	145.54	673.54	2357.61	2593.38	1719.41	50 x 50
RDC	90.52	25.41	9.18	125.11	1123.11	167.06	840.60	2777.10	3054.80	2025.33	50 x 50
SS	90.52	25.41	7.87	123.80	1246.91	204.53	1045.13	3251.02	3576.12	2370.97	50 x 50

La section choisie pour les poteaux peut reprendre l'effort normal ultime suivant :

$$N_{ult} \leq \alpha \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

N_{ult} : Effort normal maximal à l'ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale ;

A_s : section d'armatures dans le poteau prise égale à 0.1% de la section réelle du poteau ;

Application numérique

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad \text{Avec : } l_f = 0.7 l_0$$

Nous choisissons :

$$a = 0.50 \text{ m et } l_0 = 4.08 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 19.78 \\ \alpha = 0.79 \end{array} \right.$$

$\bar{N}_{ult} = 4349.12 \text{ kN}$. Nous avons trouvés que pour tous les niveaux on a : $N_{ult} \leq \bar{N}_{ult}$

D'autre part, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (RPA99/2003, A7.4.1) :

- $\min (b ; h) \geq 25 \text{ cm}$
 - $\min (b ; h) \geq \frac{h_e}{20}$
 - $1/4 \leq \frac{b}{h} \leq 4$
- } Conditions vérifiées

II.7. Conclusion

Pour clôturer ce chapitre relatif au predimensionnements des éléments, nous présentons ci-dessous les dimensions adoptées pour les différents éléments composant la structure de notre bâtiment :

Planchers

- Corps creux : $e = 20$ cm. Ceci nous donne, pour les différents niveaux, un plancher composé d'hourdis de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.
- Dalles pleines : $e = 11$ cm (balcons)

Poutres

- Poutres principales : 45 x 30 cm
- Poutres secondaires : 30 x 35 cm

Voiles

- $e = 20$ cm

Poteaux

- Sous-sol, rez de chaussée et premier étage : 50 x 50
- Deuxième jusqu'au quatrième étage : 40 x 40
- Cinquième jusqu'au huitième : 30 x 30



Chapitre 3

Dimensionnement des éléments non structuraux

3. 1. Introduction.

3.2. Acrotère.

3.3. Garde-corps.

3.4. Escaliers.

3. 1. Introduction

« Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs etc ...) ou en béton armé (acrotère, balcon, ect ...) » [Article 6.2.1 RPA99version 2003].

Ces éléments ne participent pas directement au contreventement et leur calcul se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (composante verticale ou horizontale). Ces éléments peuvent avoir une influence sur la période de notre structure et créent une distorsion du bâtiment.

Ce chapitre est consacré aux calculs des éléments ci-après :

- Acrotère
- Garde-corps
- Escaliers

3.2. Acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute, il est considérée comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. La fissuration est préjudiciable puisque ce dernier est exposé aux intempéries.

3.2.1. Dimensions et Modélisation de l'acrotère

Le calcul de l'acrotère se fera à l'ELU, et à l'ELS, en flexion composée pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est encadré à sa base. Les dimensions sont détaillées sur le schéma suivant (Fig 3.1)

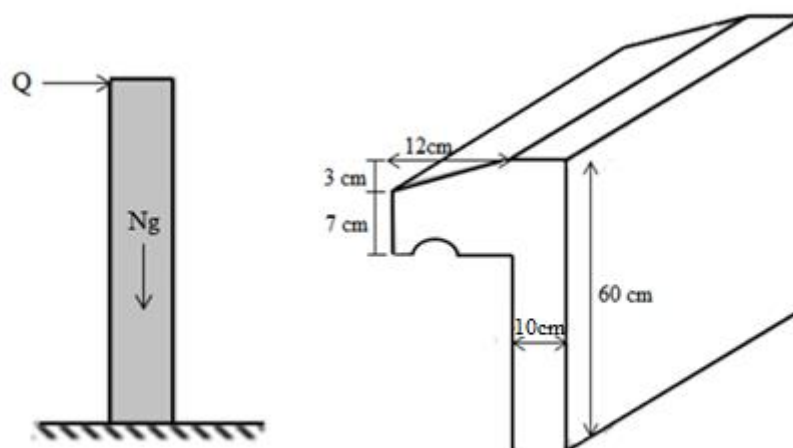


Figure 3.1. Caractéristiques géométriques et modèle de calcul de l'acrotère

3.2.2. Evaluation des sollicitations

Les sollicitations de calcul vont être évaluées au niveau de la section dangereuse, qui est la section d'encastrement de l'acrotère sur le plancher terrasse.

L'acrotère est ferrillé en considérant une bande de 1m de longueur. Le tableau 3.1 regroupe le bilan des charges et l'évaluation des sollicitations :

Tableau 3.1. Bilan des charges et évaluation des sollicitations de l'acrotère

G [kN/m]	$25 [0.6 \times 0.1 \times 1 + 0.07 \times 0.12 \times 1 + 0.5 \times 0.12 \times 0.03 \times 1] = 1.76$		
Q [kN/m]	1		
Sollicitations	M [kN.m/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
ELU	$M_u = 1.5 \times Q \times h = 0.90$	$N_u = 1.35 \times G = 2.38$	$V_u = 1.5 \times Q = 1.50$
ELS	$M_{ser} = Q \times h = 0.60$	$N_{ser} = G = 1.76$	$V_{ser} = Q = 1.00$

3.2.3. Détails du ferrillage

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...) donc, le calcul effectuera à l'ELS.

La section dangereuse est représentée dans le schéma suivant (Fig 3.2)

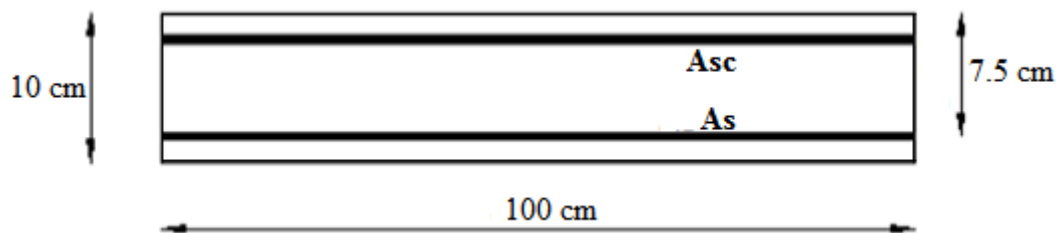


Figure 3.2. Dimensions de la section dangereuse de l'acrotère pour une bande d'un mètre

3.2.3.1. Ferrillage à l'ELS

Données

$$M_{ser} = 0.6 \text{ kN/ml} ; N_{ser} = 1,76 \text{ kN/ml}$$

$$d = 0.075 \text{ m} ; h = 0.10 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_c = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 201.6 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable ; avec : } \eta = 1.6)$$

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.76} = 0.34 \text{ m} \quad \rightarrow \quad e_0 = 34.1 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{6} = 1.66 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{La section est partiellement comprimée}$$

(S.P.C).

Méthode de calcul

Evaluation des moments aux niveaux des armatures tendues.

Le calcul des armatures s'effectue également en se ramenant à une étude de flexion simple.

$$M_{ser,a} = M_{ser} + N_{ser} (d - h/2)$$

Calcul du moment limité de service M'

$$y = \frac{15 \sigma_{bc} * d}{15 \sigma_{bc} + \sigma_{st}} \quad \text{donc :} \quad z = d - y/3$$

$$M' = 0,5 * b * y * z * \sigma_{bc}$$

$$A_s = \frac{M_{ser,a}}{z * \sigma_{st}} - \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$$

3.2.3.2. Vérification à l'ELU

$$M_u = 0,9 \text{ [kN.m/ml]}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Moment réduit.}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

Il faut que : $A_{S,ELU} < A_{S,SER}$

3.2.3.3. Vérification au cisaillement

Il faut que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b * d}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

3.2.3.4. Vérification au séisme

D'après le RPA 99/2003 (Article 6.2.3), les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Où :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) « RPA99 » pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1) « RPA99 ».

W_p : Poids de l'élément considéré.

Pour notre étude, il vient :

$$A = 0.15 \text{ (groupe 2, zone II.a).}$$

$$C_p = 0,80 \text{ (élément en console)}$$

$$W_p = 0.176 \text{ t/ml}$$

Aussi, le ferrailage de l'acrotère à retenir est celui obtenu à l'état limite ultime ou à l'état limite de service si : $F_p < 1.5 Q$

Résultats :

Tableau 3.2. Ferrailage de l'acrotère « calcul à l'ELS et vérification à l'ELU »

	$M_{ser,a}$ [kN.m/ml]	Y [cm]	Z [cm]	M' [MN.m]	A_{ser} [cm ² /ml]
ELS	0.644	4.0	6.2	0.0186 $M_{ser} < M'$ donc $A_{SC} = 0$	0.3927
	μ	α	$A_{S\ ELU}$ [cm ² /ml]	τ_u [MPa]	F_p [t/ml]
ELU	0.01129	0.01419	0.3467 $A_{S\ ELU} < A_{S\ SER}$ condition vérifiée	0.02 $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifiée	0.0844 $F_p < 1.5 Q$ condition vérifiée

Vérification de condition de non fragilité

Nous avons :

$$A_{s,min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.9056 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ser} < 0.9056 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_s > \max(A_{ser} ; A_{s,min})$$

Nous prenons donc:

$$A_s = 0.9056 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Par conséquent, pour le ferrailage de l'acrotère, la section minimale d'armature est retenue. Elle est obtenue par la condition de non fragilité. A cela, il faut ajouter des armatures de répartition égales à au moins un quart des armatures principales.

Nous prenons donc pour le ferrailage de l'acrotère :

- $A_s = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement [RPA]: $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$. On prend donc : $S_t = 25 \text{ cm}$.
- $A_r = A_s/4$ donc: $A_r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Le ferrailage de l'acrotère est représenté dans la figure qui suit :

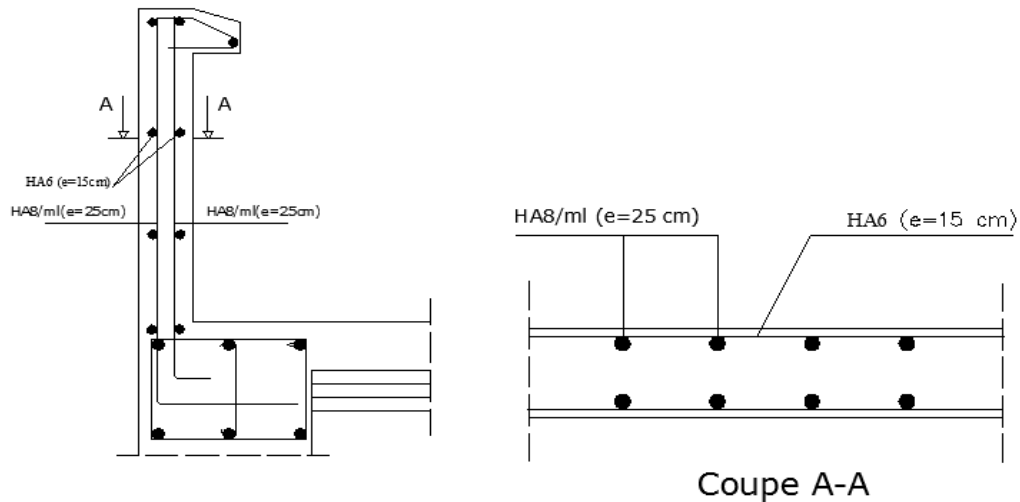


Figure 3.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère

3.3. Calcul du garde-corps

Le garde-corps est un élément non structurel de protection, il fait 100 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur. Il est calculé en respectant la même démarche que l'acrotère. Il travaille en flexion composée.

3.3.1. Dimensions et Modélisation du garde-corps

Les dimensions du garde-corps et sa modélisation sont représentés dans la (Fig 3.4)

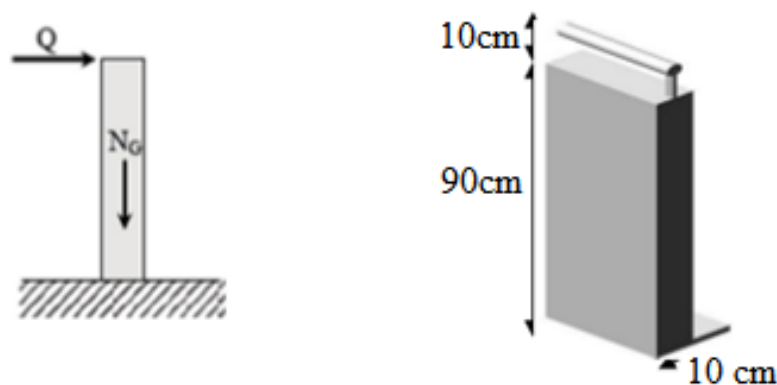


Figure 3.4. Détails et modélisation du garde-corps

3.3.2. Evaluation des sollicitations

Comme les acrotères, les gardes de corps sont soumis aux charges dues au poids propre ainsi qu'une charge dynamique, la section dangereuse est la section d'encastrement. Une vérification sous l'action de la composante horizontale de la charge sismique est faite par la suite.

Le tableau suivant résume le bilan des charges et sollicitations :

Tableau 3.3. Bilan des charges et évaluation des sollicitations du garde-corps

G (kN/m)	25 * 0,1 * 0.9 * 1 = 2,25		
Q (kN/m)	1		
Sollicitations	M [kN.m/ml]	N [kN/ml]	V [kN/ml]
ELU	1.35	3.04	1.5
ELS	0.90	2.25	1.0

3.3.3. Détails du ferrailage

3.3.3.1. Ferrailage à l'ELS

Données

$$M_{ser} = 0.9 \text{ kN/ml}; N_{ser} = 2.25 \text{ kN/ml}$$

$$d = 0.075 \text{ m}; h = 0.10 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; \beta_{bc} = 15; \sigma_{st} = 201.6 \text{ MPa}.$$

Calcul de l'excentricité.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.9}{2.25} = 0.40\text{m} \quad \rightarrow \quad e_0 = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = 15 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{La section est partiellement comprimée (S.P.C).}$$

Méthode de calcul

Tous les calculs et toutes les vérifications se feront de la même manière que l'acrotère.

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Résultats

Tableau 3.4. Ferrailage du garde-corps « calcul à l'ELS et vérification à l'ELU »

ELS	M _{ser,a} [kN.m/ ml]	Y [cm]	Z [cm]	M' [MN.m]	A _{ser} [cm ² /ml]
	0.99	4.7	7.4	0.026 M _{ser} < M' donc A _{SC} = 0	0.316
ELU	μ	α	A _{S ELU} [cm ² /ml]	τ _u [MPa]	F _p [t/ml]
	0.0394	0.05	0.147 A _{S ELU} < A _{S SER} condition vérifiée	0.016 τ _u ≤ τ _u condition vérifiée	0.108 F _p < 1.5 Q condition vérifiée

Vérification au flambement

Calcul de l'élanement :

$$l_f = 2 l_0 = 2 \times 0,9 = 1.8 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{I/B} ; I = \frac{bh^3}{12}, \text{ et } B = b \times h ; I = 0.038 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.8}{0.038} = 47.36$$

$\lambda = 47.36 < \lambda_{\max} = 50$. Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

Vérification de condition de non fragilité

Nous avons :

$$A_{s,\min} \geq 0.23 * b * d * \frac{ft28}{fe} = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s > \max(A_{ser} ; A_{s,\min}) \quad \rightarrow \quad A_s = 1.08 \text{ cm}^2$$

Aussi, le ferrailage du garde-corps est réalisé avec une section minimale d'armature obtenu par la condition de non fragilité, avec en plus une quantité d'armatures de répartition égale au moins au quart des armatures principales.

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement [RPA]: $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

Nous prenons donc pour le ferrailage du garde-corps :

$$- \quad A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml. Avec : } S_t = 25\text{cm.}$$

- $A_r = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec : $St = 25\text{cm}$.

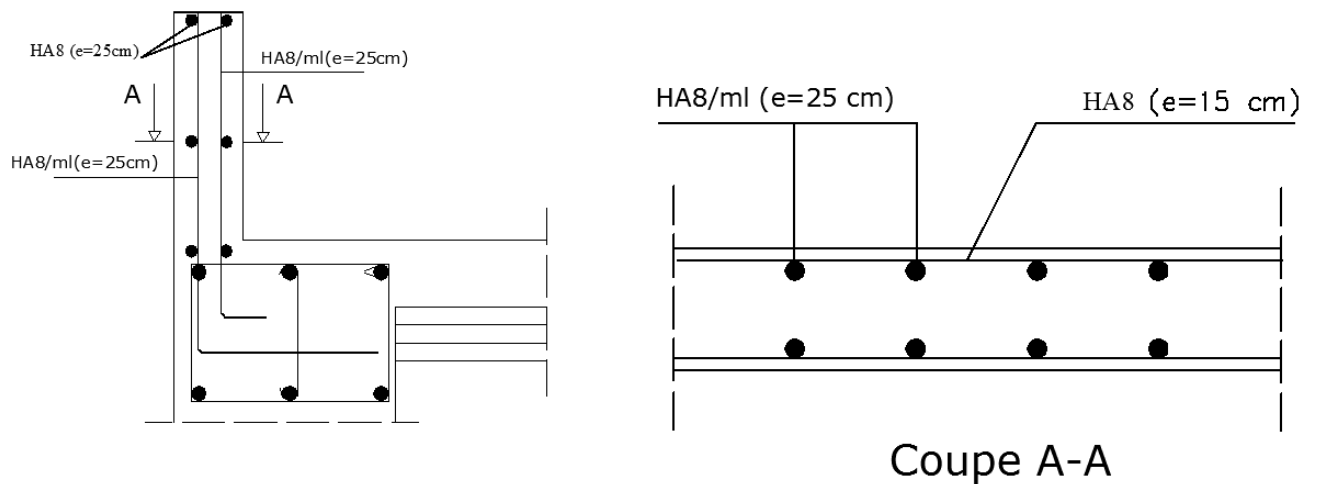


Figure 3.5. Schéma de ferrailage du garde-corps

3.4. Dimensionnement des escaliers

Un escalier est un élément non structural constitué de gradins et d'une dalle inclinée, permettant le passage d'un niveau à un autre avec une ou des dalles horizontales constituant les paliers.

Pour cette tour, on a principalement deux types d'escaliers: escaliers à deux et à trois volées.

3.4.1. Escalier à deux volées

3.4.1.1. Caractéristiques Géométriques

La figure ci-après représente un escalier à 2 volées en 3 dimensions :

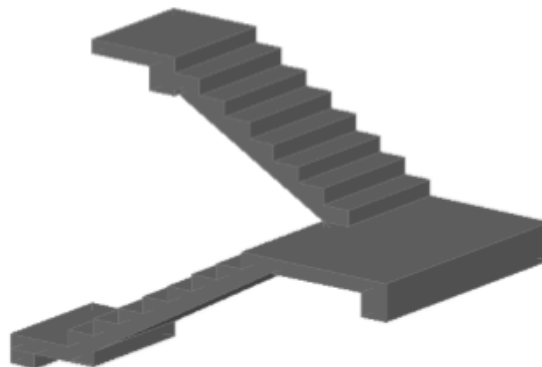


Figure 3.6. Escalier à 2 volées en 3D

La détermination des caractéristiques géométriques des escaliers, sont données par des relations empiriques offrant des conditions de confort et de sécurité aux usagers, données comme suit :

- La formule de sécurité : $h+g \approx 46 \text{ cm}$
- La formule de confort ou de commodité : $g- h \approx 12 \text{ cm}$
- La relation de Blondel qui est la plus utilisée $55 \text{ cm} \leq h+g \leq 65 \text{ cm}$

Avec :

h : hauteur de la contre marche ; tel que : $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

g : giron ou la largeur de la marche ; tel que : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$.

En fixant le nombre de contre marches total pour aboutir à l'étage supérieur à 20, avec une hauteur d'étage $H= 3.5 \text{ m}$, on aura une hauteur de contre marches de $h=17 \text{ cm}$ et $g = 27 \text{ cm}$.

Ces dimensions vérifient la relation de Blondel.

Donc : $h= 17 \text{ cm}$

$g= 27 \text{ cm}$

3.4.1.2. Prédimensionnement de la paillasse et du palier intermédiaire.

Une volée d'escalier est considérée comme une poutre inclinée avec une largeur unité. L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante, qui a pour but la limitation de la flèche :

$$e \geq \max \left(\frac{\text{portée}}{30}, 10 \text{ cm} \right) \dots\dots\dots(3.1)$$

La figure suivante représente le schéma statique de l'escalier étudié :

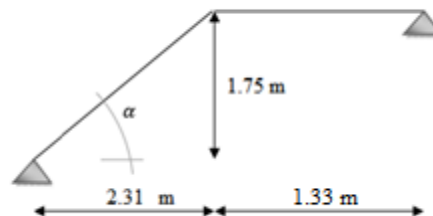


Figure 3.7. Schéma d'escalier à 2 volées

$$\alpha = \arctang \left(\frac{1.75}{2.31} \right) \rightarrow \alpha = 37.15^\circ$$

$$\text{Portée} = \frac{2.31}{\cos(37.15)} = 2.89 \text{ m}$$

$$e \geq \max (9.63, 10) \rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

Nous prenons donc $e = 12 \text{ cm}$ pour la paillasse et le palier intermédiaire.

3.4.1.3. Evaluation des charges et surcharges

Les charges et les surcharges dues à la volée et au palier sont données respectivement dans les tableaux (Tab 3.5 et Tab 3.6)

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Volée

Tableau 3.5. Charges permanentes et d'exploitations dues à la volée

N	Couche	Epaisseur [cm]	ρ [kN/m ³]	Poids surfacique [kN/m ²]
1	Carrelage	2.0	22	0.44
2	Mortier de pose	2.0	20	0.40
3	Marche	17/2	22	1.87
4	Paillasse	12/cos(α)	25	3.76
5	Garde-corps	10	22	2.20
6	Enduit de ciment	1.5	18	0.27
7	Lit de sable	2.0	18	0.36
Charge permanente G				9.52
Charge d'exploitation Q				2.50

Palier

Tableau 3.6. Charges permanentes et d'exploitation dues au palier

N	Couche	Epaisseur [cm]	ρ [kN/m ³]	Poids surfacique [kN/m ²]
1	Carrelage	2.0	22	0.44
2	Mortier de pose	2.0	20	0.40
3	Palier	12	25	3.00
6	Enduit de ciment	1.5	18	0.27
7	Lit de sable	2.0	18	0.36
Charge permanente G				4.47
Charge d'exploitation Q				2.50

3.4.1.4. Model de calcul de la volée

La volée ne repose pas directement sur les poutres palières des deux côtés, et le schéma statique est une poutre isostatique qui englobe la volée et le palier (Fig 3.8).

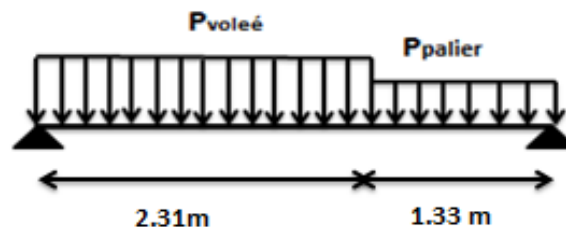


Figure 3.8. Schéma statique de l'escalier à 2 volées7

3.4.1.5. Combinaisons de charges

Les combinaisons de charges à considérer sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 3.7. Combinaisons des charges considérées pour l'escalier à 2 volées

	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	ELU [kN/m ²]	ELS [kN/m ²]
Volée	9.52	2.5	16.60	11.75
Palier	4.47	2.5	9.78	6.97

3.4.1.6. Sollicitations de calcul

Le tableau suivant résume l'ensemble des sollicitations maximales qu'il faut prendre en compte pour dimensionner cet escalier (en travée et sur appuis).

