

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département du Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en
Génie Civil

Intitulé :

Etude d'un Bâtiment (R+8+SS) sur des fondations profondes

Walid Ismail AZZAOUI

Ryadh NADJI

Sous la direction de Mme Nadjia BAOUCHE M.A.A

Présenté et soutenu publiquement le 19/06/2017

Composition du Jury :

Président	Mr	A. LARIBI	Dr	ENP
Rapporteur	Mme	N.BAOUCHE	M.A.A	ENP
Examineurs	Mme	S.STIHI	M.A.A	ENP
	Mr	A.ABDELGUERFI	M.A.A	ENP
Invitée	Mme	W.AKEB	ingénieur	COSIDER

ENP 2017

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



Département du Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en
Génie Civil

Intitulé :

Etude d'un Bâtiment (R+8+SS) sur des fondations profondes

Walid Ismail AZZAOUI

Ryadh NADJI

Sous la direction de Mme Nadjia BAUCHE M.A.A

Présenté et soutenu publiquement le 19/06/2017

Composition du Jury :

Président	Mr	A. LARIBI	Dr	ENP
Rapporteur	Mme	N.BAUCHE	M.A.A	ENP
Examineurs	Mme	S.STIHI	M.A.A	ENP
	Mr	A.ABDELGUERFI	M.A.A	ENP
Invitée	Mme	W.AKEB	ingénieur	COSIDER

Dédicaces

Je dédie chaleureusement ce travail à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu tout au long de ma formation.

Mes frères et mes sœurs

Toute la famille NADJI

Tous mes amis de L'ENP

Tous ceux qui me connaissent de près ou de loin

Ryadh NADJI

En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents pour leur générosité et leur présence permanentes.

Ma seule et unique sœur « Sarah »

Toute la famille : AZZAOUI et CHERIFI

Toute La promotion 2017

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Walid Ismail AZZAOUI

Remerciement

Merci Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de finir ce travail à temps.

Nous exprimons nos vifs remerciements à toutes les personnes ayant contribué de près ou de

loin à l'élaboration de cet humble travail, et en particulier :

Nos encadreurs :

- Mme Nadja BAOUCHE (ENP), pour nous avoir suivi à faire cette réalisation et l'amener à bien et à terme.

- Mme Wassila AKEB (COSIDER) , pour nous avoir conseillé, dirigé pendant ce parcours.

Aussi à toute l'équipe d'ingénieurs génie civil, ingénieurs géotechnique et les architectes.

Et merci aux membres du jury bien veillant et pour l'effort fourni afin de juger notre travail.

Notre gratitude et reconnaissance, également, à nos enseignants de l'ENP et à la promotion 2017.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة و تصميم منشأة من الخرسانة المسلحة تتكون من 8 طوابق، طابق أرضي و طابق تحت أرضي ذات استعمال سكني و تجاري. البناية ذات شكل منتظم, تتميز بهيكلها المتكون من جدران من الخرسانة المسلحة, أعمدة و عارضات.

هذه البناية تقع على واجهة البحر لمدينة بومرداس التي تعتبر منطقة ذات نشاط زلزالي قوي. هذه البناية مدعمة بجدران من الإسمنت المسلح, صممت وفق المعايير الجزائرية المضادة للزلازل و معايير البناء في الجزائرية (RPA99 / version 2003) و (C.B.A.93, BAEL 91). تصور المنشأة و دراستها الحركية تمت بواسطة برنامج الروبوت 2014, هذا النوع من الدراسة يسمح بتحليل السلوك الديناميكي للهيكل تحت مختلف التركيبات الزلزالية.

دراسة البنية التحتية أدت بنا إلى اعتماد أساسات عميقة.

كلمات الدالة : الخرسانة المسلحة, تدعيم جدران من الخرسانة المسلحة, أعمدة, دراسة ديناميكية, أساسات عميقة.

Abstract

The objective of our work is the study and design of a reinforced concrete building for residential and commercial use consisting of 8 floors, a Ground Floor, and a basement. The building is of regular shape, it is characterized by its framework constituted by sails and porticos.