Tableau 3.8. Sollicitations de calcul de l'escalier à 2 volées

Moment max en travée [kN.m]		Effort tranchant max en appui [kN]	
ELU	ELS	ELU	ELS
30.34	21.50	34.76	24.62

3.4.1.7. Ferrailage à l'ELU

La section dangereuse en travée et sur appui est une section rectangulaire de 12 cm de hauteur (hauteur de la paillasse) et 100 cm comme largeur, avec un enrobage $c=2$ cm. Sur appui et pour considérer l'encastrement on disposera une section d'acier égale à 15% de la section calculée en travée, les calculs sont faits à l'ELU avec une vérification à l'ELS.

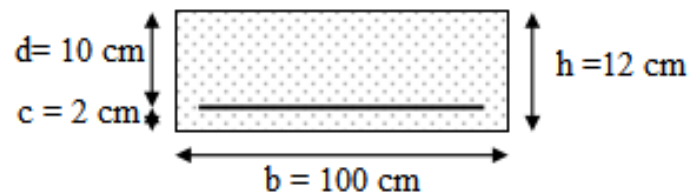


Figure 3.9. Dimensions de la paillasse et du palier

Les résultats de ferrailage de l'escalier ainsi que la vérification de la condition de non fragilité sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.9. Ferrailage de l'escalier à 2 volées

ELU			En travée		Sur appui	
		Mu [kN.m]		30.34		9.10
	μ		0.21		0.06	
	α		0.30		0.08	
	Asc [cm ²] « Pivot A »		0.00		0.00	
	As [cm ² /ml]		9.90		2.70	
CNF	A _{min} [cm ²]		1.20		1.20	
	(A _{st}) _{théo} > A _{min}		Condition vérifiée		Condition vérifiée	
	Section [cm ²]	St [cm]	7HA14 = 10.77	15	4HA10 = 3.14	15
	A _r = A _{choisi} / 4 [cm ²]		2.69		0.78	
	Section [cm ²]	St [cm]	6HA8 = 3.00	15	2HA8 = 1.00	15

Remarque :

$$A_{s\ min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c = 1.20 \text{ cm}^2 : \text{Armatures minimales}$$

3.4.1.8. Vérification à l'ELS

Les résultats de la vérification à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.10. Vérification à l'ELS de l'escalier à 2 volées

E L S			En travée		Sur appui	
	$0.5 b y^2 + 15 A_s (y-d) = 0$ → y [cm]		4.16		2.46	
	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2$ [cm ⁴]		7295.46		2798.72	
	Ms [kN.m]		21.50		6.45	
	$\sigma_{bc} = \frac{Ms * y}{I}$ [MPa]		12.25		5.66	
	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]		15.00		15.00	
	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$		Condition vérifiée		Condition vérifiée	
	$\sigma_s = \frac{15.Ms (d-y)}{I}$ [MPa]		258.16		260.65	
	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]		348		348	
	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$		Condition vérifiée		Condition vérifiée	
	Section finale		7HA14		4HA10	

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 0.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée. Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Le schéma de ferrailage de l'escalier à 2 volées est représenté dans la figure (Fig 3.10)

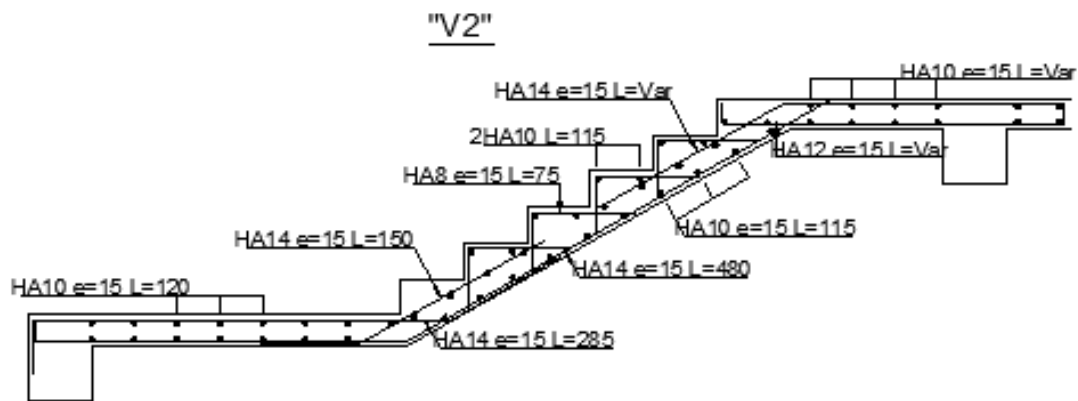


Figure 3.10. Ferrailage de l'escalier à 2 volées

3.4.2. Escalier à 3 volées

3.4.2.1. Caractéristiques Géométriques

La figure ci-après représente un escalier à 3 volées en 3 dimensions :

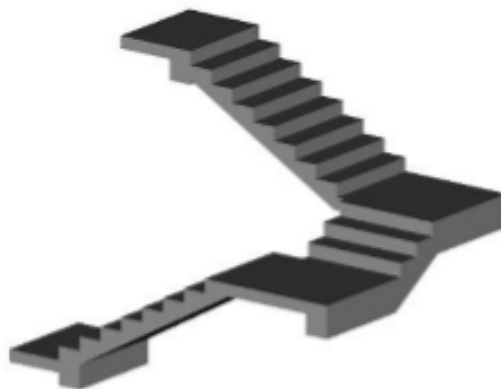


Figure 3.11. Escalier à 3 volées en 3D

En ce qui concerne les contres marches et giron de cet escalier nous prenons les mêmes valeurs que celles d'un escalier à deux volées donc $h=17 \text{ cm}$ et $g=27 \text{ cm}$.

3.4.2.2. Prédimensionnement de la paillasse et du palier intermédiaire :

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la formule (3.1), cette épaisseur sera retenue pour les deux paliers de repos. Et dans ce cas la deuxième volée sera encastrée au niveau de la poutre palière qui sera une poutre brisée

Méthode de calcul de l'épaisseur

On a 03 volées, chaque volée a une hauteur noté H_v ; avec : $h=17$.

$$N = \frac{H_v}{h} ; \text{« N : nombre de contre marches »}$$

La longueur de la ligne de foulée sera : $l=g (n-1)$.

L'inclinaison de la paillasse noté α

La longueur de la paillasse est : $L = H_v / \sin \alpha$.

L'épaisseur sera calculée par la formule (3.1)

Résultats

Tableau 3.11. Prédimensionnement de la paillasse et du palier intermédiaire

		H_v [m]	N	α °	L [m]	e [cm]
Etage courant	1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée	1.19	7	32.19	2.23	12
	2 ^{ème} volée	1.02	6	32.19	1.91	12
RDC	Volées identiques	1.36	8	32.19	2.55	12

Nous garderons la même épaisseur pour le palier de repos.

3.4.2.3. Evaluation des charges et surcharges

Les charges et surcharges seront exactement les mêmes que celles du cas précédent.

3.4.2.4. Model de calcul

Coupe longitudinale

Le chargement peut être représenté sur une poutre équivalente comme suit :

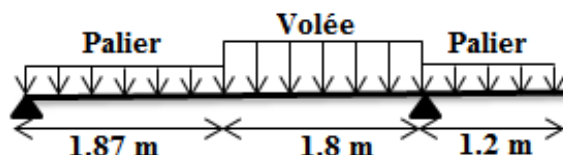


Figure 3.12. Schéma statique de l'escalier

Coupe transversale

Le schéma statique de cette partie « 2 paliers intermédiaires + une volée à 8 contres marches » sera une console encastrée au niveau de la poutre palière, avec une portée de 1,20 m.

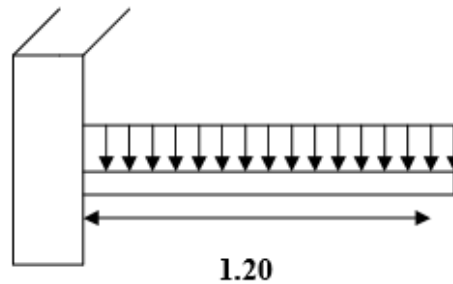


Figure 3.13. Schéma statique de la partie de l'escalier en console

3.4.2.5. Combinaisons de charges

Les combinaisons de charges pour une bande de 1m à considérer sont résumées dans le tableau suivant.

Tableau 3.12. Combinaisons des charges considérées pour l'escalier « Coupe longitudinale »

	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	ELU « 1.35G+1.5Q » [kN/ml]	ELS « G+Q » [kN/ml]
Volée	9.52	2.5	16.60	11.75
Palier	4.47	2.5	9.78	6.97

Tableau 3.13. Combinaisons des charges considérées pour l'escalier « Coupe transversale »

	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	ELU « 1.35G+1.5Q » [kN/ml]	ELS « G+Q » [kN/ml]
Volée	9.52	2.5	16.60	11.75
Palier	4.47	2.5	9.78	6.97
		P console	12.05	8.56

3.4.2.6. Sollicitations de calcul avec leurs diagrammes

Le tableau suivant résume l'ensemble des sollicitations maximales qu'il faut prendre en compte pour dimensionner cet escalier (en travée et en appuis).

Tableau 3.14. Sollicitations de calcul « Coupe longitudinale »

Moment max en travée [kN.m]		Effort tranchant max en appui [kN]	
ELU	ELS	ELU	ELS
18.50	13.15	40.86	29.01

Tableau 3.15. Sollicitations de calcul « Coupe longitudinale »

Moment max en travée [kN.m]		Effort tranchant max en appui [kN]	
ELU	ELS	ELU	ELS
8.68	6.16	14.46	10.27

Puisque les sollicitations données par le premier type de chargement « coupe longitudinale » sont les plus élevées on calculera le ferrailage en utilisant le cas le plus défavorable.

3.4.2.7. Ferrailage à l'ELU

La section dangereuse en travée ainsi qu'en appui est une section rectangulaire de 12 cm de hauteur (hauteur de la paillasse) et 100 cm comme largeur, avec un enrobage $c=2$ cm. En appui et pour considérer l'encastrement nous disposons une section d'acier égale à 15% de la section calculée en travée, les calculs sont faits à l'ELU avec une vérification à l'ELS.

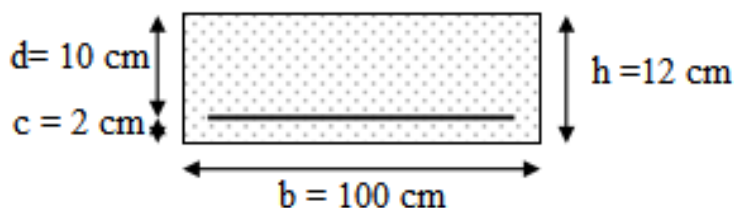


Figure 3.14. Dimensions de la paillasse et du palier

Tableau 3.16. Ferrailage de l'escalier à 3 volées « calcul à l'ELU »

ELU			En travée		Sur appui	
		Mu [kN.m]		18.50		5.55
	μ		0.13		0.04	
	α		0.17		0.05	
	Asc [cm ²] « Pivot A »		0.00		0.00	
	Ast [cm ² /ml]		5.71		1.63	
CNF	A _{min} [cm ²]		1.20		1.20	
	(A _{st}) _{théo} > A _{min}		Condition vérifiée		Condition vérifiée	
	Section [cm ²]	St [cm]	4HA14=6.15	15	4HA8=2.01	15
	A _r = A _{choisi} /4 [cm ²]		1.53		0.58	
	Section [cm ²]	St [cm]	4HA8= 2.00	15	2HA8= 1.00	15

3.4.2.8. Vérification à l'ELS

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.17. Vérification à l'ELS de l'escalier à 3 volées

E L S		En travée	Sur appui
	$0.5 b y^2 + 15 A_s (y-d) = 0$ → y [cm]	3.47	2.17
	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2$ [cm ⁴]	5326.35	2190.27
	M_s [kN.m]	13.15	1.85
	$\sigma_{bc} = \frac{M_s * y}{I}$ [MPa]	8.57	1.83
	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	15.00	15.00
	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	$\sigma_s = \frac{15 M_s (d-y)}{I}$ [MPa]	241.82	99.20
	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	348	348
	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
Section finale	4HA14	4HA8	

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 0.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée. Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Le schéma de ferrailage de l'escalier à 3 volées est représenté dans la figure suivante :

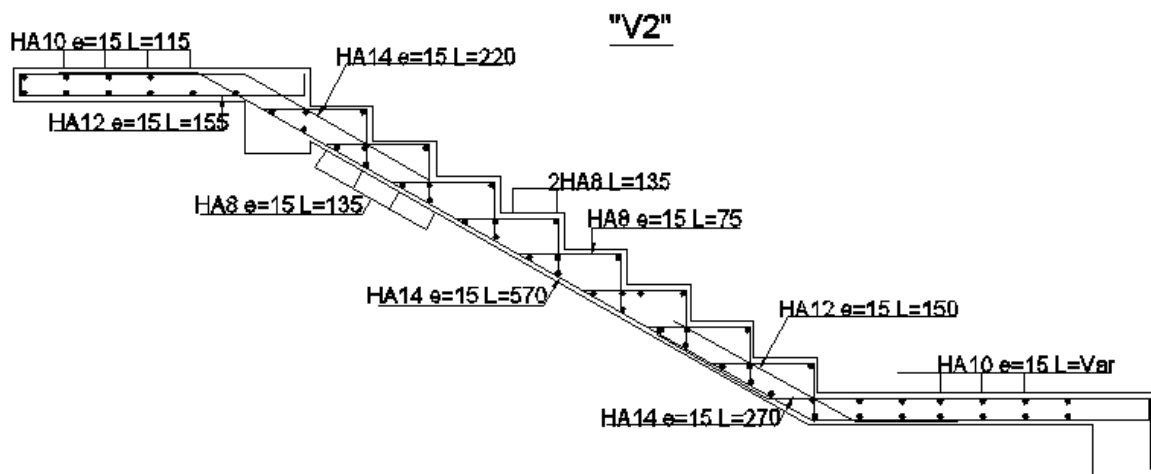


Figure 3.15. Ferrailage de l'escalier à 3 volées

3.4.2.9. Etude de la poutre palière

La poutre palière sera simplement appuyée sur les poteaux.

Prédimensionnement de la poutre

Les dimensions sont déterminées comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}; \text{ Avec : } L = 450 \text{ cm}$$

Donc : $30 \leq h \leq 45$ $h = 35 \text{ cm}$

$$b \geq \frac{h}{2} \quad b = 30 \text{ cm}$$

Calcul de la charge

La poutre palière supporte son poids propre et la réaction du palier et de la volée.

- Poids propre de la poutre $G = 25 \times 0.35 \times 0.30 = 2.63 \text{ kN/ml}$
- Réaction (palier + volée) $R = 33.23 \text{ kN}$ et $q = R/L = 33.23/4.5 = 7.39 \text{ kN/ml}$
- Charge totale $G_{tot} = 10.02 \text{ kN/ml}$; $Q = 2.5 \text{ kN/ml}$

Tableau 3.18 Calcul des sollicitations de la poutre palière

	ELU	ELS
Q_u [kN/ml]	17.28	12.52

Ferraillage de la poutre palière

Ferraillage longitudinal :

Le ferraillage longitudinal est déterminé par la méthode BAEL91

Tableau 3.19. Calcul du ferraillage à l'ELU de la poutre palière

		En travée	Sur appui
		Mu [kN.m]	51.86
ELU	μ	0.12	0.04
	α	0.16	0.05
	Asc [cm ²] « Pivot A »	0.00	0.00
	As BAEL [cm ² /ml]	5.06	1.44
	As _{RPA} [cm ² /ml]	5.25	-
	As [cm ² /ml]	5.25	1.44
	A_{min} [cm ²]	1.31	1.31
CNF	$(A_{st})_{théo} > A_{min}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	Section [cm ²]	5HA12= 5.65	3HA8= 1.50

Remarque :

$$A_s \text{ RPA} = 0,15 \% b h = 5.25 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max (A_{s,\text{BAEL}}; A_{s,\text{RPA}})$$

Ferraillage transversal

Afin de déterminer la nécessité du ferraillage transversal, nous vérifions la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u \quad ; \text{ Avec : } V_u = 43.24 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 0.41 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$$

Section minimale: $A_{t,\text{min}} = 0.003.S_t.b = 2.55 \text{ cm}^2.$

Espacement : $St \leq \min (0.9 d ; 40) = 28 \text{ cm}.$

Section choisi : HA8 (cadre +1 étrier).

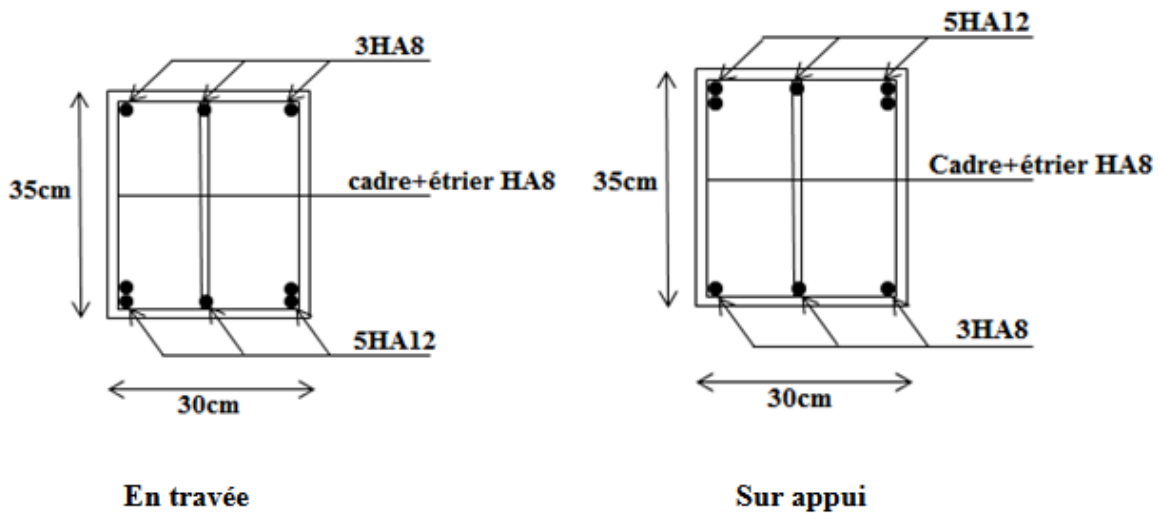


Figure 3.16. Ferraillage de la poutre palière sur appui et en travée



Chapitre 4

Les planchers

4.1. Introduction.

4.2. Dalle corps creux.

4.3. Dalles pleines.

4.1. Introduction

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sol, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges).
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentaiement par un faux plafond ou un revêtement de sol.

Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place. Nous ne nous intéresseront ici qu'aux planchers coulés sur place.

4.2. Dalle corps creux

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des Éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16 x 20 x 60) représentés dans la (Fig.4.1), avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

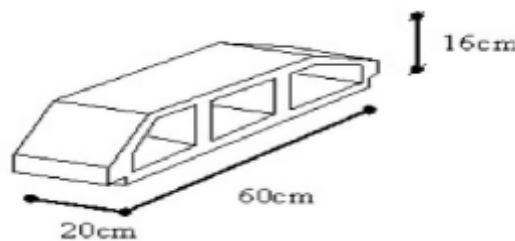


Figure 4.1. Détails d'un corps creux

Le calcul sera pour deux éléments :

- Poutrelle ;
- La table de compression.

4.2.1. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les suivant la petite portée et espacées par la largeur d'un corps creux (ici, 60 cm).

Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales qui leurs sont directement appliquées (en plus de leur poids propre) aux poutres principales.

Le dimensionnement et le ferrailage des poutrelles passent par deux étapes :

- Première étape : avant le coulage de la table de compression
- Deuxième étape : après le coulage de la dalle de compression

4.2.1.1. Avant coulage

Les poutrelles sont considérées comme des poutres isostatiques, de section rectangulaire $(b \times h) = (12 \times 4) \text{ cm}^2$, soumises à leur poids propre, au poids des entrevous et une surcharge concentrée Q appliquée en travée (à mi-portée) due à la présence d'un ouvrier sur le plancher :

$$Q = \text{Max} (1 \text{ « au milieu de la poutrelle » ; } 0.5 L) \text{ [kN]}$$

$$Q = \text{Max} (1 ; 0.5 \times 4.51) = 2.255 \text{ kN}$$

Charges permanentes et surcharges d'exploitation (Tab 4.1)

Tableau.4.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation avant coulage

Elément	G_i [kN/m]	G [kN/m]	Q [kN]
Poutrelle (0.12x0.04) [m ²]	0.12	0.72	2.255
Corps creux (0.60x1) [m ²]	0.60		

Sollicitations de calcul (Fig 4.2)

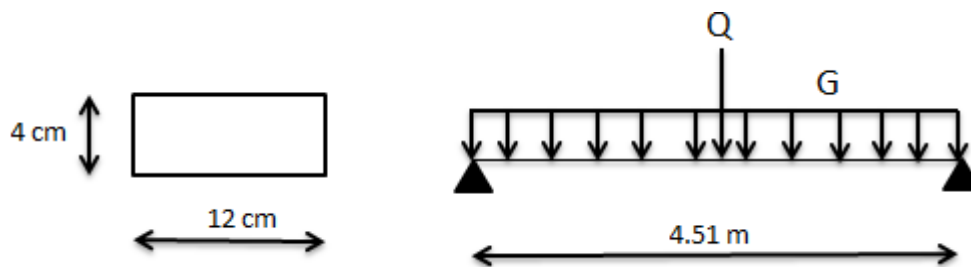


Figure 4.2. Schéma statique des poutrelles

Moment fléchissant :

- $M_G = G \times L^2/8 = 1.83 \text{ kN.m}$
- $M_Q = Q \times L/4 = 2.54 \text{ kN.m}$

À ELU : $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 6.28 \text{ kN.m}$

À ELS : $M_s = M_G + M_Q = 4.37 \text{ kN.m}$

Dans le tableau ci-après figure les efforts internes maximaux.

Tableau.4.2. Sollicitations combinées de calcul des poutrelles

Moment max en travée [kN.m]		Effort tranchant max en appui [kN]	
ELU	ELS	ELU	ELS
6.28	4.37	3.88	2.75

Nous avons:

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$\mu = 2.84 > \mu_{lim} = 0.39$ « Les armatures comprimées A' sont nécessaires »

Etant donné que la hauteur de la section est très faible hauteur, il est quasiment impossible d'introduire des armatures de compression. Pour y remédier, nous pouvons diminuer le moment en réduisant la portée. Pour cette solution, il est impératif de prévoir des étais. Les étaitements seront disposés de telle façon à diminuer les sollicitations, par conséquent annuler les armatures comprimées.

L'espacement des étaitements L est calculé comme ce qui suit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \leq \mu_{lim} = 0.391 \dots\dots\dots (4.1)$$

Avec : $M_u = 1.35 (G \times L^2 / 8) + 1.5 (Q \times L / 4)$

L'inégalité s'écrit (4.1) : $1.35 (G \times L^2 / 8) + 1.5 (Q \times L / 4) \leq \mu_{lim} \times b \times d^2 \times f_{bu}$

Application numérique : on trouve : $L = 0.899$ m.

Aussi, pour une travée, nous avons besoin de 4 étaitements pour supprimer les armatures comprimées.

4.2.1.2. Après coulage

Après bétonnage, la section transversale des poutrelles devient une section en T, la surface du plancher qui revient à chaque poutrelle est une bande de largeur 0,60m. Un seul type de poutres continues est à envisagés mais qui différent selon les portées des travées.

Charges permanentes et surcharges d'exploitation

Les charges et surcharges revenant aux poutrelles après coulage sont regroupées dans le tableau suivant.

Tableau 4.3. Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G [kN/ml]	Q [kN/ml]	1.35G+1.5Q [kN/ml]	G+Q [kN/ml]
Terrasse	3.77	0.6	5.98	4.37
Niveau courant (habitation)	3.42	0.9	5.97	4.32
Niveau courant (bureaux)		1.5	6.87	4.92
Niveau courant (commerce)		2.4	8.2	5.82
Niveau courant (locaux)		3	9.12	6.42

LES PLANCHERS

Dans les calculs qui vont suivre, nous ne considérons que les actions les plus défavorables et nous nous intéressons qu'à un seul type de poutrelles.

Ainsi, la poutrelle étudiée est sollicitée par une charge uniformément répartie, qui est :

- $P_u = 9.12 \text{ kN/ml}$.
- $P_s = 6.42 \text{ kN/ml}$.

Sollicitations de calcul

La section étudiée après coulage présente les caractéristiques suivantes :

dimension	Valeur [cm]	
h_t	Epaisseur de la dalle	20
h_0	Epaisseur de la table	4
b_0	Largeur de poutrelle	12
b_1	$(b-b_0)/2$	24
b	Largeur de la table	60

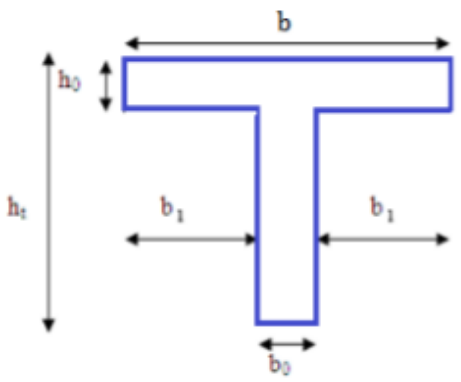


schéma de poutrelle

Figure 4.3. Section de calcul des poutrelles après coulage

Choix de la méthode de calcul

Pour calculer les moments et les efforts tranchant, nous disposons de trois méthodes de calcul:

- La méthode forfaitaire ;
- La méthode de Caquot ;
- La méthode de la résistance des matériaux.

Etant donné que les poutrelles à ferrillées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude se fera conformément à l'une de ces trois méthodes (Tab 4.4).

Tableau.4.4. Conditions d'applications des méthodes de calcul

Méthode	Conditions d'applications
Méthode forfaitaire	<ul style="list-style-type: none"> - $q \leq 2 g$ et $q \leq 5 \text{ kN/m}^2$ (plancher à surcharge modérée) - planchers ayant même inertie dans les différentes travées - Portées successives dans les rapports $0.8 \leq l_i / l_{i-1} \leq 1.25$ $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ - Fissuration préjudiciable

LES PLANCHERS

Méthode de Caquot	<ul style="list-style-type: none"> - $q > 2 g$ ou $q > 5 \text{ kN/m}^2$ - section en T en travée - Une des conditions d'application de la méthode forfaitaire non vérifiée
Méthode de RDM	<ul style="list-style-type: none"> - Poutrelle (poutre) à une seule travée

Pour cette étude, nous considérons trois (03) types de poutrelles (Tab 4.5).

Tableau.4.5. Schéma statique des différents types de poutrelles

Type de poutrelles	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	

Vérification des conditions d'application des méthodes

La méthode forfaitaire ne peut pas s'appliquer à ces poutrelles étant donné que la troisième condition n'est pas vérifiée. Aussi, nous allons déterminer les sollicitations en utilisant la méthode de Caquot.

Avec cette méthode, les moments sur appuis sont donnés par la formule :

$$M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5 (l_w' + l_e')}$$

Où :

$l' = l$ pour une travée de rive

$l' = 0,8 l$ pour une travée intermédiaire

Les chargements provoquant les efforts extrêmes sur appuis et en travée sont donnés pour les trois types de poutrelles par les tableaux 4.6, 4.7, et 4.8. Soit :

ELU

$$1.35 g \times 0.6 = 4.62 \text{ kN/ml}$$

$$1.5 q \times 0.6 = 4.50 \text{ kN/ml}$$

LES PLANCHERS

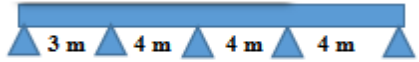





ELS

$$g \times 0.6 = 3.42 \text{ kN/ml}$$

$$q \times 0.6 = 3.00 \text{ kN/ml}$$

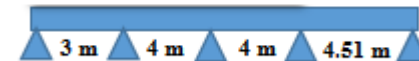

Type 1:

Tableau.4.6. Sollicitations de calcul « poutrelle type 1 »

Moment de flexion [kN.m]				Efforts tranchants [kN]		Cas de chargement 
ELU		ELS		ELU	ELS	
Ma	Mt	Ma	Mt			
-14.03	11.37	-9.88	8.00	22.08	15.54	
-9.13	6.58	-6.44	4.56	18.81	13.18	
-14.42	11.07	-10.14	7.80	22.27	15.67	
-12.43	12.48	-8.81	8.74	21.39	15.08	
-5.56	6.64	-6.23	5.04	18.75	13.61	

Type 2:

Tableau.4.7. Sollicitations de calcul « poutrelle type 2 »

Moment de flexion [kN.m]				Efforts tranchants [kN]		Cas de chargement 
ELU		ELS		ELU	ELS	
Ma	Mt	Ma	Mt			
-17.39	14.92	-12.24	10.50	24.63	17.34	

LES PLANCHERS

-10.31	6.56	-7.52	4.93	18.54	13.03	
-17.75	14.63	-12.48	10.31	24.79	17.47	
-15.90	15.97	-11.25	11.20	24.06	16.96	
-10.16	7.30	-7.42	5.13	19.28	13.52	

Type 3 :

Tableau.4.8. Sollicitations de calcul « poutrelle type 3 »

Moment de flexion [kN.m]				Efforts tranchants [kN]		Cas de chargement
ELU		ELS		ELU	ELS	
Ma	Mt	Ma	Mt			
-13.66	11.25	-9.62	7.92	22.15	15.59	
-8.83	6.97	-6.17	4.84	18.47	12.94	
-14.24	11.02	10.00	7.77	22.30	15.69	
-12.23	12.41	-8.66	8.69	21.43	15.12	

Soit à l'ELU, il vient :

- $M_t \text{ max} = 15.97 \text{ kN.m}$
- $M_a \text{ max} = -17.75 \text{ kN.m}$
- $V \text{ max} = 24.79 \text{ kN}$.

Pour le ferrailage, nous garderons celui obtenu par le type de poutrelle le plus défavorable, autrement dit, celui qui correspond au moment le plus grand en travée et sur appuis. Le calcul se fait en considérant la flexion simple à l'état limite ultime.

Calcul du ferrailage

- Armatures longitudinales

Comme les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, le calcul se fera à l'ELU uniquement. (La fissuration est considérée comme peu préjudiciable).

Le calcul des sections en forme de T se fait différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la nervure.

$$M_{tab} = b h_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Données :

$h = 20 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$, $b = 60 \text{ cm}$, $b_0 = 12 \text{ cm}$, $d = 0,9 h = 18 \text{ cm}$,

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$,

$f_c = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$,

$M_{tab} = 54.41 \text{ kN.m}$

Nous avons : $M_{tu} < M_{tab} \rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

Aussi, étant donné que le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fait donc comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table b .

La section est donc calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple. Les résultats obtenus sont donnés par le tableau ci-dessous.

Tableau 4.9. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures des poutrelles

	M_u [kN.m]	μ	A_{sc} [cm ²]	A_s [cm ²]	Choix d'armature
Appui	17.75	0.064	0	2.93	2HA14
Travée	15.97	0.057	0	2.62	2HA12+1HA10

Vérifications

Condition de non-fragilité :(article A.4.2 du BAEL 91)

$$A_{s \min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{s \min} \rightarrow$ condition est vérifiée dans le cas du ferrailage en travée et sur appuis.

- Effort tranchant (ferraillage transversal)

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fait dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire, lorsque : $V_{u \max} = 24.79 \text{ kN}$.

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b d} \rightarrow \tau_u = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\Phi_t = \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b_0}{10} \right) \rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$S_t = \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{HA6} / S_t = 16 \text{ cm}$$

Le ferraillage obtenu est représenté par la figure 4.4.

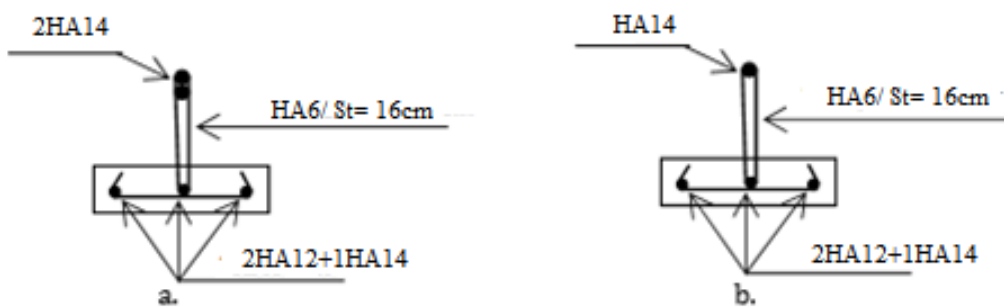


Figure.4.4. Schéma du ferraillage des poutrelles

a. Section d'appui; b. Section en travée

4.2.2. La table de compression

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 60 cm entre poutrelles. Le ferraillage de la dalle de compression (treillis soudé) se fait suivant les deux sens pour éviter les fissurations.

Pour ce ferraillage, nous devons respecter les conditions suivantes :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons

Selon l'article B 6.8.4.2.3 du CBA, la section d'armatures doit vérifier les conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égal à 20 cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm

La section d'armature dans le sens perpendiculaire aux nervures est donné par :

$$A_s \geq \frac{4 * l(\text{cm})}{f_e (\text{MPa})}$$

Où :

l : espacement entre les poutrelles 60cm;

f_e : contrainte limite des aciers 240MPa.

Ainsi, nous obtenons :

$$A_s > 1.00 \text{ cm}^2$$

Par conséquent, nous utiliserons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudés de maillage 200 x 200 mm et de nuance FeE240 avec un diamètre $\varphi 6$ (Fig 4.5).

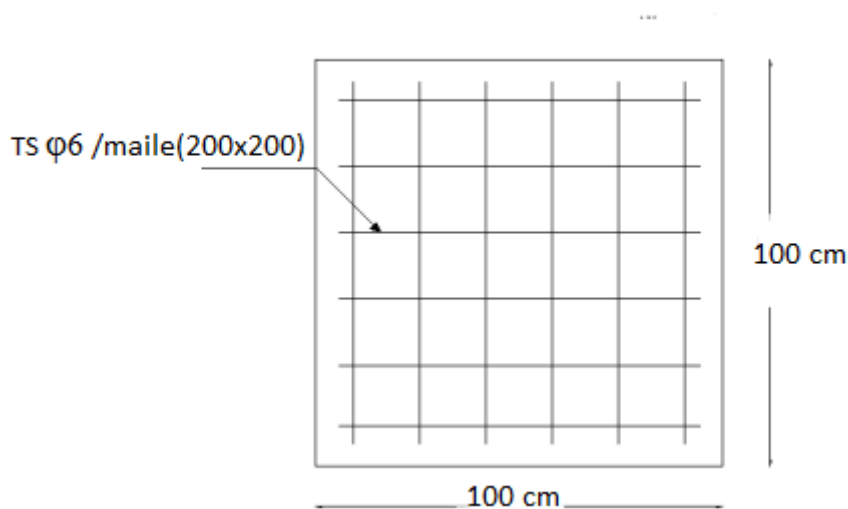


Figure 4.5. Ferrailage de la dalle de compression

4.3. Dalles pleines

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

L'épaisseur des dalles dépend des conditions d'utilisation ainsi que des vérifications de résistance.

Pour le bâtiment faisant l'objet de cette étude, nous avons un seul type de dalle pleine. Il s'agit d'une dalle en console (sur 3 appuis) de 1.10 m réservée aux balcons (Fig 4.6).



Figure 4.6. Dalle pleine sur 3 appuis continus

4.3.1. Calcul des actions

Pour l'évaluation des sollicitations, nous considérons que le poids propre et la charge d'exploitation. Le poids du garde-corps est considéré comme une charge répartie linéairement sur le bord libre. Le tableau 4.10 fournit la valeur des charges retenues.

Evaluation des charges

Charges et surcharges de la dalle pleine :

- $G = 6.71 \text{ kN/m}^2$.
- $Q = 3.50 \text{ kN/m}^2$.

Charge du garde-corps (Tab 4.10)

Tableau 4.10. Charge permanentes du garde-corps

Couche	e [cm]	G [kN/m ²]
Brique creuse	10	0.9
Enduit de plâtre	2	0.4
		$G_{\text{Garde-corps}} = 1.3$

Combinaisons d'actions à l'ELU et à l'ELS

- ELU : $P_u = 14.30 \text{ kN/ml}$
- ELS : $P_s = 10.21 \text{ kN/ml}$
- Charge concentrée $P_{\text{Garde-corps}} = (G_{\text{Garde-corps}} \times h \times b)$

$$P_{\text{Garde-corps}} = 1.17 \text{ kN}$$

4.3.2. Calcul des sollicitations

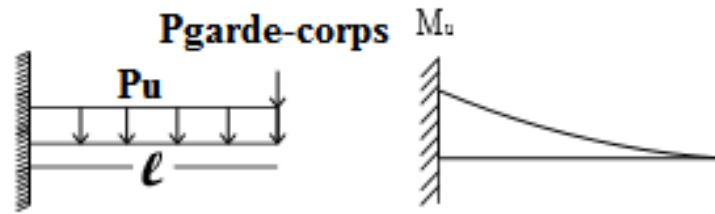


Figure 4.7. Shéma statique et distribution du moment

Calcul du moment et de l'effort tranchant

Le tableau suivant donne les efforts internes maximaux.

Tableau 4.11. Calcul du moment et de l'effort tranchant dans le balcon

	ELU	ELS
M_{max} à l'encastrement [kN.m] $\frac{-P l^2}{2} - P_{Garde-corps} * l$	-10.38	-7.46
Effort tranchant maximal [kN] $P * l + P_{Garde-corps}$	17.30	12.40

4.3.3. Calcul du ferrailage

L'épaisseur de notre dalle est $e = 11$ cm. Le ferrailage sera calculé en flexion simple à l'ELU en considérant une bande de 1 m. La section dangereuse est au niveau de l'encastrement. Les fissurations sont considérées comme préjudiciables

Calcul à l'ELU (Tab 4.12)

Données: $b = 100$ m ; $d = 8$ cm ; $c=3$ cm ; $M_u = 10.38$ kN.m

a. Armatures longitudinales

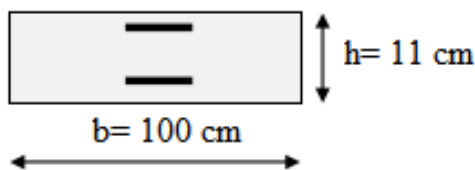


Figure 4.8. Section étudiée du balcon

Tableau 4.12 Ferrailage du balcon à l'ELU

Pivot A		A_{sc} [cm ²]	A_s [cm ²]	CNF	Section adoptée	S_t [cm]
$\mu = 0.11$	$\alpha = 0.15$	0	3.96	$1.2 < A_s$: Vérifiée	4HA12 = 4.5 cm ² /ml	25

b. Armatures de répartition

$$A_r = A_s/4 = 1.13$$

Nous pouvons choisir: 3HA8 = 1.50 cm² avec : $S_t=33$ cm.

4.3.4. Vérification de l'effort tranchant (Tab 4.13)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d}$$

$$V_u = 17.29 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \tau_u = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Tableau 4.13. Vérification à l'ELS

	$\sigma_{bc, adm}$ [MPa]	$\sigma_{st, adm}$ [MPa]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_s [MPa]	σ_b [MPa]	$\sigma_s > \bar{\sigma}_s$	$\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$
ELS	15	201.6	3.69	2928	174.21	9.9	vérifiée	vérifiée

Le schéma du ferrailage du balcon est donné par la figure 4.9

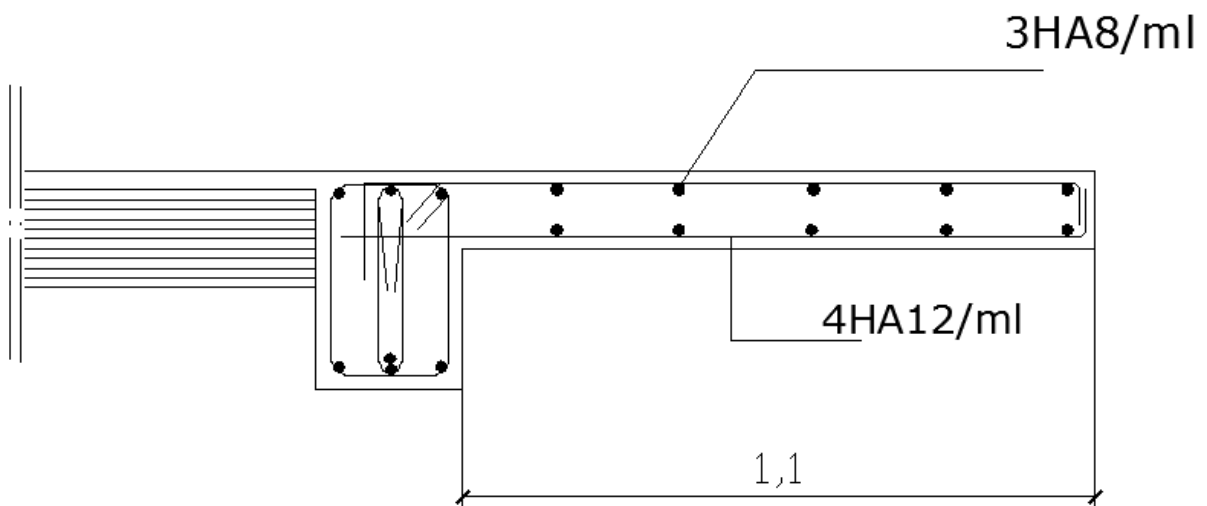


Figure 4.9. Ferrailage du balcon



Chapitre 5

Etude dynamique

5.1. Introduction.

5.2. Méthode de calcul.

5.3. Modélisation et résultats.

5.4. Vérifications.

5.5. Conclusion.

5.1. Introduction

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à la modélisation. Cette dernière, revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, avec un nombre fini d'éléments et de déplacements nodaux. De même, l'expérience a montré que les analyses simplifiées reposant sur les lois de la dynamique des systèmes vibrants aboutissent à des résultats qui reflètent le comportement dynamique réel des ouvrages considérés, ainsi que pour la détermination des déformations et des contraintes développées dans la structure.

De ce fait, pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

- Modélisation en masse concentrée : Il est commode d'utiliser la modélisation en masses concentrées dans le cas où la distribution des masses n'est pas tout à fait uniforme ; formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations.
- Modélisation en éléments finis : dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments. On détermine les inconnues au niveau des nœuds, puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure. Cette méthode constitue une technique très robuste pour exprimer les déplacements d'un système très complexe à l'aide d'un nombre fini de coordonnées.

5.2. Méthode de calcul

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes, le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

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

5.2.1. Méthode statique équivalente

Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés comme équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Conditions d'application de la méthode statique équivalente

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

- Zone II

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Nota : La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone II de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 23m.

5.2.2. Méthodes dynamiques

- a) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite un personnel qualifié.
- b) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

Selon la formule $K \geq 9$. On va prendre $N = 10$ mode en premier lieu, et on vérifie les conditions ci-dessus.

Analyse spectrale

Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Aussi, pour des accélérogrammes données ; si nous évaluons les réponses maximales en fonction de la période (T), nous obtiendrons plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse (Fig 5.1) et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

ETUDE DYNAMIQUE

Dans notre cas, les valeurs utilisées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.1 Facteurs définissant le spectre de réponse

Paramètre	Notation	Valeur	Justification
Coefficient d'accélération de zone	A	0.15	Zone II, groupe d'usage 2
Pourcentage Amortissement critique	ξ	7 %	Portiques denses avec remplissage en béton armé
Facteur de correction d'amortissement	η	0.88	$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)}$
Coefficient de comportement de la structure	R	5	Contreventement mixte portiques/voiles avec interaction.
Facteur de qualité	Q	1.2	$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$
Périodes caractéristiques	T1	0.15	Site S3
Périodes caractéristiques	T2	0.50	Site S3

Les résultats de calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.2. Spectre de réponse de calcul

T [s]	Sa/g	T [s]	Sa/g	T [s]	Sa/g	T [s]	Sa/g	T [s]	Sa/g
0.0	0.188	1.0	0.063	2.0	0.039	3.0	0.030	4.0	0.019
0.1	0.129	1.1	0.059	2.1	0.038	3.1	0.028	4.1	0.018
0.2	0.099	1.2	0.055	2.2	0.037	3.2	0.027	4.2	0.017
0.3	0.099	1.3	0.052	2.3	0.036	3.3	0.026	4.3	0.016
0.4	0.099	1.4	0.050	2.4	0.035	3.4	0.024	4.4	0.016
0.5	0.099	1.5	0.048	2.5	0.034	3.5	0.023	4.5	0.015
0.6	0.088	1.6	0.046	2.6	0.033	3.6	0.022	4.6	0.015
0.7	0.079	1.7	0.044	2.7	0.032	3.7	0.021	4.7	0.014
0.8	0.073	1.8	0.042	2.8	0.031	3.8	0.020	4.8	0.014
0.9	0.067	1.9	0.041	2.9	0.031	3.9	0.019	4.9	0.013

La figure suivante représente l'allure du spectre de réponse de calcul :

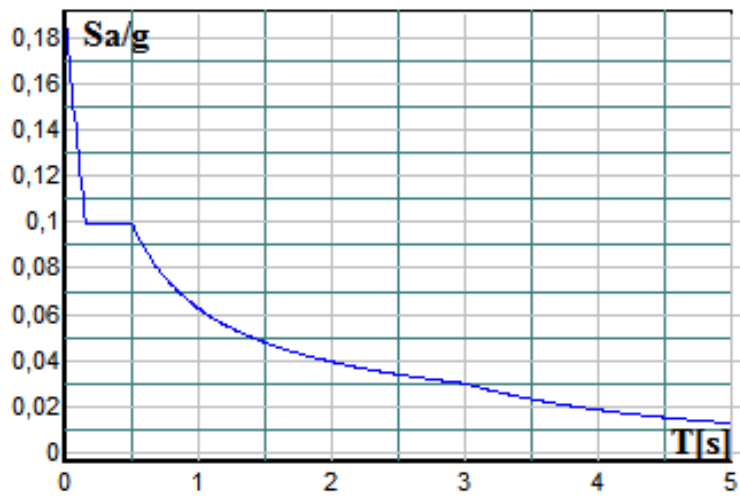


Figure 5.1. Allure du spectre de réponse

Combinaison des réponses modales

Pour une direction donnée de la sollicitation sismique, les valeurs des déplacements, forces, et contraintes sont calculés pour chaque mode de vibration de la structure puis ils sont assemblés pour avoir la résultante des effets engendrés suivant différentes méthodes, on citera donc les méthodes les plus utilisées :

- **Méthode SRSS (racine carré de la somme des carrés)**

Cette méthode permet de combiner les forces et les déplacements maximaux pour les différents modes en considérant la racine carrée de la somme de leurs carrés, cette méthode ne prend pas en considération le couplage des modes.