This building is located at the sea front of the town of Boumerdes in a zone of high seismicity.

The structure is braced by sails only; its design is made in accordance with the Algerian Parasismic Regulations (RPA99 / version 2003) and the regulations of the calculation of reinforced concrete (C.B.A.93, BAEL 91).

The modeling of this structure was carried out using the Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 calculation software; this type of modeling makes it possible to analyze the dynamic of the structure under different solicitations and seismic combinations.

The study of infrastructure has resulted in deep foundations.

Key words: Reinforced concrete, shear walls, columns, dynamic study, deep foundations.

Résumé

L'objectif de notre travail est l'étude et la conception d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et à usage commercial constitué de 8 étages, un Rez-de chaussée, et un sous-sol. Le bâtiment est de forme régulière, il se caractérise par son ossature constituée par des voiles et des portiques.

Ce bâtiment se situe au niveau du front de mer de la ville de Boumerdes dans une zone de forte sismicité (zone III).

La structure est contreventée par des voiles uniquement, sa conception est faite conformément aux Règlement Parasismique Algérien (RPA99/ version 2003) et les règlements du calcul de béton armé (C.B.A.93, BAEL 91).

La modélisation de cette structure a été effectuée à l'aide du logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, ce type de modélisation permet d'analyser le comportement dynamique de la structure sous différentes sollicitations et combinaisons sismiques.

L'étude de l'infrastructure a abouti à des fondations profondes.

Mots clés : Béton armé, contreventement par voile, poteaux, étude dynamique, fondations profondes.

Table des matières

Liste des Tableaux

Liste des figures

Introduction général.....16

Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Introduction	18
I.2. Présentation de l'entreprise	18
I.3. Présentation du projet.....	18
I.4. Présentation du bâtiment.....	19
I.4.1. Caractéristiques géométriques.....	19
I.4.1.1. Dimensions en plan.....	19
I.4.2. Système structural.....	21
I.5. Nature du site d'implantation du bâtiment.....	21
I.6. Caractéristiques du bâtiment.....	21
I.6.1. Plancher.....	21
I.6.2. Maçonnerie.....	21
I.6.3. Revêtements	22
I.6.4. Acrotère	22
I.6.5. Garde-corps.....	22
I.6.6. Escalier.....	22
I.7. Caractéristiques des matériaux.....	22
I.7.1. Béton.....	22
I.7.1.1. Résistance à la compression	22
I.7.1.2. Résistance à la traction	22
I.7.1.3. Module de déformation longitudinale du béton	22
I.7.2. Principe de la méthode de calcul aux états limites	23
I.7.3. Acier	24
I.8. Action et sollicitations.....	26
I.9. Conclusion	26

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges

II.1. Introduction	28
II.2. Pré dimensionnement des planchers	28
II.2.1. Condition de résistance au feu	29
II.2.2. Isolation phonique	29
II.2.3. Résistance à la flexion.....	29
II.2.3.1. Plancher à corps creux	29
II.2.3.2. Plancher à Dalle pleine.....	29
II.2.4. Pré dimensionnement des poutrelles	30
II.3. Pré dimensionnement des poutres	30
II.3.1. Pré dimensionnement des poutres principales.....	31
II.3.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires	31
II.4. Pré dimensionnement des voiles	32
II.5. Evaluation des charges.....	33
II.5.1. Terrasse non accessible	33
II.5.2. Plancher étage courant	34
II.6. Pré dimensionnement des poteaux.....	36
II.6.1. Différentes étapes du pré dimensionnement.....	36
II.6.2. Choix du poteau le plus sollicité	37
II.6.3. Pré dimensionnement et choix des sections.....	38
II.6.4. Calcul de la longueur de flambement L_f	38
II.6.5. Calcul de l'effort N_u	38
II.6.6. Descente de charge.....	40
II.6.6.1. Charge permanente	40
II.6.6.2. Charges d'exploitation	41
II.6.7. Vérification selon les normes BAEL 91 révisées 99.....	42
II.6.8. Vérification des recommandations du RPA 99/2003.....	43
II.7. Conclusion.....	45