- **Méthode CQC (Combinaison Quadratique Complete)**

C'est la méthode la plus utilisée. Elle est basée sur la théorie des vibrations aléatoires, cette méthode est considérée comme la plus précise des méthodes de combinaison. La résultante de l'effet recherché est donnée par l'expression suivante :

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n * \sum_{j=1}^n \rho_{ij} E_i E_j}$$

Avec :

ρ_{ij} : Coefficient de corrélation entre les modes i et j. Il dépend des pulsations propres ω_i, ω_j et les pourcentages d'amortissement critique des deux modes i et j.

Ce coefficient est donné par l'expression suivante :

$$\rho_{ij} = \frac{8 \xi^2 (1+r)r^{3/2}}{(1+r^2)^2 + 4 \xi^2 (1+r^2)^2} \quad ; \text{ Avec } r = \omega_i / \omega_j \text{ et } \xi : \text{ coefficient d'amortissement.}$$

- Méthode ABS

Cette méthode très conservatrice combine les résultats modaux en considérant la somme de leurs valeurs absolues, dans cette méthode tous les modes sont supposés liés.

5.3. Modélisation et résultats

Le calcul dynamique est effectué à l'aide du logiciel Etabs, sur un modèle tridimensionnel de la structure (Fig 5.2) composé 09 niveaux (RDC+8 étages) encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de manière à vérifier les conditions de RPA afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Dans ce modèle, nous ne modéliserons que les voiles, portiques et escaliers, les autres éléments sont introduits comme charges (acrotère, murs périphériques). Cela se traduit par :

- Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type FRAME.
- Les voiles et dalles par un élément de type SHELL.
- Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en termes de périodes. Ce fichier est généré par des applications comme RPA99 sous forme de fichier texte.
- Pour l'orientation de la sollicitation sismique, on considérera deux directions orthogonales X et Y.

- Les combinaisons de charges

ELU : 1,35 G + 1,5Q

ELS : G + Q

GQEx : G + Q + Ex

GQEy : G + Q + Ey

08GEx : 0,8G + Ex

08GEy : 0,8G + Ey

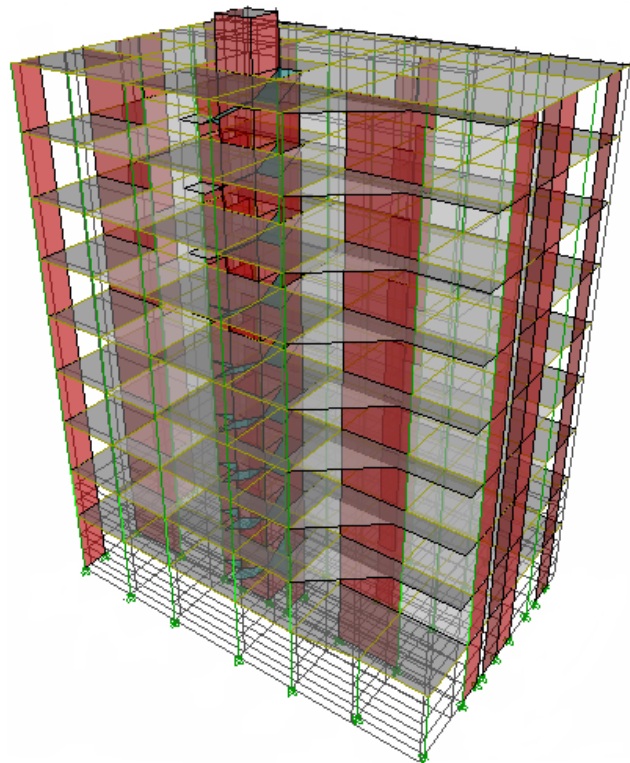


Figure 5.2. Modèle 3D du bâtiment étudié

Estimation de la période fondamentale de la structure

Nous utilisons la formule empirique (RPA99/2003, article 4.2.4) suivante :

$$T = \min \left(C_T h_N^{3/4}, 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). Donc : $h_N = 31.28$ m.
- C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau [4.6 du RPA99].
Donc : $C_T = 0.05$ (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie).
- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.
→ $T = 0.66$ s.

Poids total de la structure "W"

Le RPA99 recommande pour le poids de la structure W de prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations d'après « Tableau 4.5.RPA99 »

$$W_T = \sum w_i \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{gi} + \beta W_{qi}$$

W_{gi} : dû aux charges permanentes.

W_{qi} : dû aux charges d'exploitation.

$\beta = 0.2$: coefficient de pondération « Tab.4.5 du RPA99 »

Le calcul des poids des différents niveaux de la structure est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 5.3. Poids des différents niveaux

Niveau	W étage [kN]
RDC	469.951
1	425.957
2	409.031
3	391.065
4	391.065
5	381.053
6	372.832
7	372.832
8	355.122
Poids total de la structure	3568.91

5.3.1. Les données géométriques et massiques de la structure

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY), à savoir les positions du centre de torsion et du centre de masse (Fig 5.3).

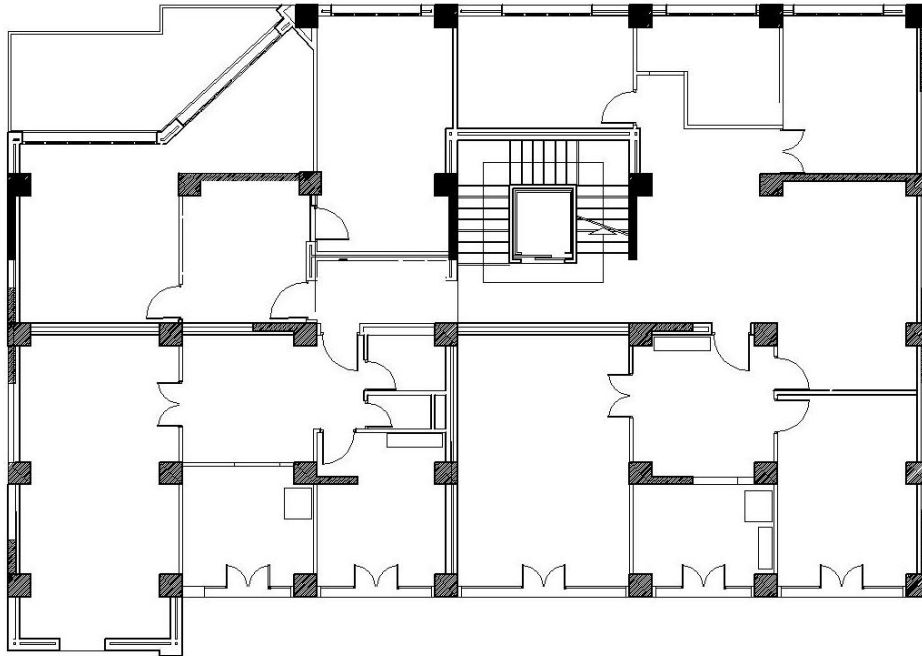


Figure 5.3. Disposition des voiles

Calcul du centre de torsion

Le centre de torsion est le centre de rigidité des éléments de contreventements. Il est défini par les formules suivantes :

$$X_c = \frac{\sum I_{x_i} * X_i}{\sum I_{x_i}}$$

$$Y_c = \frac{\sum I_{y_i} * Y_i}{\sum I_{y_i}}$$

Avec :

X_c : abscisse du centre de torsion.

Y_c : ordonnée du centre de torsion.

I_{x_i} : moment d'inertie du voile i considéré par rapport à l'axe (ox).

I_{y_i} : moment d'inertie du voile i considéré par rapport à l'axe (oy).

X_i : abscisse du centre de gravité du voile i considéré.

Y_i : ordonnée du centre de gravité du voile i considéré.

Calcul du Centre de masse

Le centre de masse est le point situé à la position moyenne de la masse du plancher. Les résultats du centre de masse donné par le "Etabs" des différents niveaux « tableau 5.4 »

Evaluation des excentricités

- Excentricité théorique

L'excentricité théorique est la différence entre les coordonnées du centre de masse et du centre de torsion.

$$e_{th,X} = |X_C - X_G|$$

$$e_{th,Y} = |Y_C - Y_G|$$

- Excentricité accidentelle

Selon l'article « 4.3.7 du RPA99 » ; l'excentricité accidentelle est égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action du séisme.

$$e_{acc,x} = 5\% L_x$$

$$e_{acc,y} = 5\% L_y$$

Avec :

L_x : dimension longitudinale de la structure.

L_y : dimension transversale de la structure.

Les valeurs de l'excentricité à chaque niveau sont groupées dans le tableau suivant :

Tableau 5.4. Caractéristiques géométriques

Niveau	Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]		Excentricité théorique [m]		Excentricité accidentelle [m]	
	X_G	Y_G	X_C	Y_C	X	Y	X	Y
RDC	12.313	8.732	11.637	10.925	0.676	2.19	1.23	0.79
1	12.682	8.400	10.784	11.155	1.898	2.755	1.23	0.79
2	12.68	8.415	10.454	11.069	2.226	2.654	1.23	0.79
3	12.314	8.349	10.415	10.971	1.899	2.622	1.23	0.79
4	12.314	8.349	10.545	10.868	1.769	2.519	1.23	0.79
5	12.304	8.364	10.763	10.773	1.541	2.409	1.23	0.79
6	12.294	8.374	11.016	10.709	1.278	2.335	1.23	0.79
7	12.293	8.368	11.25	10.669	1.043	2.301	1.23	0.79
8	12.75	8.428	11.401	10.653	1.349	2.225	1.23	0.79

- Excentricité adoptée dans les calculs

Le règlement exige de retenir pour les calculs la plus grande valeur entre l'excentricité réglementaire et l'excentricité théorique (calculée) $e_{adopté} = \max(e_{th}; e_{acc})$

$$e_{adopté} = 2.755 \text{ m}$$

5.4. Vérifications

5.4.1. Vérification de la période

La valeur de la période donnée par Etabs doit vérifier la condition de l'article 4.2.4.4 du RPA99/2003. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (Tab 5.5)

Tableau 5.5. Périodes et facteurs de participation massique

Période par mode		Déplacements		rotations	Participation massique	
Mode	Période [sec]	U_x [m]	U_y [m]	R_z [rad]	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	0.77	0.08148	0.53514	0.08346	8.148	53.514
2	0.73	0.44213	0.14459	0.10660	52.361	67.873
3	0.55	0.16649	0.01227	0.50328	69.011	69.200
4	0.30	0.03597	0.09266	0.03178	72.608	78.466
5	0.23	0.09315	0.07046	0.01698	81.924	85.513
6	0.20	0.05050	0.00901	0.12478	86.974	86.414
7	0.15	0.02046	0.02832	0.01680	89.021	89.247
8	0.10	0.02911	0.03434	0.00221	91.932	92.682
9	0.09	0.01909	0.00354	0.04630	93.841	93.036
10	0.07	0.01640	0.00631	0.00900	95.481	93.668

Remarque :

- La période fondamentale de la structure est de 0,771 sec.
- Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation ($U_y = 0.53514$ m et $U_x = 0.44213$ m) suivant Y et X respectivement.
- Le troisième mode est un mode de torsion tel que $R_z = 0.50328$ (rad).
- Les facteurs de participations massiques atteignent les 90% au 8ème mode selon la direction X et Y.
- Le nombre de modes à considérer est de 10.
- $T_{ETABS} = 0.771$ s < $1,3 T_{RPA} = 1.3 \times 0.66 = 0.858$ sec \Rightarrow vérifiée.

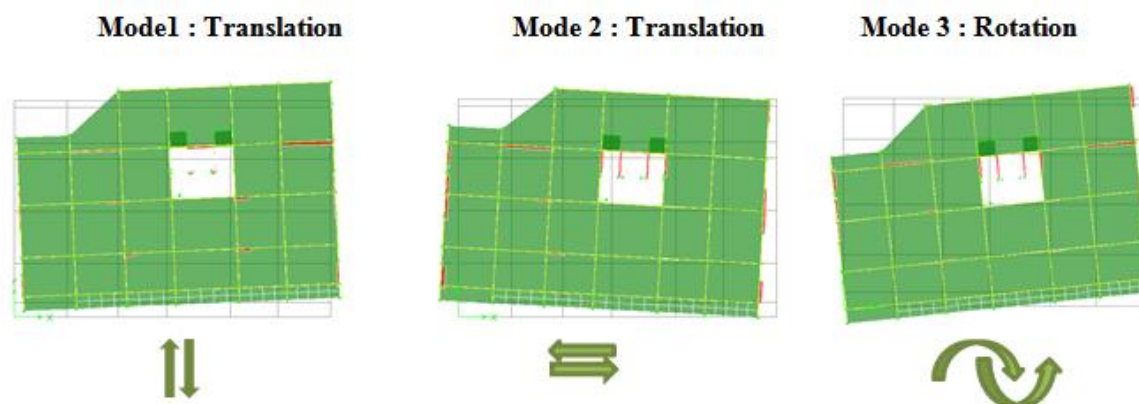


Figure 5.4. Principaux modes de vibrations de la structure

5.4.2. Vérification de la force sismique à la base

D'après l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V_s/V_t$.

Après analyse, nous obtenons les résultats suivants :

Tableau 5.6. Forces sismiques à la base

Effort tranchant à la base	V_s [kN]		V_t [kN]		V_t / V_s		Vérification	
	V_x	V_y	V_x	V_y	X	Y	X	Y
	2618.357	2259.5896	2490.82	2490.82	0.951	1.102	vérifier	vérifier

D'après ces résultats nous constatons que la condition : « V_t dynamique $> 80\% V_s$ statique » est vérifiée.

5.4.3. Vérification des déplacements

Selon l'article 4.4.3 du RPA99/2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \times \Delta_k < 0,01 \times h_e$$

Où :

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

R : Coefficient de comportement (R = 5)

h_e : Hauteur sous poutre

Les résultats des déplacements sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 5.7. Vérification des déplacements

Niveau	δ_k [cm]		Δ_k [cm]		$R * \Delta_k$ [cm]		$0,01 * h_e$ [cm]	Condition $R \times \Delta_k < 0,01 \times h_e$
	$\delta_{k,x}$	$\delta_{k,y}$	$\Delta_{k,x}$	$\Delta_{k,y}$	$R * \Delta_{k,x}$	$R * \Delta_{k,y}$		
RDC	0.09	0.10	0.09	0.10	0.45	0.50	4.08	vérifiée
1	0.21	0.25	0.12	0.15	0.60	0.75	3.4	Vérifiée
2	0.38	0.41	0.17	0.16	0.85	0.80	3.4	Vérifiée
3	0.56	0.62	0.18	0.21	0.90	1.05	3.4	Vérifiée
4	0.76	1.02	0.20	0.40	1.00	2.00	3.4	Vérifiée
5	1.05	1.22	0.29	0.20	1.45	1.00	3.4	Vérifiée
6	1.28	1.76	0.23	0.29	1.15	1.45	3.4	Vérifiée
7	1.51	2.06	0.23	0.30	1.15	1.50	3.4	Vérifiée
8	1.67	2.27	0.16	0.21	0.80	1.05	3.4	vérifiée

La condition : $R * \Delta_k \leq 1\% h_e$ est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens, donc les déplacements relatifs horizontaux sont admissibles

5.4.4. Justification vis-à-vis de l'effet « P-Δ »

D'après l'article 5.9 du RPA/2003 ; les effets du 2nd ordre « ou effet P- Δ » peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.10$$

P_k : le poids total de la structure et les charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Tableau 5.8. Justification vis-à-vis l'effet P-Δ

Niveau	P_K [MN]	V_K [MN]		Δ_k [cm]		h_k [cm]	θ	
		$V_{K,x}$	$V_{K,y}$	$\Delta_{k,x}$	$\Delta_{k,y}$		θ_x	θ_y
RDC	61.758	2.490	2.490	0.45	0.50	408	0.027355	0.030395
1	53.173	2.416	2.416	0.60	0.75	340	0.038838	0.048548
2	45.769	2.286	2.286	0.85	0.80	340	0.055980	0.047109
3	38.418	2.105	2.105	0.90	1.05	340	0.054032	0.056362
4	31.922	1.877	1.877	1.00	2.00	340	0.050020	0.098502
5	25.426	1.594	1.594	1.45	1.00	340	0.068026	0.046914
6	18.930	1.266	1.266	1.15	1.45	340	0.050574	0.063768
7	12.699	0.891	0.891	1.15	1.50	340	0.048207	0.062878
8	6.467	0.465	0.465	0.80	1.05	340	0.032723	0.042949

La condition $\theta < 0.10$ est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens, donc les effets du 2nd ordre « ou effet P- Δ » peuvent être négligés.

5.4.5. Vérification au renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble de la structure, soumise à des effets de renversement dus aux cas les plus défavorables des sollicitations (article 10.1.5 du RPA99/2003).

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, nous devons vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

M_R : moment renversant obtenu à partir des résultats de l'analyse par le logiciel « Etabs »

M_S : moment stabilisant;

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sx,G} = W \cdot X_G \\ M_{sy,G} = W \cdot Y_G \end{array} \right\}$$

- (X_G, Y_G) : coordonnées du centre de gravité de la structure.
- W : poids total du bâtiment.

Tableau 5.9. Vérification de la stabilité au renversement

	W [kN]	(X _G , Y _G) [m]	M _S [kN.m]	M _R [kN.m]	$\frac{M_S}{M_R}$	Condition
Sens X	3568.91	12.313	43943.99	10162.54	4.32	Vérifiée
Sens Y	3568.91	8.732	31163.72	10162.54	3.06	Vérifiée

A la lecture de ce tableau, nous constatons que la stabilité au renversement est vérifiée.

5.4.6. Vérification vis-à-vis du risque de la rupture fragile

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante (Article 7.4.3.1 du RPA99/2003)

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{cj}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

B_c: est l'aire « section brute » de cette dernière.

f_{cj}: la résistance caractéristique du béton.

Application numérique :

$$N_d = 375.98 \text{ kN}$$

$$B_c = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2.$$

$$f_{cj} = 25 \text{ MPa.} \quad \rightarrow \quad \vartheta = 0.06 \leq 0.3 \quad \text{condition vérifiée.}$$

5.5. Conclusion

A partir de cette étude dynamique, nous constatons que le bâtiment étudié remplit toutes les exigences imposées par le règlement parasismique algérien (RPA99/2003), à savoir ;

- Condition sur la période vérifiée
- Condition sur la résultante de la force sismique vérifiée
- Déplacements latéraux inter-étages vérifiés
- Condition sur l'effet P-Δ vérifiée dans les deux sens
- Stabilité au renversement vérifiée suivant les deux directions principales

A partir de ce constat, nous pouvons en conclure que notre bâtiment présente une conception parasismique saine avec des dimensions des éléments structuraux adéquates.




Chapitre 6

Ferraillage des éléments structuraux

6.1. Introduction.

6.2. Ferraillage des portiques.

6.2.1. Ferraillage des poteaux.

6.2.2. Ferraillage des poutres.

6.3. Voiles.

6.1. Introduction

Après l'évaluation des charges et surcharges revenant à chaque élément de la structure porteuse du bâtiment étudié (poteaux, poutres et voiles), vient le calcul du ferrailage. Ce dernier est réalisé en respectant les règles de calcul en vigueur en Algérie (CBA93, BAEL91 et RPA99/2003).

6.2. Ferrailage des portiques

6.2.1. Ferrailage des poteaux

Un poteau est soumis à un effort normal N et à un moment de flexion M (flexion composée). Pour le ferrailage, nous retenons le plus grand moment sollicitant ce poteau (suivant x ou suivant y).

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, en considérant les trois cas de chargement possibles suivants :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant ;
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant ;
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.

A. Combinaisons des charges

Le calcul se fait sous l'action des sollicitations déterminées par les combinaisons réglementaires suivantes (Tab 6.1) :

Tableau 6.1. Combinaisons d'actions pour le calcul des poteaux

BAEL 91	Combinaisons fondamentales	1.35 G + 1.5 Q
		G + Q
RPA 99	Combinaisons accidentelles	0.8 G ± E
		G + Q ± E

De chaque combinaison découle une section d'armature. La section retenue correspond au cas le plus défavorable.

B. Recommandations du RPA 99/version 2003

Armatures longitudinales (Tab 6.3)

Selon le RPA99/2003 (Art 7.4.2), le ferrailage des poteaux doit respecter les conditions suivantes :

- Armatures longitudinales à haute adhérence, droites et sans crochets
- Le pourcentage minimal sera de 0.8% de la section du poteau (Zone II.a).
- Le pourcentage maximal en zone courante sera de 3%.
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%.
- Le diamètre minimal est de $\Phi 12$.
- La longueur du recouvrement minimale est de $L_r = 40 \Phi$ (Zone II.a).

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (Zone II.a).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

Tableau 6.2. Recommandations du RPA sur les armatures longitudinale des poteaux

Poteau	A_{smin} [cm ²]	A_{smax} [cm ²]	
		Zone courante	Zone de recouvrement
50 x 50	20	100	150
40 x 40	12.8	64	96
30 x 30	7.2	36	54

Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_a = 2.5 & \text{Si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \text{ dans la direction considérée ;} \\ \rho_a = 3.75 & \text{Dans le cas contraire.} \end{array} \right.$$

h : hauteur totale de la section brute.

$$S_t : \text{l'espacement des armatures transversales} \left\{ \begin{array}{ll} S_t \leq \min(10 \Phi_{l,min} ; 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15 \Phi_1 & \text{en zone courante} \end{array} \right.$$

Φ_1 : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

λ_g : Élanement géométrique du poteau $\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou : $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$

l_f : longueur de flambement du poteau.

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

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b S_t}$ en % est donnée comme suit :

- $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{min} = 0.3\%$
- $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{min} = 0.8\%$
- $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ interpolation entre les valeurs limites du poteau.

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Par ailleurs, les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_{\min}$.

C. Sollicitations de calcul données par le logiciel ETABS :

Les poteaux du bâtiment étudié présentent les dimensions suivantes :

- Partie 01 : SS, RDC et 1^{er} étage poteaux (50×50) cm²
- Partie 02 : 2^{ème} jusqu'au 4^{ème} étage poteaux (40×40) cm²
- Partie 03 : 5^{ème} jusqu'au 8^{ème} étage poteaux (30×30) cm²

Les sollicitations obtenues dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.3. Sollicitations des poteaux par parties sous différents combinaisons

Combinaison	Sollicitation	partie 1	partie 2	partie 3
1.35 G + 1.5 Q	N_{\max} [kN]	1672.43	1054.29	511.73
	M_{corr} [kN.m]	2.761	7.234	5.304
	V_{\max} [kN]	28.66	22.27	16.16
G + Q ± E	M_{\max} [kN.m]	8.284	15.982	12.781
	N_{corr} [kN]	857.41	422.43	37.45
	V_{\max} [kN]	20.68	16.87	12.06
0.8 G ± E	N_{\min} [kN]	34.04	110.6	21.74
	M_{corr} [kN.m]	2.961	8.684	6.443
	V_{\max} [kN]	10.93	11.48	8.37

D. Ferrailage longitudinale

Exemple de calcul

Le calcul est fait pour un poteau appartenant au niveau rez de chaussée de dimensions 50x50 cm² (partie 1).

Données :

$d = 45$ cm, $d' = 5$ cm, $b = 50$ cm, acier Fe E400

$N_{\max} = 1672.43$ kN ; $M_{\text{corr}} = 2.761$ kN.m « ELU: 1,35G+1,5Q ».

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2.761}{1672.43} = 1.65 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 l_0}{i} = \frac{0.7 l_0 \sqrt{12}}{b} = 19.78 < 50$$

Pour la suite du calcul, nous allons introduire une excentricité additionnelle e_a et majorer les sollicitations par le coefficient γ_n . Nous obtenons les résultats suivants :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$e_a \geq \max \left(2 \text{ cm}, \frac{1(\text{cm})}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{408}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e = e_0 + e_a = 0.0216 \text{ m.}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0.165}{0.5} = 3.3 * 10^{-3} < 1$$

Par conséquent :

$$\gamma_n = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1.06$$

$$N_{\text{corriger}} = 1772.77 \text{ kN.} \quad ; \quad M_{\text{corriger}} = 2.93 \text{ kN.m}$$

Sachant que :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa.}$$

Il vient :

$$\begin{cases} a = (0,337 h - 0,81 d') b. h. f_{bu}. \\ b = N_{\text{corriger}} (d - d') - M_A \end{cases}$$

Avec :

$$M_A = N_{\text{corriger}} \times e_{a, st} = 1772.77 \times 0.202 = 357.49 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} a = 0.453 \\ b = 0.35 \end{cases}$$

$a > b$: Section partiellement comprimée (SPC).

$$\mu = 0.249 > 0.187 \quad : \text{Pivot B}$$

$$\mu < \mu_{\text{lim}} = 0,39 \quad : A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha b d f_{bu}}{f_{su}} = 26.73 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s, \text{réelle}} = A_s - \frac{N}{\sigma_s} = -24.21 \text{ cm}^2$$

$A_{s, \text{réelle}} < 0 \text{ cm}^2$ La section est surabondante « on prend le minimum ».

Récapitulatif :

La quantité de ferrailage des poteaux est présentée dans les tableaux 6.4

Tableau 6.4. Choix des armatures longitudinales des poteaux

Partie	Section des poteaux	A_s [cm ²]	$A_{s, \text{min}, \text{RPA}}$ [cm ²]	Choix des barres	$A_{s, \text{réelle}}$ [cm ²]
Partie 1	50 x 50	0.00	20.00	4HA20+4HA16	20.61
Partie 2	40 x 40	0.00	12.80	4HA16+4HA14	14.20
Partie 3	30 x 30	1.005	7.20	4HA16	8.04

Remarques

Nous constatons que le ferrailage des poteaux est donné par la section minimale exigée par le RPA99/2003.

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Condition de non-fragilité :

$$A_{s,min} \geq \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} b * d \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

E. Ferrailage transversal

Les calculs sont effectués à partir de l'effort tranchant maximal sollicitant les poteaux de chaque niveau.

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \frac{V_{max}}{b*d}$$

$$\tau_{bu} = \bar{\rho}_d * f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0.04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (Pour une fissuration peu préjudiciable).}$$

Tableau 6.5. Vérification des contraintes tangentielles

Partie	V_{max} [kN]	τ [MPa]	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]
Partie 1	28.66	0.13	5.71	0.075	1.875	3.33
Partie 2	22.27	0.16	5.95	0.075	1.875	
Partie 3	16.16	0.22	7.93	0.075	1.875	

A partir de ce tableau, nous remarquons les conditions spécifiques aux contraintes tangentielles sont vérifiées.

La section d'armatures transversales A_t est calculée comme suit à partir de la relation suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

La valeur maximale de l'espacement S_t (en zone II.a) est fixée comme suit :

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm.}$
- En zone courante : $S_t = 20 \text{ cm.}$

Tableau 6.6. Calcul des armatures transversales des poteaux

Partie	V_u [kN]	λ_g	ρ_a	h [cm]	f_c [MPa]	A_t [cm ²]	
						Zone nodale	Zone courante
Partie 1	28.66	5.71	2.5	50	400	0.50	0.72
Partie 2	22.27	5.95	2.5	40		0.49	0.69
Partie 3	16.16	7.93	2.5	30		0.48	0.67

Selon le RPA99/2003, la quantité d'armatures transversales minimale ($A_t / S_t \times b$) en % est donnée comme cité plus haut.

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Le choix des armatures est donné dans le tableau 6.7.

Tableau 6.7. Choix des armatures transversales des poteaux

Partie	B [cm]	λ_g	A_t [cm ²]		A_t adoptée [cm ²]	
			Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante
Partie 1	50	5.71	2.10	3.00	HA8	HA8
Partie 2	40	5.95	1.68	2.40	HA8	HA8
Partie 3	30	7.93	1.26	1.80	HA8	HA8

F. Schémas du ferrailage

Les schémas du ferrailage des poteaux sont représentés par les figures suivantes.

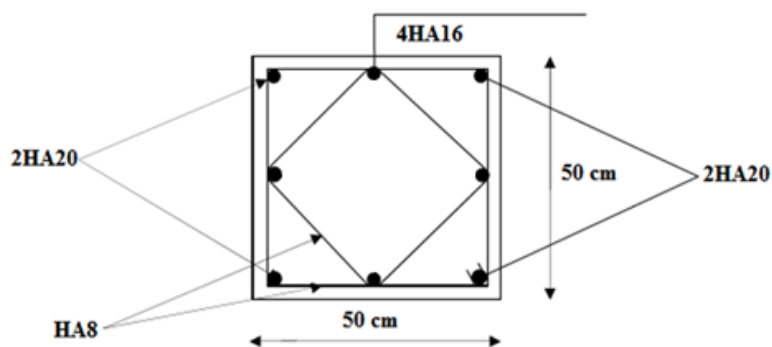


Figure 6.1. Détails de ferrailage du poteau (50x50)

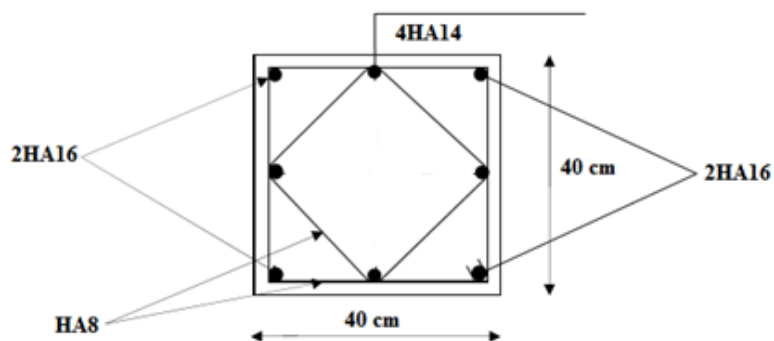


Figure 6.2. Détails de ferrailage du poteau (40x40)

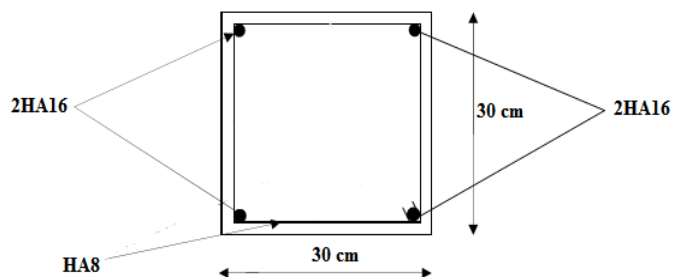


Figure 6.3. Détails de ferrailage du poteau (30x30)

6.2.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Leur rôle est de transmettre les charges et surcharges (en plus de leur poids propre) qui leurs sont directement appliquées aux éléments porteurs verticaux (poteaux ou voiles).

Les poutres de ce bâtiment sont soumises à la flexion simple.

A. Recommandations du RPA

Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent respecter les conditions suivantes :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% soit : $A_{st} = 0,5\% b \times h$
- Le pourcentage maximale est de :

$$A_{st} = 4\% b \times h \quad \text{zone courante}$$

$$A_{st} = 6\% b \times h \quad \text{zone de recouvrement.}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres

Armatures transversales

Les armatures transversales doivent vérifier la condition suivante :

- Le pourcentage minimal est de : $A_t = 0,3\% S \times h$ [RPA99, article 7.5.2.2]
- S : espacement entre les cadres :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans la zone nodale : } S \leq \min (h/4 ; 12 \varnothing) \\ \text{Dans la zone courante : } S \leq h/2 \end{array} \right.$$

\varnothing : diamètre minimum des armatures longitudinales.

B. Sollicitations de calcul

Le ferrailage est obtenu sous l'action des sollicitations les plus défavorables données par les combinaisons à l'état limite ultime et de service. Ces sollicitations sont résumées dans le tableau 6.8.

Tableau 6.8. Sollicitations des poutres

Section [cm ²]	Moment fléchissant [kN.m]				Effort tranchant [kN]
	En travée		Sur appui		
	ELU	ELS	ELU	ELS	
PP (45 x 30)	55.94	39.75	104.39	76.24	132.07
PS (40 x 30)	50.94	36.97	69.78	50.76	51.69

C. Ferrailage longitudinale

Les résultats de calcul sont regroupés dans tableau suivant :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau 6.9. Ferrailage longitudinal des poutres

	$A_{st,BAEL}$ [cm ²]		$A_{st,min}$ [cm ²]	$A_{st,max}$ [cm ²]	
	En travée	Sur appui		Zone courante	Zone de recouvrement
PP	4.20	8.19	6.75	54	81
PS	4.41	6.18	6.00	48	72

Vérification de la condition de non-fragilité

- Poutres principales : $A_{s,min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 1.50 \text{ cm}^2$: vérifiée.
- Poutres secondaires : $A_{s,min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 1.28 \text{ cm}^2$: vérifiée.

Le ferrailage longitudinal des poutres est récapitulé dans le tableau 6.10.

Tableau 6.10. choix des armatures longitudinales des poutres

Section [cm ²]	Section choisi	
	En travée	Sur appui
PP	2HA16+2HA14	2HA16+2HA14
PS	4HA14	2HA16+2HA12

D. Armatures transversales

Les calculs sont établis pour l'effort tranchant maximal sollicitant les poutres principales et secondaires.

Vérification à l'effort tranchant

La vérification se fait comme ce qui suit :

$$V_{max} = 132.07 \text{ kN} ;$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 1.10 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Vérifiée)}$$

Nous avons :

$$\phi_t \leq \min (h/35; \phi_{l,min} ; b/10) \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_{t,min} = 0.003 S.b$$

Le ferrailage transversal obtenu figure dans le tableau 6.11.

Tableau 6.11. Ferrailage transversal des poutres

Section [cm ²]	S Zone nodale [cm]	S Zone courante [cm]	$A_{t,min}$ [cm ²]		ϕ_t [mm]	Section choisi
			Zone nodale	Zone courante		
PP	10	20	0.9	1.8	8	HA8 (1 cadre + un étrier)
PS	10	20	0.9	1.8	8	HA8 (1 cadre + un étrier)

E. Schéma de ferrailage

Le schéma du ferrailage de la poutre principale est représenté sur la figure 6.4.

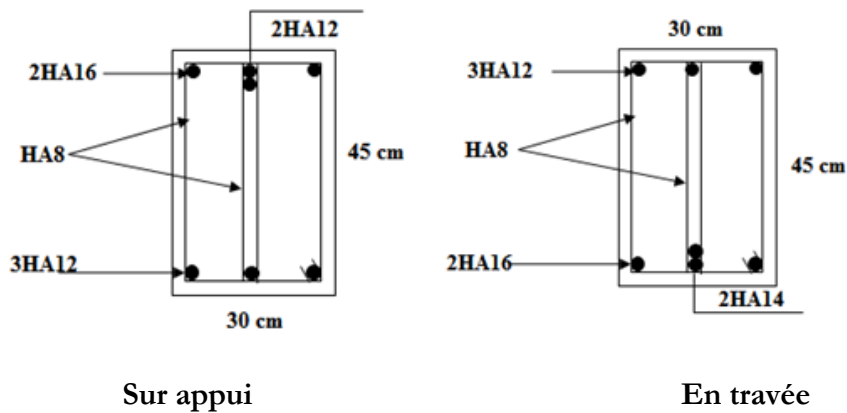


Figure 6.4. Détails de ferrailage de la poutre principale

Section transversale dans la poutre principale

La répartition des armatures transversales se fera en utilisant la série de Caquot (Fig 6.5).

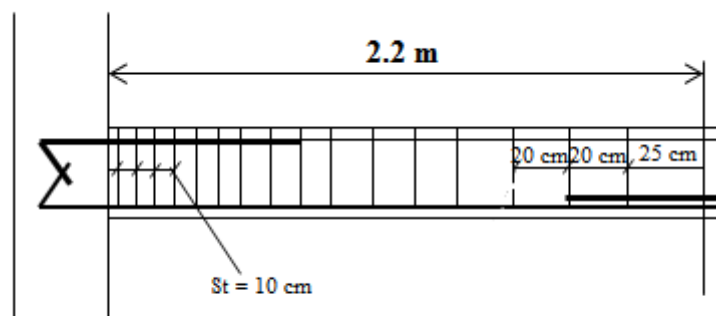


Figure 6.5. Répartition des armatures transversales

6.3. Voiles

6.3.1. Introduction

Pour la reprise des efforts horizontaux (séisme, vent, ..), il existe différents types de structures en béton armé :

- Structures autostables
- Structures contreventées

Pour ce projet, le bâtiment est stabilisé vis-à-vis du séisme par un contreventement mixte : voiles + portiques. Ce contreventement a une double mission :

- assurer la stabilité de l'ouvrage par rapport aux charges horizontales en les transmettant fidèlement jusqu'au sol,

- et limiter les déformations excessives de la structure porteuses afin d'éviter des dommages excessives dans les éléments non structuraux et des équipements.

Le ferrailage des voiles se fait conformément au règlement BAEL91. Quant aux vérifications, elles se font selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/2003).

6.3.2. Prescriptions exigées par le RPA99/version 2003

Aciers verticaux (Fig 6.5)

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA 99/Version2003. Décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal de béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être raccrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement)
- À chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $l/10$ de la largeur du voile, cet espacement est d'au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

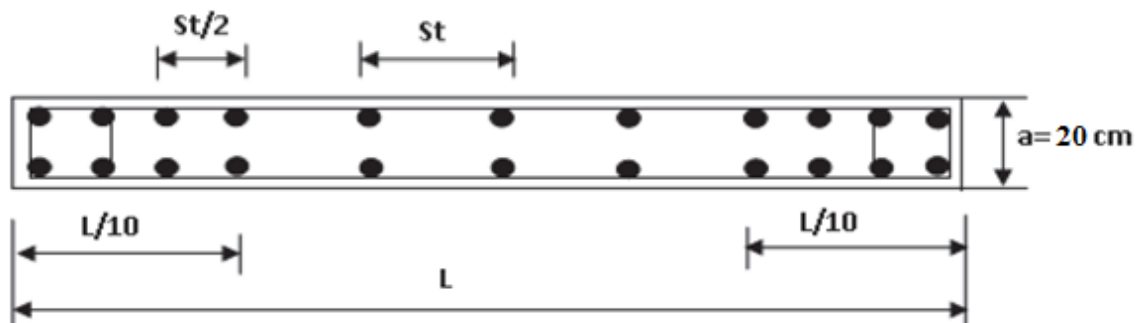


Figure 6.6. Schéma de disposition des armatures verticales des voiles (RPA99/2003)

Aciers horizontaux

Les armatures horizontales doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Les armatures horizontales doivent être disposées perpendiculairement aux faces du voile et munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où des talons de rigidité existent, les barres horizontales doivent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Prescriptions communes

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 %;

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

L'espacement des barres horizontales et verticales doit vérifier la condition suivante :

$$S_{t,max} = \min (1,5 e ; 30\text{cm})$$

6.3.3. Ferrailage des voiles

Les voiles pleins sont calculés en flexion composée en utilisant les combinaisons incluant l'action sismique (G+Q+E et 0.8 G-E).

Pour reprendre les sollicitations engendrées par ces combinaisons d'action, nous devons disposer dans les voiles en béton armé types d'armatures :

- des armatures verticales,
- et des armatures horizontales (plus des épingles).

Nous allons ferrailer nos voiles avec le même ferrailage selon toutes les parties.

Nous aurons donc quatre (04) types de voiles à ferrailer, à savoir :

- Type 1 = voiles de 1.7 m de longueur (V7, V9, V10, V11, V12, V14)
- Type 2 = voiles de 1.1 m de longueur (V1, V2, V3, V4)
- Type 3 = voiles de 3.4 m de longueur (V8, V13)
- Type 4 = voiles de 4.05 m de longueur (V5, V6)

Identification des voiles

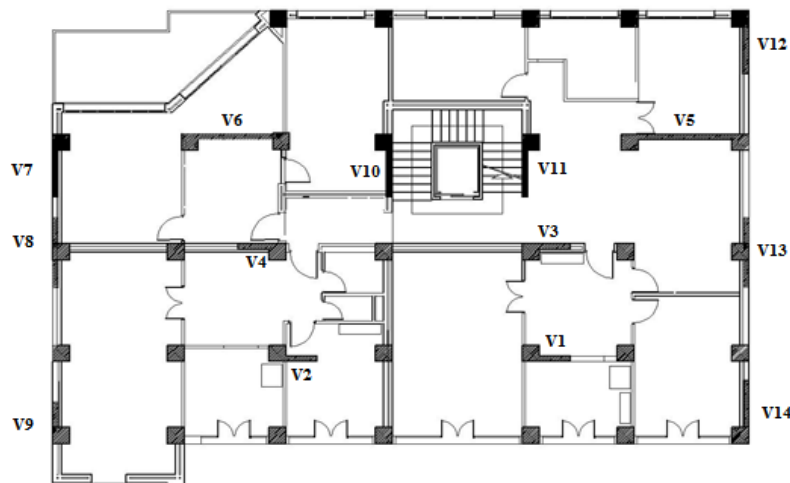


Figure 6.7. Identification des voiles

A. Armatures horizontales

Vérification au cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

Nous avons : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b d}$$

Avec :

h: hauteur totale de la section brute.

d : hauteur utile = 0.9 x h

b : épaisseur du voile

$$\bar{V} = 1.4 T_{\text{calculé}}$$

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$ Vérifiée \Rightarrow Les armatures horizontales ne sont pas nécessaires \Rightarrow nous prenons le minimum prescrit par le RPA99/2003.

Armatures minimales

$$A_{\min} (\text{RPA}) = 0,15\% b \times h.$$

Espacement :

L'espace doit être tel que : $S_t < S_{t,\max}$

En zone courante : $S_{t,\max} = \min (1,5 e ; 30\text{cm})$ avec : $e =$ épaisseur du voile.

En zone d'about ($L/10$) : $S_{t,\max} = S_t / 2$

B. Armatures verticales

Le calcul se fait pour des bandes de largeur (d) donnée par (Art 7.7.4 RPA 99/2003), soit :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}, \frac{2L'}{3} \right\}$$

Avec :

L' : longueur de la zone comprimée ;

h_e : hauteur entre nus des planchers.

Les contraintes maximales dans les voiles sont déterminées à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) par les formules suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{MV}{I}$$

Avec :

- N : effort normal appliqué.
- M : moment fléchissant appliqué.
- Ω : section transversale du voile.
- I : moment d'inertie.
- V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre extrême.

Nous distinguons trois cas de sollicitation

➤ 1^{er} cas : $(\sigma_1 ; \sigma_2) > 0 \rightarrow$ Section entièrement comprimée $\rightarrow N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} * d * e$

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue). La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA99/2003 ($A_{\min} = 0,20 \times e \times L$).

➤ 2^{ème} cas : $(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0 \rightarrow$ Section entièrement tendue $\rightarrow N' = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} * d * e$

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

La section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée). Nous calculons le volume des contraintes de traction F_t , d'où la section des armatures verticales $A_v = F_t/f_e$.

Deux cas se présentent donc :

- Si : $A_v \leq A_{\min} = 0,20\% \times e \times L$, nous ferrillons avec la section minimale.
- Si : $A_v > A_{\min}$, nous ferrillons avec A_v .

➤ **3^{ème} cas : (σ_1 ; σ_2) sont de signes différents → Section partiellement comprimée**
 → $N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} * d * e$

La section du voile est partiellement comprimée. Nous calculons les contraintes pour la zone tendue (Fig 6.8).

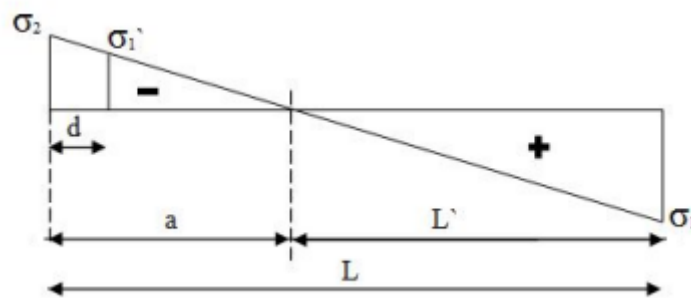


Figure 6.8. Diagramme d'une SPC

- Détermination de la bande verticale d

Le calcul de la bande se fait à partir des formules suivantes :

$$\begin{cases} a = L * \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \\ L' = L - a \end{cases}$$

D'où : $d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}, \frac{2L'}{3} \right\}$

- Calcul des sollicitations de la bande

$$\begin{cases} \sigma'_1 = \sigma_1 = \frac{N'}{\Omega'} + \frac{M' V'}{I'} \\ \sigma'_2 = \sigma_2 = \frac{N'}{\Omega'} + \frac{M' V'}{I'} \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} V' = \frac{d}{2} \text{ et } \sigma_2 = 0 \\ \Omega' = e * d \\ I' = \frac{e * d^3}{12} \end{cases}$$

Pour obtenir les sollicitations N' et M' de la bande, il suffit de résoudre une équation à deux inconnues.