Chapitre III : Dimensionnement des éléments non structuraux

III.1. Introduction	47
III.2. Acrotères.....	47
III.2.1. Evaluation des charges.....	47
III.2.2. Calcul du ferrailage.....	48

III.3. Gardes corps	51
III.3.1. Evaluation des charges.....	52
III.3.2. Calcul du ferrailage	52
III.4. Escaliers.....	55
III.4.1. Pré dimensionnement de l'escalier.....	56
III.4.2. Étude de la volée.....	57
III.4.2.1. Modèle de calcul.....	57
III.4.2.2. Evaluation des charges.....	57
III.4.2.3. Calcul du ferrailage.....	58
III.4.3. Etude de la poutre palière.....	60
III.4.3.1. Pré dimensionnement.....	60
III.4.3.2. Vérification des conditions du RPA 99/version 2003.....	61
III.4.3.3. Modèle de calcul.....	61
III.4.3.4. Evaluation des charges.....	61
III.4.3.5. Calcul du ferrailage.....	61
III.5. Etude des planchers.....	64
III.5.1. Introduction.....	64
III.5.2. Plancher à corps creux.....	64
III.5.2.1. Calcul des poutrelles.....	64
III.5.2.2. La table de compression.....	70
III.5.3. Plancher à dalle pleine.....	70
III.5.3.1. Evaluation des charges.....	71
III.5.4. Balcon.....	74
III.5.4.1. Evaluation des charges.....	74
III.5.4.2. Calculs du ferrailage.....	74
III.6. Conclusion.....	77

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	79
IV.2. Objectifs de l'étude dynamique.....	79
IV.3. Choix de la méthode du calcul.....	79
IV.3.1. Présentation de la méthode modale spectrale.....	79
IV.3.2. Analyse spectrale.....	80

IV.4. Résultats numériques.....	83
IV.4.1. Modélisation de la structure.....	83
IV.4.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	84
IV.4.3. Périodes et facteurs de participation massique.....	85
IV.5. Vérification des calculs.....	87
IV.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure.....	87
IV.5.2. Vérification des forces sismiques.....	87
IV.5.3. Vérification vis-à-vis au Renversement.....	87
IV.5.4. Vérification vis à vis des déformations.....	90
IV.5.5. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	91
IV.6. Conclusions.....	93

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Introduction	95
V.2. Les poteaux.....	95
V.2.1. Identification des poteaux.....	96
V.2.2. Recommandations du RPA pour le ferrailage des poteaux.....	96
V.2.3. Evaluation des charges.....	96
V.2.4. Calcul du ferrailage.....	98
V.2.4.1. Armatures longitudinales	98
V.2.4.2. Armatures transversales	98
V.3. Ferrailages des poutres.....	100
V.3.1. Recommandations du RPA pour le ferrailage des poutres.	101
V.3.2. Poutre principale.....	101
V.3.2.1. Evaluation des charges	101
V.3.2.2. Calculs du ferrailage	101
V.3.3. Poutre secondaire.....	103
V.3.3.1. Evaluation des charges	103
V.3.3.2. Calculs du ferrailage	104
V.4. Ferrailages des voiles.....	106
V.4.1. Principe du calcul des voiles.....	106
V.4.2. Identification des voiles.....	107
V.4.3. Evaluation des charges.....	108

V.4.4. Recommandations du ferrailage selon le RPA ...	108
V.4.5. Calculs du ferrailage...	109
V.5. Conclusion...	113

Chapitre VI : Etude des fondations

V.1. Introduction	115
VI.2. Etudes géotechniques	115
VI.3. Définition du frottement négatif ..	<u>115</u>
VI.4. Capacité portante des pieux	116
VI.4.1. Capacité portante en pointe des pieux	117
VI.4.2. Capacité portante latérale des pieux...	118
VI.5. Nombre de pieux	119
VI.6. Répartition des pieux.....	119
VI.7. Modélisation des pieux...	120
VI.8. Ferrailages des pieux.....	120
VI.9. Conclusion	123