Détermination des armatures verticales (Fig 6.8)

Excentricité : $e_0 = \frac{M'}{N'}$

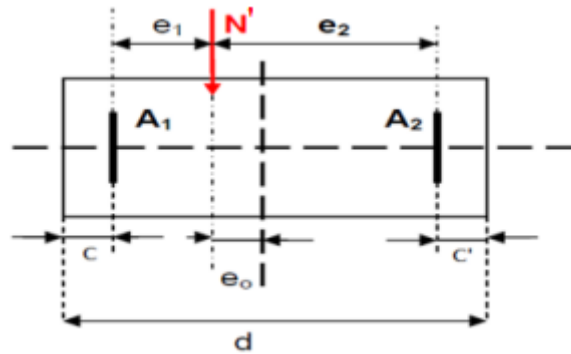


Figure 6.9. Schéma descriptif de la section du voile

Avec : $c = 5 \text{ cm}$; $c' = 10 \text{ cm}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c'$$

Nous avons donc :

$$A_1 = \frac{N' \cdot e_2}{(e_1 + e_2) \cdot f_e}$$

$$A_2 = \frac{N' \cdot e_1}{(e_1 + e_2) \cdot f_e}$$

$$A_v = A_1 + A_2$$

$$A_v / \text{face} / \text{ml} = \frac{A_v}{(2 \cdot d)}$$

C. Épingles

En plus des armatures horizontales, nous devons ajouter des épingles en nombre au moins 4 épingles par mètre carré. Celles-ci servent à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

Exemple de calcul : (Type 1)

- i. Caractéristiques géométriques du voile
- Longueur du voile : $L = 1.7 \text{ m}$
 - Épaisseur du voile : $e = 0.2 \text{ m}$
 - Hauteur d'étage : $h_c = 4.08 \text{ m}$

ii. Sollicitations appliquées pour la détermination du ferrailage du voile

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 59.98 \text{ kN} \\ N_{(0,8G - Ey)} = 1154.67 \text{ kN} \\ M_{(0,8G - Ey)} = 55.63 \text{ kN.m} \\ N_{(G+Q+Ey)} = 1709.42 \text{ kN} \end{array} \right.$$

iii. Armatures horizontales

Vérification au cisaillement :

$$d = 0,9 \times h = 1.53 \text{ m} ; \quad b = 0.20 \text{ m.}$$

$$\tau_b = 0.27 \text{ MPa} < \overline{\tau}_b = 5 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures horizontales ne sont pas nécessaires, nous prenons le minimum prescrit par le RPA99/2003.

$$A_{t,\min} (\text{RPA}) = 0,15\% b \times h = 5.1 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t,\min}/\text{face/ml} = 0.75 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow 3\text{HA8}$$

Avec un espacement égale à :

- $S_{t,\max} = \min (1,5 e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ (en zone courante)
- $S_{ta} = S_t / 2 = 15 \text{ cm}$ (en zone d'about sur une longueur égale à $L/10$)

$$\text{Nous aurons donc : } 3\text{HA8} / : S_{t,\max} = 30\text{cm}$$

iiii. Armatures verticales

- Détermination des contraintes : Sous la combinaison 0.8G+E

$$\left\{ \begin{array}{l} \Omega = e * L = 0.34 \text{ m}^2 \\ I = \frac{e * L^3}{12} = 0.08188 \text{ m}^4 \\ V = \frac{L}{2} = 0.85 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{Les calculs donnent : } \sigma_1 = 2.818 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 3.973 \text{ MPa}$$

Section entièrement comprimé

$$\text{Donc : } A_{\text{calculée}} = 0.2\% e L = 6.8 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A}_{\text{choisi}} = \text{Max} [A_{\text{RPA}} ; A_{\text{calculée}}] = [15.2 ; 6.8] = 15.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement } S_t = 17 \text{ cm} \leq S_{t,\max} .$$

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Le RPA 99/version 2003 exige qu'à chaque extrémité du voile l'espacement des barres soit être réduit de moitié sur $l/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à

15 cm.

Ainsi, nous obtenons :

$$10T14 / S_t = 17 \text{ cm. } S_{ta} = 8.5 \text{ cm.}$$

iiii. Vérification à la compression du béton (G+Q+E)

Sous cette combinaison, nous obtenons :

$$\sigma = \frac{N}{S} = 5.02 \text{ MPa} \leq f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Compression est vérifiée.}$$

Selon le RPA99/2003, nous devons ajouter 4 épingles/m². La section totale du voile plein est égale à : $S = 0.34 \text{ m}^2 \rightarrow 2 \text{ épingles}$

D. Récapitulatif des sections des voiles

Armatures horizontales (Tab 6.12)

Tableau 6.12. Récapitulatif des sections d'armatures horizontales des voiles

Types	T [kN]	τ_b [MPa]	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	$A_{t,min}/\text{face/ml}$ [cm ²]	Choix des armatures
1	59.98	0.27	5	vérifiée	0.75	3HA8
2	21.28	0.107		vérifiée	0.49	2HA8
3	23.69	0.054		vérifiée	1.5	4HA8
4	100.52	0.19		vérifiée	1.78	4HA8

Armatures verticales (Tab 6.13)

Tableau 6.13. Récapitulatif des sections d'armatures verticales des voiles

Types	N [kN]	M [kN.m]	L [m]	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	$A_{calculé}$ [cm ²]	A_{min} [cm ²]	$A_{adoptée}$ [cm ²]	Choix des armatures
1	1154.67	55.63	1.7	2.818	3.973	10.78	15.2	15.2	10HA14
2	1232.74	26.036	1.1	4.957	6.249	6.98	10.40	10.40	7HA14
3	1317.87	110.018	3.4	1.652	2.224	21.55	28.80	28.80	10HA20
4	2284.97	255.307	4.05	2.354	3.288	25.38	34.00	34.00	11HA20

Vérification à la compression du béton (Tab 6.14)

Tableau 6.14. Vérification à la compression du béton

Types	$N_{(G+Q+E)}$ [MN]	S [m ²]	σ [MPa]	$\sigma \leq f_{c28}$	Nombre des épingles
1	1.709	0.34	5.02	vérifiée	2
2	1.857	0.22	8.44	Vérifiée	1
3	1.856	0.68	2.72	Vérifiée	3
4	3.371	0.81	4.16	Vérifiée	4

E. Schéma du ferrailage :

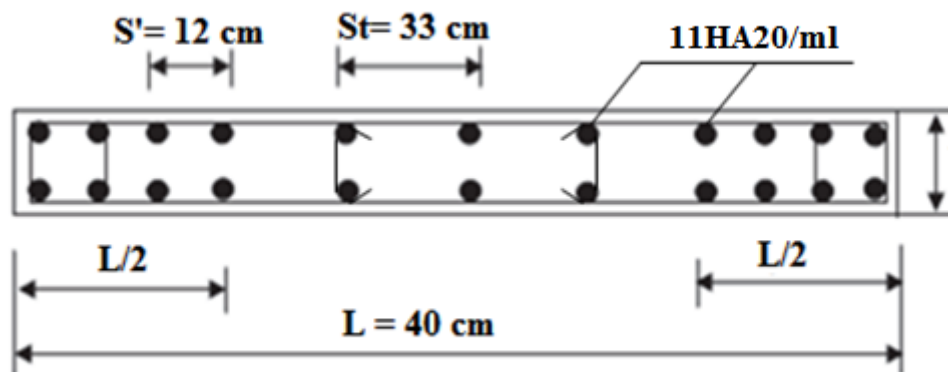


Figure 6.10. Détails de ferrailage du voile type 4




Chapitre 7

Etude de l'infrastructure

7.1. Introduction.

7.2. Etude géotechnique.

7.3. Etude du voile périphérique.

7.4. Calcul des fondations.

7.1. Introduction

Une fondation représente la structure de transition permettant de transmettre au sol l'ensemble des charges de la superstructure. Elle joue donc un rôle particulier car c'est de sa bonne réalisation que résulte la tenue de l'ensemble.

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous:

1. Les sollicitations dues à la superstructure, et qui sont:
 - les forces verticales ascendantes et descendantes,
 - les forces obliques,
 - les forces horizontales,
 - et les moments de torsion et de flexion.
2. Les sollicitations dues au sol, à savoir:
 - les forces verticales ascendantes et descendantes,
 - les forces obliques (adhérence, remblai,...).

Les massifs de fondation doivent être stables, c'est-à-dire qu'ils ne donnent lieu ni à des tassements, ni à des glissements sous l'action des efforts qu'ils supportent.

Lorsque les tassements sont différentiels, ils peuvent faire apparaître des fissures dans les murs et les dalles. Pour éviter ces phénomènes, il faut toujours adapter les massifs de fondation à la nature du terrain et au type d'ouvrage à supporter.

L'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour faire fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

7.2. Etude géotechnique

Reconnaissance

Quelle que soit l'importance d'une construction, on doit identifier le sol qui supportera les fondations et pouvoir en estimer les capacités de résistance. Ainsi, tout projet quel qu'il soit doit commencer par une reconnaissance approfondie du sol.

Présentation du site

Le terrain destiné à recevoir le bloc faisant l'objet de cette étude est situé dans la wilaya de Bouira. Il est composé d'une couche de terre végétale en surface.

Reconnaissance géotechnique du sol

Pour mener à bien cette étude, deux campagnes de reconnaissance, l'une in situ et l'autre au laboratoire ont été menées conjointement.

Essai in situ

Les essais in situ sont des investigations exécutées en milieu naturel sur les emplacements où les travaux sont prévus.

a- Sondages carottés

Les sondages carottés sont des puits profonds qui permettent de :

- Connaître les différentes couches constituant le site sur lequel sera implanté notre bâtiment.
- Prélever des échantillons, afin de les soumettre aux essais de laboratoire.

Quatre sondages carottés ont été exécutés dans le but de connaître la nature des formations géologiques du terrain, et de prélever des échantillons pour des analyses au laboratoire.

Les résultats du sondage sont représentés sur la figure 7.1

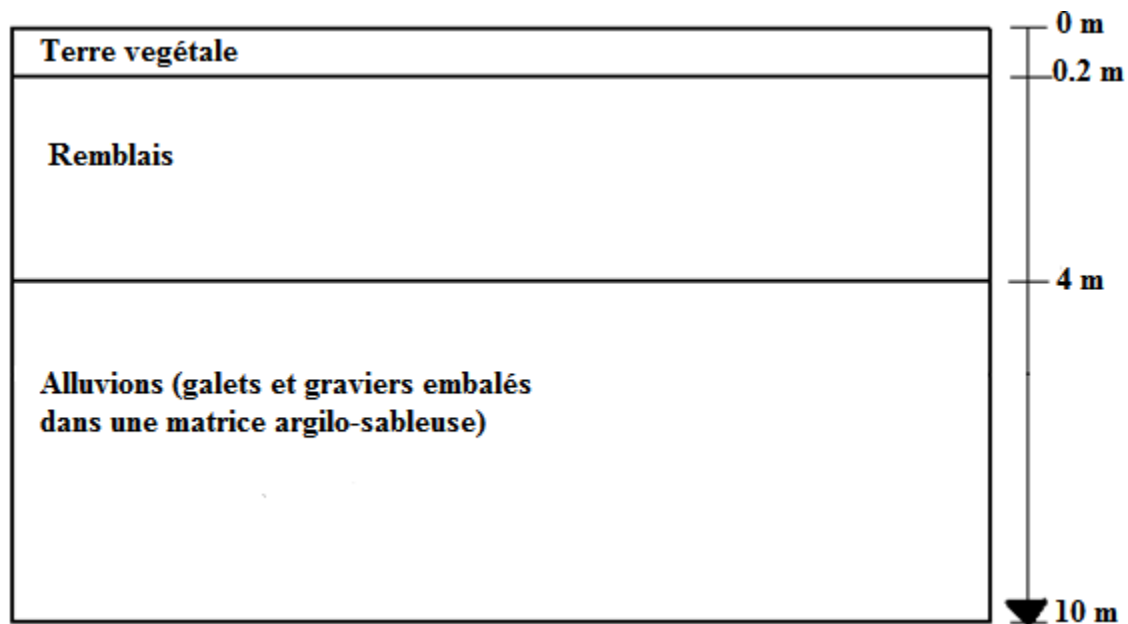


Figure 7.1. Résultats du sondage

b- Essai de pénétration dynamique

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol un train de tige muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un montant tombant en chute libre d'une hauteur donnée, il permet de mesurer la résistance à l'enfoncement en fonction de la profondeur.

Cet essai fournit la résistance dynamique de pointe du sol (R_d) donné conventionnellement par la formule :

$$R_d = \frac{N}{L} * \frac{M^2 * H}{M' + M} * \frac{1}{A}$$

M : masse du mouton en kg.

N : nombre de coups nécessaires pour un enfoncement.

L : enfoncement de référence = 20cm.

M' : masse des tiges en kg.

A : section droite de la pointe (m²).

H : hauteur de chute (cm).

Les résultats sont présentés sous forme graphique. La profondeur est positionnée en ordonnée et la résistance dynamique (R_d) de pointe en abscisses.

A partir de ces courbes obtenues, il est possible de déterminer la position de la couche résistante, ainsi que la contrainte admissible du sol.

La contrainte admissible du sol est déduite de la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{R_d}{X}$$

X : coefficient réducteur dépendant de la nature du sol et de l'appareillage utilisé.

R_d : résistance dynamique de pointe minimale.

Le taux de travail du sol est donc :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$$

Essai au laboratoire

A partir des échantillons prélevés, nous procédons à la détermination des caractéristiques physiques et mécaniques par des analyses au laboratoire.

7.3. Etude du voile périphérique

Afin de donner à la partie enterrée de la construction (sous-sol) plus de rigidité et la capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé d'un double quadrillage d'armature.

7.3.1. Pré dimensionnement

D'après l'article 10.1.2 du RPA2003, l'épaisseur minimale du voile est de 15cm, et d'après l'article 7.7.1 du RPA2003, l'épaisseur du voile est déterminé en fonction de la hauteur libre du sous-sol et des conditions de rigidité aux extrémités :

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right)$$

$$\Rightarrow e \geq 17.9 \text{ cm}$$

Conclusion :

Nous choisissons :

- $e = 20 \text{ cm}$
- Armatures constituées de deux nappes
- Pourcentage minimum d'armatures de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Recouvrement de 40φ pour les renforcements des angles

7.3.2. Modélisation et calcul du voile périphérique

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres et travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

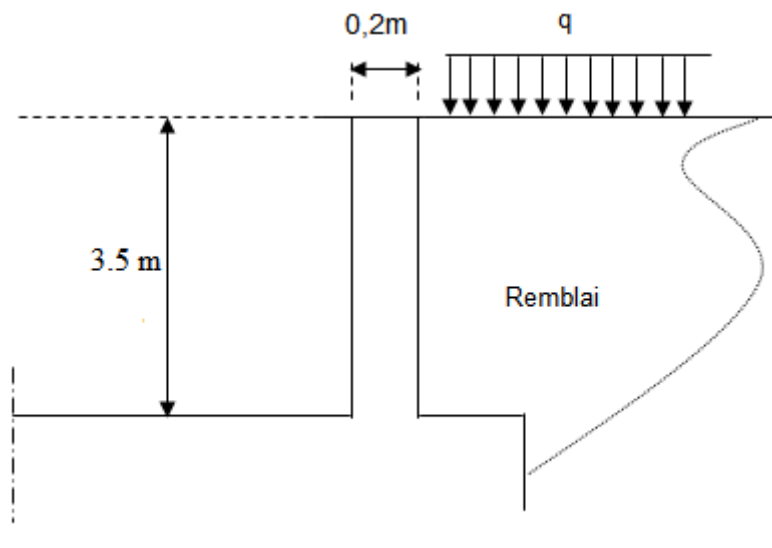


Figure 7.2. Les différentes charges et surcharges qui sollicitent le voile périphérique

Poussée due aux terres :

Poussée des terres équilibrée (pas de déplacement en tête)

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma_h \cdot z$$

Avec : σ_h : contrainte horizontale.

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos ($K_0 = 0,5$).

γ_h : poids volumique humide du sol ($\gamma_h = 18 \text{ kN/m}^3$).

$0 \leq z \leq 3.5 \text{ m}$:

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma_h \cdot z$$

Pour : $z = 3.5 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = 31.5 \text{ kN/m}^2$.

Poussée due aux surcharges :

Une contrainte éventuelle d'exploitation $q=5\text{kN/m}^2$

$$\sigma_q = K_0 \cdot q$$

$$\Rightarrow \sigma_q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Contrainte totale

$$\sigma_{\text{tot}} = \sigma_h(z) + \sigma_q$$

$$\text{Nous trouvons : } \sigma_{\text{tot}}(z) = \begin{cases} 0 & \text{pour } z = 0 \\ 34.00 \text{ kN/m}^2 & \text{pour } z = 3.5 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Les charges uniformément réparties appliquées sur les voiles sont :

$$P = \sigma_{\text{tot}} = 34.00 \text{ kN / m}^2.$$

7.3.3. Ferrailage du voile périphérique

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration très préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$l_x = 3,5 \text{ m} \quad l_y = 4.9 \text{ m}$$

- Suivant la petite portée : $M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$
- Suivant la grande portée : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.7$$

ELU

$$\mu_x = 0.068$$

$$\mu_y = 0.436$$

$$M_{0x} = 28.32 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_{0y} = 9.79 \text{ kN.m}$$

Panneau intermédiaire

$$M_{\text{tr}} = 0,75 M_0$$

$$M_{\text{app}} = 0,5 M_0$$

Récapitulatif des moments selon les deux sens :

Tableau 7.1. Sollicitation de calcul du voile périphérique

	Moment « sens x-x » [kN.m]		Moment « sens y-y » [kN.m]	
	Appuis	Travée	appuis	travée
ELU	14.16	21.24	4.90	7.34

Les résultats du ferrailage sont donnés dans le tableau suivant pour 1 mètre linéaire :

Tableau 7.2. Ferrailage du voile périphérique sur appui et en travée

	Sur appui [cm ²]	En travée [cm ²]	Section minimale [cm ²]
Suivant X	2.30	3.47	2.00
Suivant Y	0.79	1.18	2.00

Conclusion

Nous disposons donc deux nappes d'armatures avec 5HA10 / St=20 cm verticalement et horizontalement en travée et sur appuis (par mètre linéaire).

Schéma de ferrailage du voile périphérique

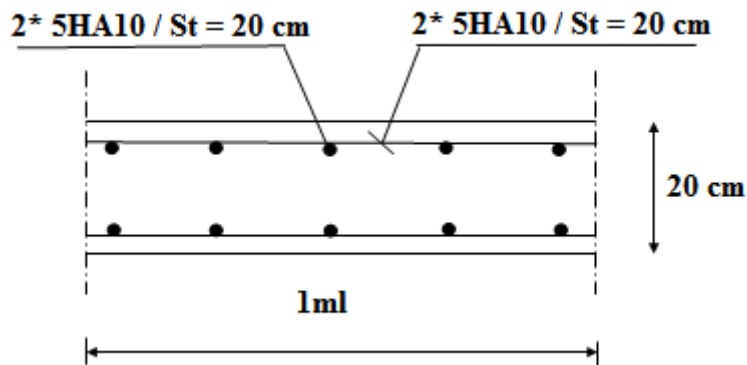


Figure 7.3. Croquis du ferrailage de voile périphérique

7.4. Calcul des fondations

7.4.1. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant deux critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale du bâtiment.
- Solution économique et facile à réaliser.
- Type de construction.
- Caractéristique du sol.
- Charge apportée par structure.

En ce qui concerne pour notre ouvrage, deux cas peuvent se présenter :

- Semelles filantes.
- Radier général.

Pour choisir le type de fondation approprié on doit vérifier la surface totale nécessaire pour la semelle, pour ce faire nous devons calculer l'effort transmis au sol. Il est égal à :

$$N_u = 63533.265 \text{ kN}$$

Détermination de la surface du radier

La surface totale nécessaire pour la fondation est :

$$S_{\text{nécessaire}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}} = 318.66 \text{ m}^2$$

Le rapport entre la surface totale des fondations et la surface du bâtiment vaut :

$$\frac{S_{\text{nécessaire}}}{S_{\text{bat}}} = 0.88$$

$S_{\text{nécessaire}} > 0.5 * S_{\text{bat}}$; Donc une fondation de type radier s'impose.

La surface totale des fondations occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, en finalité nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

Le radier est une fondation superficielle de grandes dimensions occupant la totalité de la surface de la structure.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure
- La réduction des tassements différentiels
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol
- La facilité d'exécution

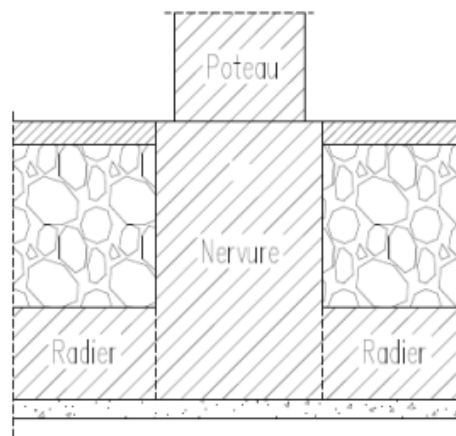


Figure 7.4. Coupe transversale au niveau du radier

7.4.2. Prédimensionnement du radier

Détermination de la hauteur

Condition forfaitaire

$$\frac{L}{25} \leq h_r \leq \frac{L}{20}$$

Avec : L : le plus grand coté du panneau le plus grand.

Donc : L = 4,9 m

$$19.6 \text{ cm} \leq h_r \leq 24.5 \text{ cm}$$

Condition de non cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{u,max}}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } b_0 = 1 \text{ m.}$$

Nous allons calculer avec le plus grand panneau :

$$V_{u x} = \frac{P}{2L_y + L_x}$$

$$V_{u y} = \frac{P}{3L_y}$$

Nous avons: $P = Q * L_y * L_x = 3.88 \text{ MN}$

$$V_{u x} = 0.28 \text{ MN}$$

$$V_{u y} = 0.29 \text{ MN}$$

Donc : $d \geq \frac{V_{u,max}}{b_0 * \bar{\tau}_u} = 0.25 \text{ m} \dots \dots \dots h_r \geq 28 \text{ cm}$

Condition de non poinçonnement

Nous avons: $a = 0.2 \text{ m}$ et $b = 4,9 \text{ m}$

$$Q_u \leq 0.045 U_c * h * f_{c28}$$

$$Q_u \leq 3.251 \text{ MN}$$

U_c : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier (Fig 7.5)

Ligne moyenne

$$U_c = 2 * (a' + b')$$

$$a' = a + h_r$$

$$b' = b + h_r$$

$$U_c = 2(a + b + 2 * h_r)$$

$$Q_u \leq 0.045 (a + b + 2 * h_r) * h_r * f_{c28}$$

Donc : $h_r \geq 48 \text{ cm}$

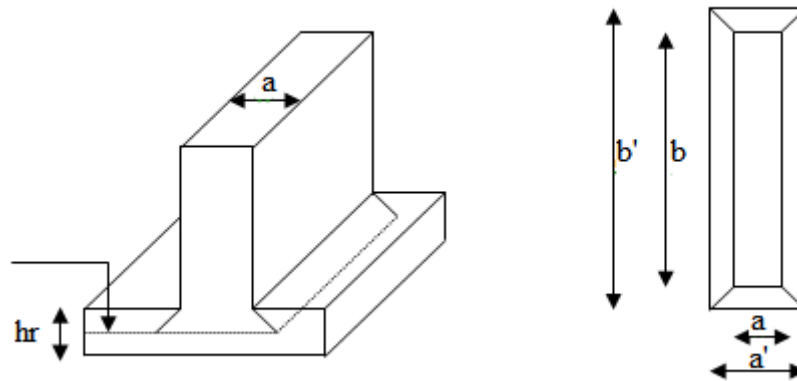


Figure 7.5. Surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier

Condition de non rigidité

Vérification de la raideur du radier : $L < \frac{\pi}{2} * l_e$

L: le plus grand coté du panneau le plus grand.

Donc: $L = 4,9 \text{ m}$.

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K}} \quad ; \quad E=32160 \text{ MPa.} \quad ; \quad K= 60 \text{ MN/m.}$$

l_e : Longueur d'élasticité.

E : Module d'élasticité.

K : Coefficient de raideur.

$$h_r = \left[\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4 \right]^{1/3} \Rightarrow h_r = 81 \text{ cm} \rightarrow \text{donc la disposition des nervures est une solution obligatoire pour rendre le radier rigide.}$$

Choix de l'épaisseur du radier

Nous adopterons pour la hauteur du radier : 50 cm

- Hauteur de la nervure $h = 100 \text{ cm}$
- Enrobage $c = 5 \text{ cm}$

7.4.3. Caractéristiques géométriques du radier

Détermination de la surface du radier

La surface de notre radier est composée de la surface totale du bâtiment plus un débord de 1m
 Choisi de façon à rapprocher le centre de masse du radier du centre de masse du bâtiment
 (Point d'application de l'effort normal) pour éviter les tassements différentiels.