Conclusion générale.....124

Références bibliographiques.....125

Annexe A.....	127
Annexe B.....	130
Annexe C.....	136

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du projet

Tableau. I. 1. Résistance à la compression du béton au jour j.....	23
Tableau. I. 2. Valeurs de déformation de béton.....	24

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges

Tableau. II. 1. Evaluation des charges et des surcharges du plancher terrasse (Niveau : +37.93).....	33
Tableau. II. 2. Evaluation des charges et des surcharges du plancher terrasse (Niveau : +35.53).....	33
Tableau. II. 3. Evaluation des charges et des surcharges du plancher à corps creux	34
Tableau. II. 4. Evaluation des charges et des surcharges du plancher à dalle plein	34
Tableau. II. 5. Evaluation des charges et des surcharges du balcon	35
Tableau. II. 6. Evaluation des charges de murs double cloison	35
Tableau. II. 7. Evaluation des charges du mur à cloison unique	35
Tableau. II. 8. Evaluation des charges et des surcharges du paillasse de l'escalier.....	36
Tableau. II. 9. Evaluation des charges et des surcharges du palier de l'escalier	36
Tableau. II. 10. Choix des dimensions des poteaux	38
Tableau. II. 11. Calcul des efforts admissibles \bar{N}_U	39
Tableau. II. 12. calculs de N_Q suivant la règle de dégression	42
Tableau. II. 13. Calculs de l'effort N_U	42
Tableau. II. 14. Vérification des dimensions des poteaux selon le RPA 99/2003	43
Tableau. II. 15. Vérification des sollicitations normales selon le RPA 99/2003	43
Tableau. II.16. Nouvelles dimensions des poteaux.....	44

Chapitre III : Dimensionnement des éléments non structuraux

Tableau III.1. Dimension de la hauteur de la marche et giron.....	57
Tableau III. 2. Calculs des sollicitations agissant sur l'escalier	59
Tableau III. 3. Calculs à ELU et Vérification à ELS.....	59

Tableau. III. 4. Sollicitations de calcul pour l'escalier.....	63
Tableau III. 5. Calculs à ELU et Vérification à ELS.....	63
Tableau. III. 6. Charges permanentes des poutrelles et hourdis	66
Tableau III.7. Sollicitations combinées de calcul des poutrelles.....	67
Tableau. III. 8. Actions du calcul des poutrelles après coulage.....	67
Tableau III. 9. Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage	68
Tableau III. 10. Calculs à ELU et Vérification à ELS.....	69
Tableau III.11. Les résultats du calcul à l'ELU et la vérification à l'ELS.....	73
Tableau. III. 12. Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	76
Tableau. III. 13. Les résultats du calcul à l'ELU et la vérification à l'ELS	76

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau. IV.1. Facteurs définissant le spectre de réponse.....	81
Tableau. IV.2. Les valeurs calculés qui définissant l'allure du spectre de réponse	81
Tableau. IV. 3. Caractéristiques géométriques de la structure.....	84
Tableau. IV.4. Périodes propres et la Participation des masses modales effectives.....	85
Tableau. IV. 5. Résultantes des forces sismiques à la base.....	88
Tableau. IV. 6. Vérification de l'effort tranchant à la base.	88
Tableau. IV.7. Les valeurs des forces sismiques.....	89
Tableau. IV.8. Vérification vis-à-vis renversement.....	89
Tableau. IV. 9. Vérification vis à vis des déformations (Résultants des déplacements des étages sous la force sismique E_y)	90
Tableau. IV.10. Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	91

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau. V.1. Les efforts appliqués à l'ELU.....	97
Tableau .V.2. Les efforts appliqués à l'ELS	97
Tableau. V.3. Les efforts appliqués pour la combinaison $G + Q + E$	97
Tableau. V.4. Les efforts appliqués pour la combinaison $0.8G \pm E$	97
Tableau. V.5. Les efforts appliqués les plus défavorables	98
Tableau. V.6. calculs des sections d'armatures.....	98
Tableau. V.7. Vérification à l'effort tranchant	98

Tableau. V.8. Le ferrailage transversal calculé	99
Tableau. V.9. Le ferrailage transversal donnée par le RPA99/2003	99
Tableau. V.10. Le choix des armatures transversales	100
Tableau. V.11. Les schémas de ferrailages des poteaux	100
Tableau. V. 12. Sollicitations de calcul pour la poutre principale	101
Tableau .V.13. Calculs à ELU et Vérification à ELS.....	102
Tableau .V. 14. Sollicitations de calcul pour l'escalier	104
Tableau .V.15. Calculs à ELU et Vérification à ELS.....	104
Tableau. V.16. différentes sollicitations subit par le voile	108

Chapitre VI : Etude des fondations

Tableau. VI. 1. Les caractéristiques des couches du sol	118
Tableau.VI.2. Les différentes sections d'armatures obtenues	121

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du projet

Figure. I. 1. Plan de situation	19
Figure. I. 2. Plan de masse	19
Figure. I. 3. Plan du rez-de-chaussée.....	20
Figure. I. 4. Plan du premier niveau (+5.61 m).....	20
Figure. I. 5. Façade principale.....	21
Figure. I. 6. Coupe A-A du bâtiment	21
Figure. I. 7. Brique creuse.....	22
Figure. I. 8. Diagramme contraintes-déformations du béton	24
Figure. I. 9. Diagramme contraintes-déformations de l'acier	25

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges

Figure II.1. Eléments constitutifs d'un plancher à corps creux	28
Figure. II.2. Section de la poutrelle	30
Figure. II.3. Coupe de voile en élévation	32
Figure. II.4. Emplacement du poteau le plus chargé.....	36
Figure II.5 : Surface du plancher revenant au poteau.....	37
Figure. II. 6. Surface réduite du poteau.....	38

Chapitre III : Dimensionnement des éléments non structuraux

Figure.III.1. Détails et modélisation de l'acrotère.....	47
Figure.III.2. Schéma de ferrailage de l'acrotère	51
Figure.III.3 Détails et modélisation du garde-corps	52
Figure III.4. Schéma de ferrailage du garde-corps	56
Figure. III.5. Vue 3D de l'escalier du Bâtiment étudiée.....	56
Figure III.6. modélisation de la volée et des deux paliers de repos	58
Figure III. 7. Schéma de ferrailage de la volée et palier.	60

Figure III.8. poutre palière.....	61
Figure. III. 9. Modélisation de la poutre palière.....	61
Figure III. 10. Schéma de ferrailage de la poutre palière	64
Figure. III.11. Schéma statique d'une poutrelle	65
Figure. III.12. Section de calcul des poutrelles après coulage	66
Figure III.13. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	69
Figure III.14.Disposition des armatures dans la dalle de compression.....	71
Figure III.16. Schéma de ferrailage du plancher.....	73
Figure III.17. La modélisation du balcon	75
Figure. III.18. Schéma de ferrailage du balcon	76

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure. IV. 1. Modélisation de la structure par Autodesk Robot Structural Professional2014.	82
Figure. IV. 2 Disposition des voiles.....	83
Figure. IV. 4 Mode 1 : translation suivant Y	85
Figure. IV. 5 Mode 2 translation suivant X	85
Figure. IV.6.Mode 3 : rotation autour de l'axe Z.....	86
Figure. IV. 7. Répartition des forces sismiques	88
Figure. IV. 10. Effet P- Δ	90

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Figure. V.1. modèle 3D du poteau à calculé	95
Figure. V.2 le poteau le plus sollicité.....	96
Figure. V. 3. Ferrailage de la poutre principale	104
Figure. V. 4. Ferrailage de la poutre secondaire	106
Figure. V. 5. Vue 3D du voile	107
Figure. V. 6. Le voile d'axe 8.....	110
Figure. V.7. Diagramme d'une section partiellement comprimée	111
Figure. V.8 .Schéma de ferrailage de voile	113

Introduction Générale

Afin d'appréhender nos connaissances de formation d'ingénieur d'état en génie Civil à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, nous avons choisi de réaliser un Projet de Fin d'Études (PFE) dont le thème est l'étude et la conception d'un bâtiment R+8 avec un Sous-Sol sur des fondations profondes. Cette étude fait partie d'un projet touristique conçu par l'entreprise COSIDER Engineering.