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} .$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 361.788 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{débord}} = 1 \times L_{\text{périphérique}} = 79.62 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 441.41 \text{ m}^2$$

Centre de masse du radier

$$\begin{cases} X_{\text{GR}} = 12.81 \text{ m} \\ Y_{\text{GR}} = 9.23 \text{ m} \end{cases}$$

Calcul des inerties

$$\begin{cases} I_x = 18545.96 \text{ m}^4 \\ I_y = 7555.45 \text{ m}^4 \end{cases}$$

7.4.4. Détermination des charges et surcharges

- Superstructure

$$G = 37756.92 \text{ kN}$$

$$Q = 7191.30 \text{ kN}$$

- Voile périphérique

$$G = e \times h \times l \times 25 = 0,2 \times 3,5 \times 79.62 \times 25 = 1393.35 \text{ kN.}$$

- Radier

$$G_r = S_{\text{radier}} \times h_r \times 25 = 441.41 \times 0,50 \times 25 = 5517.63 \text{ kN.}$$

Aussi, il en découle :

$$G_{\text{totale}} = 44667.90 \text{ kN.}$$

$$Q_{\text{totale}} = 9398.35 \text{ kN.}$$

7.4.5. Vérifications du radier

Les vérifications nécessaires recommandées par les règlements en vigueur sont :

Vérification à l'effet de sous-pression

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous-pression hydrostatique. La condition suivante doit être vérifiée :

$$N \geq \gamma_w * S * Z * F_s$$

Avec :

- S : Surface du radier ;
- Z = 5.0 m : Hauteur d'ancrage ;
- γ_w : Poids spécifique de l'eau ;
- $F_s = 1.5$: Coefficient de sécurité.

$$\gamma_w * S * Z * F_s = 33105.75 \text{ kN} \leq N = 37756.92 \text{ kN}$$

Donc, les sous-pressions ne sont pas à craindre.

Vérification des contraintes

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatible avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdal. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4}$$

σ_{max} et σ_{min} sont respectivement les contraintes de compression maximale et minimale normales à la semelle.

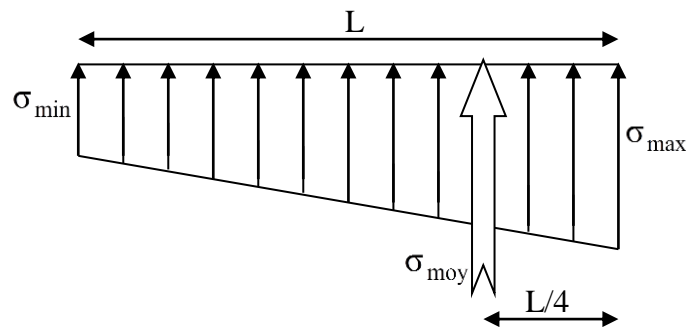


Figure 7.6. Diagramme des contraintes de compression normales à la semelle

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{max;min} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Les efforts transmis au sol sont :

$$G_{batiment} + G_{radier} = 44667.90 \text{ kN.}$$

$$Q_{batiment} = 9398.35 \text{ kN.}$$

$$M_y = M_{y,base} + V_x \times h_{ancrage} = 13083.179 \text{ kN.m}$$

$$M_x = M_{x,base} + V_y \times h_{ancrage} = 12955.307 \text{ kN.m}$$

Calcul des contraintes sous G+Q+E (vérification des contraintes max)

Sens X-X :

$$N = G+Q+E = 54.07 \text{ MN} ; M = 12.96 \text{ MN.m} ; I_y = 7555.45 \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 0.14 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = 0.10 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.13 < \sigma_{\text{sol,admi}} \dots \text{condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

$$N = G + Q + E = 54.07 \text{ MN} ; M = 13.08 \text{ MN.m} ; I_x = 18545.96 \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 0.13 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = 0.12 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.13 < \sigma_{\text{sol,admi}} \dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul des contraintes sous 0,8G+E (vérification au soulèvement)

Sens X-X :

$$N = 0.8 G + E = 35.73 \text{ MN} ; M = 12.96 \text{ MN.m} ; I_y = 7555.45 \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 0.10 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = 0.06 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.09 < \sigma_{\text{sol,admi}} \dots \text{condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

$$N = 0.8 G + E = 35.73 \text{ MN} ; M = 13.08 \text{ MN.m} ; I_x = 18545.96 \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 0.09 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = 0.07 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.085 < \sigma_{\text{sol,admi}} \dots \text{condition vérifiée.}$$

7.4.6. Ferrailage du radier

- Le ferrailage du radier se calcule sous les sollicitations maximales obtenues par application de la combinaison la plus défavorable.
- Le calcul sera mené par les moments isostatiques du panneau dalle dont les dimensions sont importantes.
- Nous ferons le calcul pour une bande de 1 m, d'épaisseur h=50cm.
- Le radier se calcule comme une dalle renversée, en flexion simple, la fissuration étant considérée comme très préjudiciable, et les calculs seront menés selon les prescriptions du BAEL, donc le ferrailage est calculé à ELS.

Nous allons calculer avec le panneau du radier le plus grand (4.51 x 4.90).

INFRASTRUCTURE

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.9 > 0.4$; Le panneau travaille dans les deux sens avec les moments de flexion suivants :

- Suivant la petite portée : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_x \cdot l_x^2$
- Suivant la grande portée : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Avec : $\mu_x = 0.053$

$$\mu_y = 0.846$$

μ_x ; μ_y : coefficients donnés en fonction de l_x et l_y .

l_x , l_y : Portées entre nus d'appuis de la dalle avec la continuité qui est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires :

En travée

Pour un panneau continu

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y}$$

Pour un panneau de rive

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y}$$

Sur appui (continu)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x}$$

Sur appui (rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_{0x}$$

Les efforts tranchants maximaux qui se situent au milieu des bords de la dalle sont donnés par:

- Au milieu du bord l_y : $T_{\max} = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{2 \cdot l_y + l_x}$
- Au milieu du bord l_x : $T_{\max} = \frac{q \cdot l_x}{3}$

Pour tenir compte de la continuité, nous augmentons l'effort tranchant voisin de rive de 15%.

Tableau 7.3. Valeurs des moments et des efforts tranchant à l'ELS

	Valeur de μ	Moments isostatiques [kN.m/ml]	Moments en travée [kN.m/ml]	Moments en appui [kN.m/ml]		T [kN]	1.15 T [kN]
				continu	Rive		
Suivant X	0.053	115.07	97.81	57.56	34.52	176.88	203.42
Suivant Y	0.846	97.34	82.73	57.56	34.52	171.90	197.68

Les résultats de ferrailage sont donnés dans le tableau suivant (l'enrobage est de 5cm).

Tableau 7.4. Ferrailage à l'ELS de la table du radier

Section d'armature [cm ²]	En travée		Sur appui	
	A _{sc} [cm ²]	A _{st} [cm ²]	A _{sc} [cm ²]	A _{st} [cm ²]
Suivant X	0	6.36	0	3.71
Suivant Y	0	5.36	0	3.71

Le ferrailage retenu figure dans le tableau 7.5.

Tableau 7.5. Ferrailage adopté pour la table du radier

	Choix d'armature	
	En travée	Sur appui
Suivant X	5HA16	4HA14
Suivant Y	5HA14	4HA14

Ferrailage du débord : Le ferrailage du débord est le prolongement des armatures adoptées pour les panneaux du radier.

Condition de non fragilité

La condition de non fragilité est satisfaite car :

$$\rho = \frac{A_s}{b h} = \frac{6.16}{0.6 \cdot 1} \cdot 10^{-4} = 0.1026\% > \rho_{\min} = 0.08\%$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{1.15 T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{0.20342}{0.5 \cdot 1} = 0.41 < \bar{\tau}_b = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

A partir de ces résultats, nous constatons qu'il n'y a pas de risque de cisaillement. Aussi les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

7.4.7. Ferrailage des nervures

Le calcul des nervures se fait comme pour une poutre continue. Le ferrailage est déterminé pour la poutre la plus sollicitée. Il s'agit de la poutre intermédiaire et comportant 6 travées suivant l'axe x-x et 4 travées suivant l'axe y-y.

7.4.7.1. Dimensionnement des nervures

Le dimensionnement des nervures se fait comme pour les sections en T avec les notations suivantes (Fig 7.7)

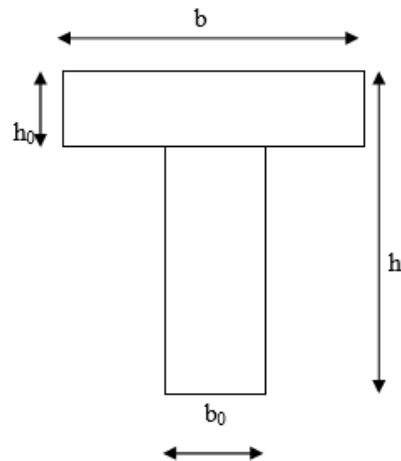


Figure 7.7. Détail de la section des nervures

Avec :

$h_0 = 50$ cm : correspond à l'épaisseur du radier.

b_0 : correspond à la plus grande dimension du poteau $b_0 = 50$ cm.

b_1 : cette largeur à prendre en compte de chaque côté de la nervure ne doit pas dépasser :

- le 1/6 de la distance entre points de moment nul, pour la poutre continue ça équivaut à prendre, le 1/10 de la portée.
- la moitié de l'intervalle existant entre deux faces parallèles de deux nervures consécutives.

On prendra donc :

$b_0 = 50$ cm.

$b_1 = 40$ cm.

$b = 130$ cm.

$h_0 = 50$ cm.

$h = 100$ cm.

7.4.7.2. Evaluation des charges

Les charges équivalentes réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par la méthode des lignes de rupture. La charge correspondante d'un panneau du radier revenant à la nervure qui lui est adjacente est évaluée comme ce qui suit (Tab 7.6)

Tableau 7.6. Transmission des charges triangulaires et trapézoïdales

Elément	Trapèze	Triangle
P_v	$(1 - \alpha/2) \frac{p l_x}{2}$	$\frac{p l_x}{4}$
P_M	$(1 - \alpha^2/3) \frac{p l_x}{2}$	$\frac{p l_x}{3}$

Avec :

P_v : charge uniforme équivalente pour le calcul de l'effort tranchant.

P_M : charge uniforme équivalente pour le calcul du moment fléchissant.

La transmission des charges pour un panneau dalle portant suivant les deux sens, est faite comme ce qui suit (Fig 7.8)

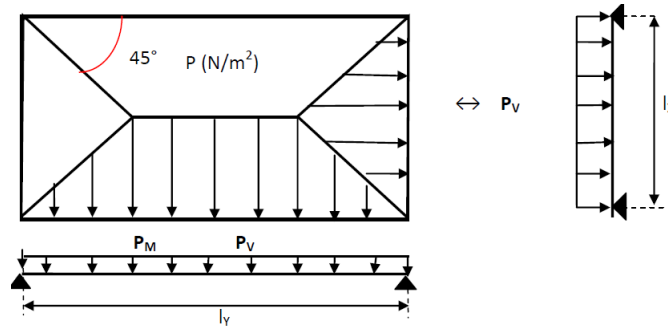
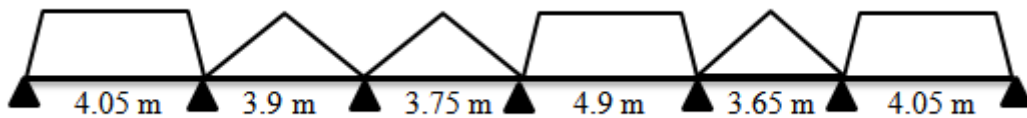


Figure 7.8. Transmission des charges aux nervures

La poutre continue la plus sollicitée dans le sens Y et le sens X, reçoit les efforts comme illustré ci-dessous (lignes de rupture) :

Poutre à 6 travées « sens x-x »



Poutre à 4 travées « sens y-y »



Le calcul des nervures se fait par la méthode forfaitaire comme pour une poutre continue. On utilisera pour tenir compte des moments de continuités les coefficients donnés par le BAEL : Les moments d'inertie doivent vérifier les conditions suivantes :

- 1) $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \begin{cases} (1 + 0.3 \alpha) M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$
- 2) $M_t \geq \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \rightarrow$ pour une travée intermédiaire
- 3) $M_t \geq \frac{1,2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \rightarrow$ pour une travée de rive
- 4) M_a (moment sur appui intermédiaire) au moins égale à :

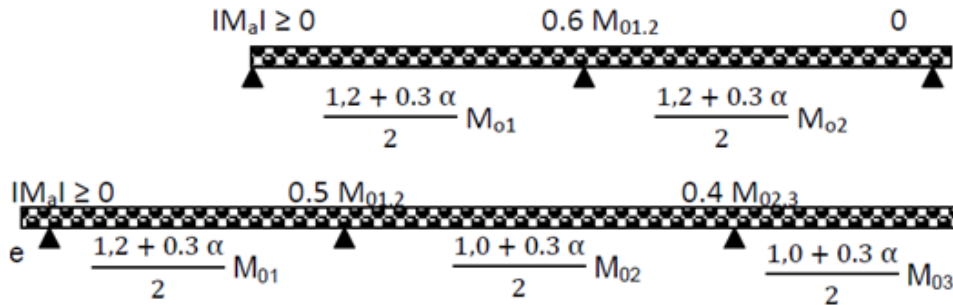
}		M _a	0.6M ₀ → poutre à deux travées
			0.5M ₀ → appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
			0.4M ₀ → appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

Avec :

$$\alpha = \frac{q}{(q+g)} = \frac{\text{Charges d'exploitation}}{\text{Charges d'exploitation} + \text{charges permanentes}} = 0$$

(Car $q=0$, il n'y a pas de charge d'exploitation appliquée directement sur le radier)

Résumé :



$M_0 = \frac{p l^2}{8}$: Moment de la travée isostatique (travée de comparaison).

M_t : Moment en travée de la poutre continue.

M_e, M_w : Moment de droite et de gauche respectivement de la poutre continue.

$M_0^{w,e}$: Max entre les deux moments isostatiques des deux poutres à droite (e) et à gauche (w) de l'appui considéré.

Pour le ferrailage du reste des nervures, nous prenons en considération les moments extrêmes sur appui et en travée. Les résultats obtenus sont donnés par le tableau 7.7.

Tableau 7.7. Sollicitations maximales dans la nervure A-A

" Nervure A-A "	
Moment max sur appui [kN.m]	991
Moment max en travée [kN.m]	2741

Le calcul du ferrailage est fait en considérant une section en T en travée, et une section rectangulaire sur appui (Fig 7.9).

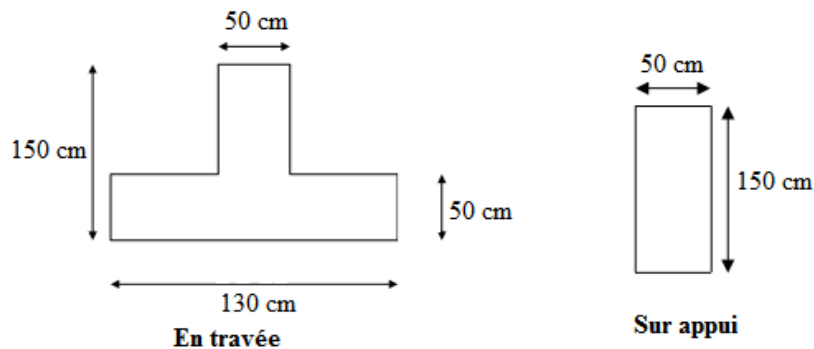


Figure 7.9. Sections de calcul sur appui et en travée

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 7.8. Sections d'armatures de la nervure la plus sollicitée

	Section d'armatures [cm ²]		
	Sur appui	En travée	CNF
“ Nervure A-A ”	20.34 (8HA20)	60.52 (16HA25)	9.63

Avec : $A_{s,min} = 0.23 b d f_{t,28}/f_c$

Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement $\tau_{u,max}$ doit vérifier la condition :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{2.085}{0.50 * 1.45} = 2.87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Calcul des armatures de cisaillement

En prenant un cadre et un étrier de diamètre $\Phi_t = 12 \text{ mm}$; nous déduisons :

$$A_t = 4 \times \Phi_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

Calcul des espacements S_t :

Prescription du RPA 2003 (Art 7-5-2-2) :

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- En zone nodale : $S_{t,max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) = 24 \text{ cm}$
- En zone courante : $S_{t,max} = \frac{h}{2} = 75 \text{ cm}$

Nous opterons donc pour un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$ en toute section de la nervure.

Nous devons vérifier la condition d'armatures transversales imposée par le RPA 2003 :

$$A_{t,min} = 0.003 * S_t * b_0 = 3 \text{ cm}^2 \leq A_t \quad \text{Vérifiée.}$$

Ferrailage retenu :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 4.52 \text{ cm}^2. \\ 1 \text{ cadre HA12} + 1 \text{ étrier HA12.} \\ S_t = 20 \text{ cm en toute section.} \end{array} \right.$$

Le schéma de ferrailage des nervures est représenté dans la figure ci-dessous.

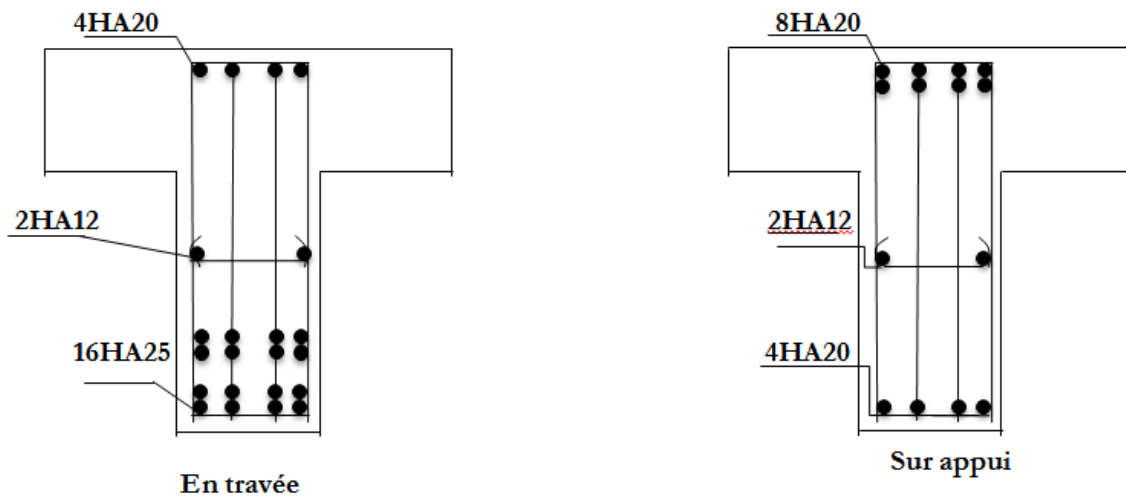


Figure 7.10. Schéma de ferrailage de la nervure A-A



Conclusion générale



Conclusions, enseignements et perspectives

1) Conclusions

Arrivés au terme de ce projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil, quelles conclusions tirées ?

L'objectif principal de notre étude était de dimensionner et de calculer un bâtiment R+8+SS pour qu'il puisse se comporter convenablement lors d'un séisme

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- a) Actuellement, le séisme, en tant que chargement dynamique, reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- b) L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le logiciel ETABS.
- c) L'analyse de la réponse d'une structure soumise à une action sismique, ne peut-être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.
- d) Les méthodes numériques pour l'étude sismique utilisées par les logiciels de calcul de structure donnent des valeurs des efforts optimales par rapport à celles obtenues par la méthode statique équivalente proposée par le RPA 99 version 2003. Pour cette raison, le règlement préconise que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_s .
- e) Cette étude nous a permis aussi de relever une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles. Cela est dû en grande partie à la forme irrégulière en plan de notre structure.
- f) Dans l'étude sismique plusieurs dispositions des voiles ont été testés. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de période, déplacements et efforts.
- g) La quantité de voile n'implique pas nécessairement un bon comportement de la structure, c'est la disposition optimale qui permet de donner des résultats satisfaisants se traduisant d'une part par un bon comportement de l'ouvrage et d'autre part par une économie sur les quantités de béton et de l'acier.
- h) D'après l'étude faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important. En plus, pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, il faut établir d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, et en recherchant par la suite, la disposition convenable des éléments de contreventement.

2) Enseignements

Le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective des connaissances accumulées pendant notre cursus à l'ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE d'une part, et d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels, ainsi que la mise en application des règlements en vigueur, d'une autre part.

Les enseignements tirés portent sur les niveaux suivants :

a) Niveau personnel

Nous avons réussi à nous intégrer dans l'équipe technique du bureau d'études EL MOUHANDICINE, et surtout, nous avons énormément appris par nous-même. Par ailleurs, nous avons mené à bien toutes les missions qui nous ont été confiées en dehors de notre projet (Modélisation, calcul du ferrailage, etc.) et qui ont servi par la suite à d'autres tâches. Pour cette raison, nous avons eu le sentiment de faire partie de l'équipe technique du bureau d'étude durant notre séjour en apportant notre touche personnelle dans certaines décisions concernant notre projet.

b) Niveau professionnel

Cette expérience nous a donné la possibilité d'enrichir notre connaissance sur les différentes étapes d'un projet ainsi que sur les termes techniques du métier d'ingénieur en Génie Civil. Ce séjour nous a également permis d'appréhender la diversité des pratiques professionnelles d'un ingénieur polytechnicien. Par ailleurs, nous avons eu l'opportunité de nous rendre sur de nombreux chantiers où nous avons pu découvrir l'organisation et les différentes personnes mobilisées.

c) Niveau technique

Durant cette étude, nous nous sommes familiarisées avec beaucoup de logiciels, notamment Autocad, Etabs, Robot, ainsi que le logiciel 3DSMax que nous ne connaissions pas encore.

Le travail accompli au niveau du bureau d'études, a également mis en évidence nos forces et nos faiblesses. En effet, nous sommes à l'aise au niveau informatique, mais pas au niveau technique (dessins : plans, coupes...). Ce constat va nous permettre de mieux nous préparer pour les années à venir.

Pour conclure, nous pouvons dire que cette première expérience est enrichissante tant sur le plan social que professionnel. Elle nous a permis de nous rendre compte des connaissances acquises durant notre cursus universitaire, et comment les utiliser dans un cadre professionnel.

3) Perspectives

Notre objectif de base était de dimensionner et de calculer le présent bâtiment en utilisant deux types de contreventement à savoir un contreventement mixte et par portiques. Une étude technico-économique sera donc faite pour les deux types et la variante retenue est celle qui donne des résultats satisfaisants en termes de sécurité, coût et réalisation.

La deuxième proposition (contreventement par portiques) est écartée car elle présente des instabilités et elle ne vérifie donc pas les exigences du règlement parasismique algérien. Cela est dû en premier lieu à l'importante hauteur du bâtiment.

Les propositions émises pour atteindre cet objectif convergent toutes sur la nécessité d'une bonne conception parasismique et d'un dimensionnement qui tient compte de la ductilité des matériaux.

Nous proposons donc aux générations futures de poursuivre sur cette piste pour arriver un jour à construire des villes meilleures.

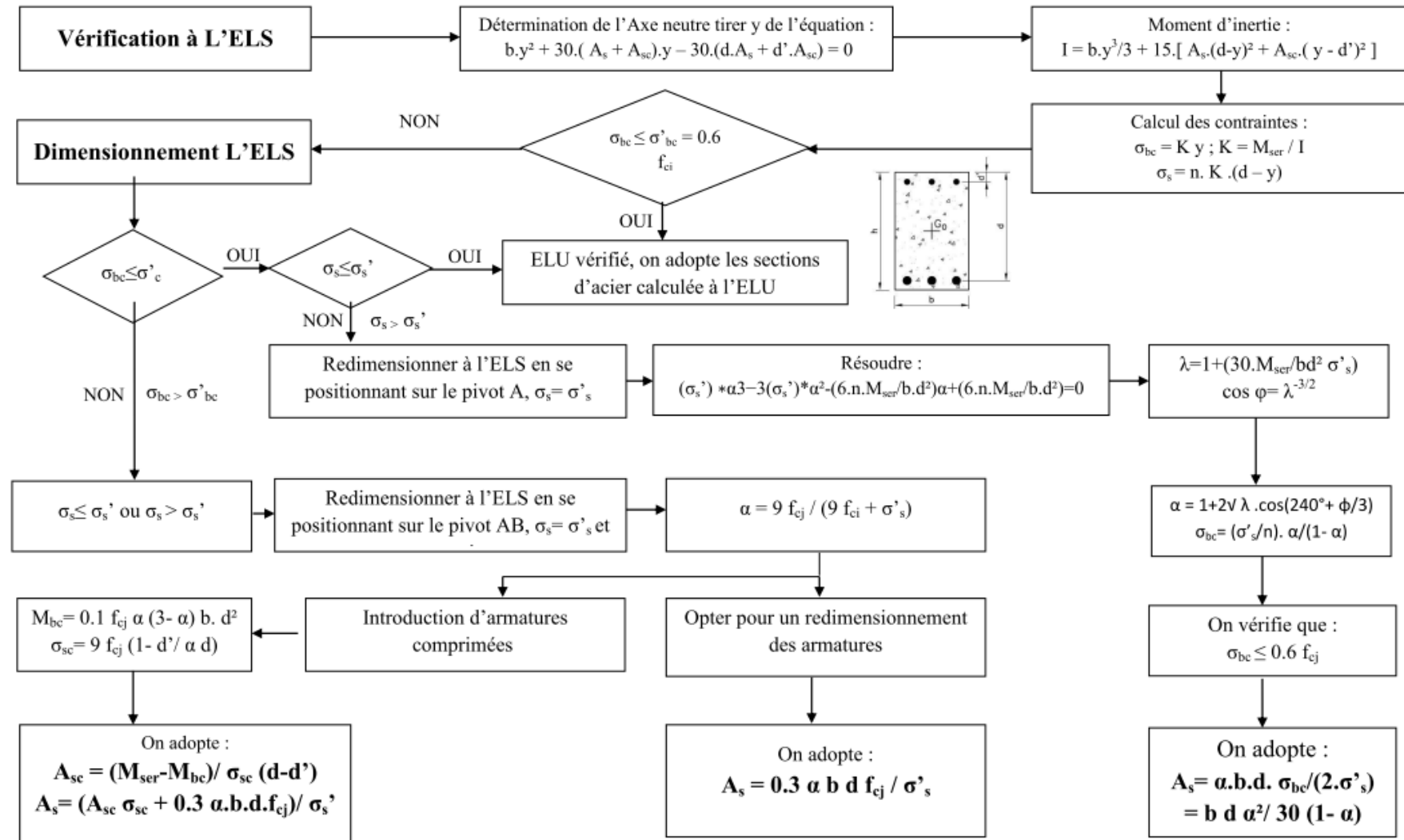
- [1] N. BAUCHE, « Structures en béton armé + Constructions Parasismiques » Cours + Travaux dirigés.
- [2] R. BOUTEMEUR, « Béton armé » Cours + Travaux dirigés.
- [3] V. DAVIDOVICI, « Formulaire de béton armé, tome 1 et 2 », Edition du Moniteur, 1995.
- [4] M. BELAZOUGUI, « Calcul des ouvrages en béton armé », OPU, 1999.
- [5] D.T.R.BC 2-41, « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93 », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1993.
- [6] D.T.R. BC 2-48 « Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 », Edition du Centre.
- [7] J. PERCHAT, « Béton armé, Règles BAEL, Pièces soumises à des sollicitations normales »
- [8] J.P. MOUGIN, « Cour de béton armé, BAEL91, calcul des éléments simples et de structure de bâtiment ».
- [9] J.M. BOUCHART, « Initiation au béton armé Règles B.A.E.L.83 ».
- [10] M.MARIUS DIVERS, « Calcul pratique des tours en béton armé », Ed.Dunod.1972, paris.
- [11] H.THONIER, « Conception et calcul des structures de bâtiment », Tome I, national des ponts et chaussées.
- [12] BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [13] Cours de béton armé IUP GCI3 option OS, année 2004/05 .UJF –Grenoble.
- [15] GUENOUNOU Kahina. Etude d'un bâtiment R+9 avec optimisation thermique .PFE . ENP. 2009.
- [16] KRAMI Abdelmalek. Etude d'un bâtiment à usage d'habitation. PFE.ENP.2011.



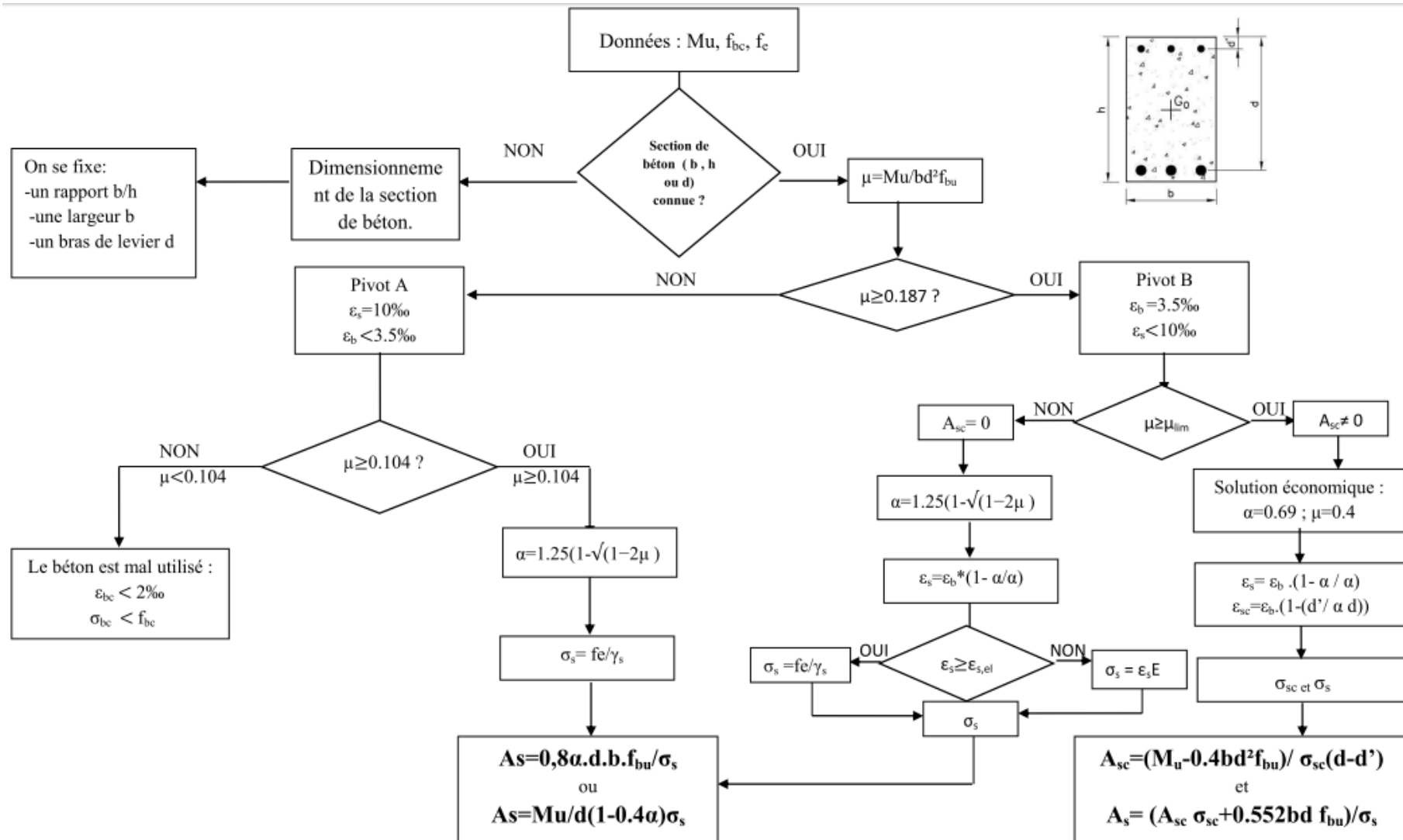
Annexes



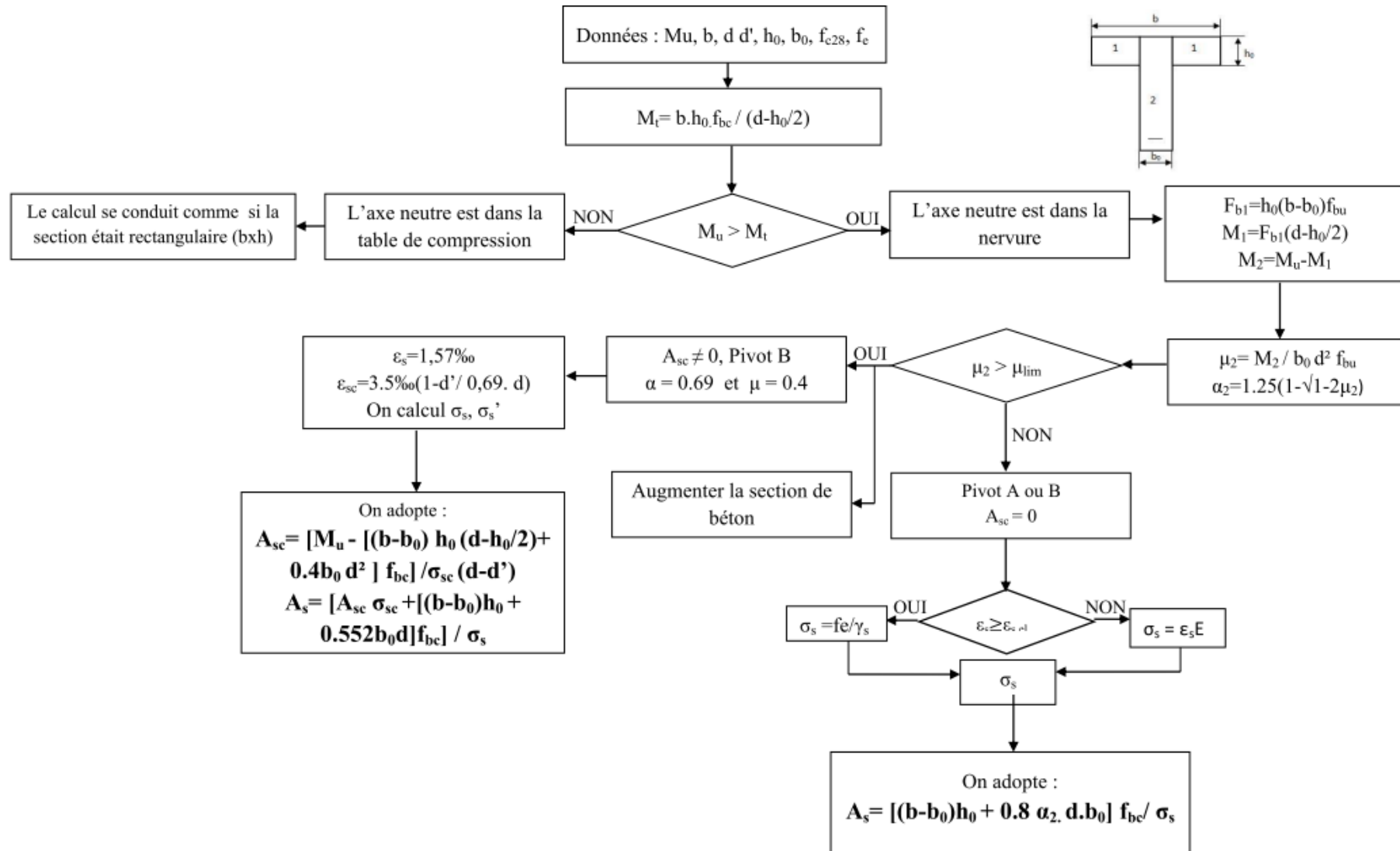
Organigramme de vérification et de dimensionnement des aciers pour une section rectangulaire soumise à la Flexion simple à l'ELS



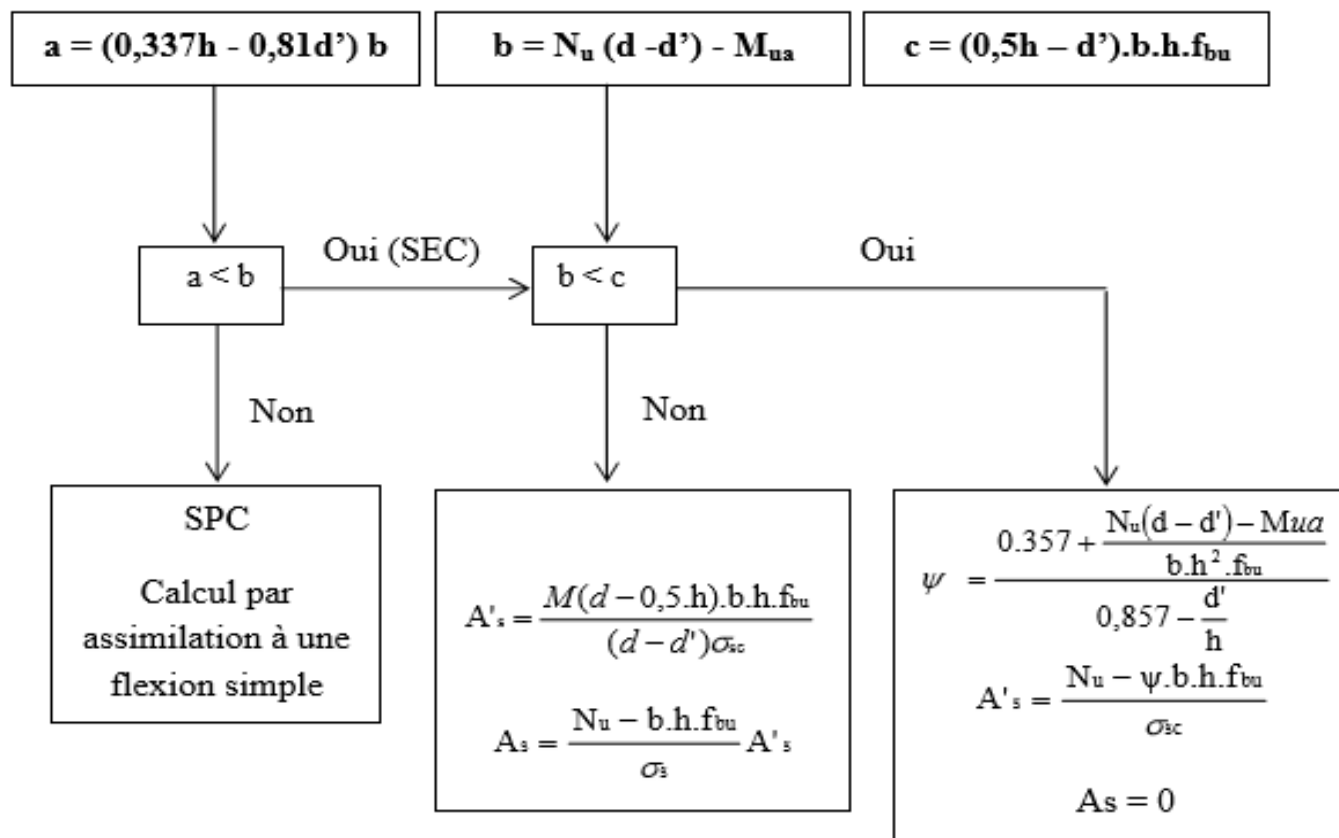
Organigramme de dimensionnement des armatures pour une section rectangulaire soumise à la Flexion simple à l'ELU



Organigramme de dimensionnement des armatures pour une section en T soumise à la flexion simple à l'ELU



Organigramme de dimensionnement à l'ELU En flexion composée « section rectangulaire »



Le logiciel ETABS

B.1. Introduction

Pour le calcul des sollicitations, nous avons utilisé ETABS qui a été élaboré par Computers and Structures Inc, Berkeley, California. ETABS est l'abréviation de Extended Three dimensional Analysis of Building Systems. C'est un programme d'analyses dynamique et statique des structures basées sur une formulation en éléments finis avec des fonctions destinées à la conception de bâtiments. Le concept de base est de créer un modèle comportant la structure du bâtiment et les niveaux (planchers) et les escaliers, et tous les autres éléments sont représentés comme des chargements. La méthode d'analyse contient une large variété d'options de l'étude statique et dynamique. Les méthodes numériques utilisées permettent un transfert automatique des charges de niveaux aux éléments porteurs. Parmi les problèmes spéciaux pris en considération dans l'étude : la localisation du centre de rigidité, les effets des déplacements libres dans les extrémités des éléments de la structure (degré d'encastrement), tout cela en utilisant des techniques numériques rapides avec un minimum d'efforts.

B.2. Type d'éléments

La discrétisation est faite en éléments non conformes pour avoir une convergence rapide sans passer à des éléments d'ordre supérieur [6]. Les déplacements sont exprimés par la relation [6] :

$$u = \sum_i N_i u_i + \sum_1^3 \overline{N}_i \alpha_i \quad (\text{B- 1})$$

Les fonctions de forme utilisées sont en coordonnées naturelles normalisées [6]:

$$N_i(\xi_i, \eta_i, \zeta_i) = g(\xi_i, \xi) g(\eta_i, \eta) g(\zeta_i, \zeta) \quad (\text{B- 2})$$

$$\begin{cases} g_i = g(\xi_i, \xi) = \frac{1}{2}(1 + \xi_i \xi) \rightarrow \text{if } \xi_i = \pm 1 \\ g_i = g(\xi_i, \xi) = \frac{1}{2}(1 + \xi^2) \rightarrow \text{if } \xi_i = 0 \end{cases} \quad (\text{B- 3})$$

Les termes des déplacements incompatibles \overline{N}_i sont [6] :

$$\begin{cases} \overline{N}_1 = 1 - \xi^2 \\ \overline{N}_2 = 1 - \eta^2 \\ \overline{N}_3 = 1 - \zeta^2 \end{cases} \quad (\text{B- 4})$$

B.3. L'intégration numérique

Dans le développement de la matrice de rigidité pour la méthode des éléments finis ; qui est basé sur des fonctions de déplacement approximatives qui ne satisfont pas l'équilibre, il a été prouvé que l'intégration avec des méthodes numériques approximatives peut donner un meilleur résultat, et converge plus rapidement qu'une intégration numérique.

L'intégration numérique se fait par la règle de Gauss qui s'écrit dans le cas unidimensionnel [6]

$$I = \int_{-1}^1 f(s).ds = \sum_{i=1}^n W_i.f(s_i) \quad (\text{B-5})$$

L'intégrale est évaluée aux points de Gauss s_i avec leurs poids de Gauss correspondants W_i .

Cette règle peut être étendue aux cas bidimensionnel ou tridimensionnel.

B.4. L'inversion des matrices

L'inverse d'une matrice s'obtient par la résolution du système suivant pour une matrice X de même taille que A en mettant B égale à l'identité :

$$A.X=B \text{ avec } A.A^{-1} = I \quad (\text{B-6})$$

La résolution se fait par la méthode d'élimination modifiée de Gauss [6]. Pour une équation typique :

$$\sum_{j=1}^{N_{eq}} a_{ij}x_j = b_i \text{ pour } i = 1 \dots N \quad (\text{B-7})$$

Cette dernière peut se mettre sous la forme :

$$-\sum_{j=1}^{n-1} \frac{a_{nj}}{a_{nn}}x_j + \frac{b_n}{a_{nn}} - \sum_{j=n+1}^N \frac{a_{nj}}{a_{nn}}x_j = x_n \quad (\text{B-8})$$

Maintenant x_n peut être éliminé de toutes les équations avant et après l'équation n . Par la suite, x_n va être déplacé vers la gauche de l'équation et b_n vers la droite, d'où :

$$\sum_{j=1}^{n-1} (a_{nj} - a_{nj} \overline{a_{nj}}) x_j - \frac{a_{jn}}{a_{nn}} b_n + \sum_{j=n+1}^N (a_{nj} - a_{nj} \overline{a_{nj}}) x_j = b_i \quad \text{pour } i = 1 \dots n, n+1 \dots N \quad (\text{B- 9})$$

Après n transformations, la nouvelle forme du système d'équations peut s'écrire sous la forme matricielle suivante :

$$\mathbf{A}^{(n)} \cdot \mathbf{x}^{(n)} = \mathbf{b}^{(n)} \quad (\text{B- 10})$$

Après N transformations :

$$\mathbf{A}^{(N)} = \mathbf{A}^{-1}, \mathbf{x}^{(N)} = -\mathbf{b} \text{ et } \mathbf{b}^{(N)} = -\mathbf{x} \quad (\text{B- 11})$$

B.5. La résolution des systèmes d'équations

En vue de réduire la taille des matrices à stoker et donc le volume de calculs à faire, la résolution passe d'abord par certaines procédures de condensation des matrices.

Si pour un degré de liberté le déplacement n'est pas empêché (force associée nulle), une diminution de la matrice de rigidité et du vecteur force sera obtenue avec les changements suivants [6] :

$$\begin{cases} \overline{k_{ij}} = k_{ij} - k_{in} \frac{k_{nj}}{k_{nn}} \\ \overline{f_j} = f_j - f_n \frac{k_{nj}}{k_{nn}} \end{cases} \quad (\text{B-12})$$

Cette opération se répète pour tous les déplacements libres, et après l'obtention des autres déplacements associés à l'élément, ils peuvent être calculés dans l'ordre inverse de leur élimination par la relation [6]:

$$u_n = \sum_{j=1}^{n-1} \frac{k_{nj}}{k_{nn}} u_j + \sum_{j=n+1}^{12} \frac{k_{nj}}{k_{nn}} u_j + f_n \quad (\text{B- 13})$$

Cette opération est appelée condensation statique ou élimination partielle de Gauss.

La matrice obtenue passe ensuite par l'opération d'élimination de Gauss (pour obtenir une matrice triangulaire supérieure).

En retournant à l'ordre original des inconnues nous obtenons une matrice bande symétrique [6]. Ainsi, seuls les termes non nuls seront à stoker et la résolution pourra être faite. La méthode

la plus appropriée pour la résolution d'un système d'équations symétriques est la décomposition LDLT. La méthode consiste à décomposer la matrice rigidité en un produit de trois matrices : une diagonale, une triangulaire inférieure et sa transposée

$$A = LU = LDL^T$$

La décomposition se fait suivant un ordre précis (une ligne de U puis une colonne de L) par [6] :

$$U_{ij} = A_{ij} - \sum_{k=1}^{i-1} L_{ik} U_{kj} \quad (\text{B-14})$$

$$L_{kj} = \frac{U_{kj}}{U_{kk}} \quad (\text{B-15})$$

Le système s'écrit donc :

$$Ax = LDL^T x = LDy = b \quad (\text{B-16})$$