L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte la sismicité de la région mais surtout de procéder à une étude de sol sérieuse permettant de déterminer les caractéristiques des différentes couches.

Une construction antisismique qui résisterait jusqu'au bout à tout séisme n'existe pas. Mais, une construction parasismique, c'est avant tout une construction qui sauve la vie des personnes tout en limitant des désordres structurels; pour cela, il faut bien étudier le comportement dynamique de la structure et choisir convenablement les matériaux, la conception et le type de contreventement vis-à-vis des différentes charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation).

Pour qu'une structure soit stable, cela suppose assurer la transmission des charges du bâtiment vers le sol d'assise, suivant la capacité portante du sol, la nature du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, l'ingénieur choisira une solution du type fondations (superficielle, semi-profonde ou profonde), qui dépendent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

Cette œuvre se compose en trois parties principales :

Dans la première partie nous présentons tout d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction à utiliser. Ensuite, nous entamons la pré-dimension des éléments secondaires de la structure afin de déterminer les différentes épaisseurs pour chacun de ces constituants. Enfin, nous procédons au calcul de ferrailage des éléments non structurants.

Dans la deuxième partie, en premier lieu, nous étudions le comportement sismique de la structure avec la détermination des différents efforts ; la structure est modélisée en 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014) ; puis, nous ferrailons les éléments porteurs principaux (poteaux, poutres, voiles). Ce ferrailage est effectué tout en respectant les recommandations des règlements en vigueur en Algérie.

Dans la troisième partie, nous abordons l'étude des fondations profondes sur des pieux.

Chapitre I

présentation du projet

I.1 Introduction

Notre travail porte sur l'étude d'un bâtiment en béton armé faisant partie du complexe touristique. Ce complexe est implanté au niveau du Front de Mer dans la Wilaya de Boumerdes. Dans ce chapitre, nous aborderons les points suivants :

- Caractéristiques géométriques du bâtiment.
- Système structurel.
- Nature du site d'implantation.
- Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

I.2 Présentation de l'entreprise

COSIDER est une entreprise nationale dans le domaine de génie civil, travaux public et hydraulique ; elle a su créer et exploiter divers opportunités qui lui ont permis de développer et d'élargir son domaine d'intervention vers d'autres activités ne relevant pas uniquement de la branche du bâtiment et des travaux publics. Contrairement à ses concurrents présents sur le marché local, favorisé en cela par sa stabilité et sa volonté d'entreprendre, COSIDER s'est engagée à diversifier en l'espace d'une décennie, ses portefeuilles d'activités et de clients. Une évaluation continue, par croissance interne, a fait de COSIDER le plus grand Groupe Algérien de B.T.P.H.

Aujourd'hui, le Groupe COSIDER est constitué de huit filiales.

- Cosider Engineering
- Cosider Travaux Publics
- Cosider Canalisations
- Cosider Construction
- Cosider Ouvrages d'Art
- Cosider Carrières
- Cosider Promotion
- Cosider Alrem

I.3 Présentation du projet

Le complexe touristique comporte :

- Trois blocs composés d'un Rez de chaussée plus 16 niveaux (R+16) en béton armé.
- un parking.
- une piscine.
- et une salle de détente.

COSIDER Promotion est le maître d'ouvrage de ce projet. La figure ci-dessous représente un plan de situation du complexe touristique.



Figure. I. 1. Plan de situation

I.4 Présentation du bâtiment

L’ouvrage à étudier fait partie du projet touristique (Fig. I.2) ; c’est un bâtiment en béton armé, à usage d’habitation, composé d’un sous-sol, d’un rez de chaussée et de 8 étages (R+8 + 1SS).

Ces différents niveaux comportent :

- Un parking au niveau du sous-sol
- Une mezzanine à usage de service et de commerce au rez de chaussée
- Deux logements par étage pour les huit (08) étages restants avec une terrasse inaccessible.

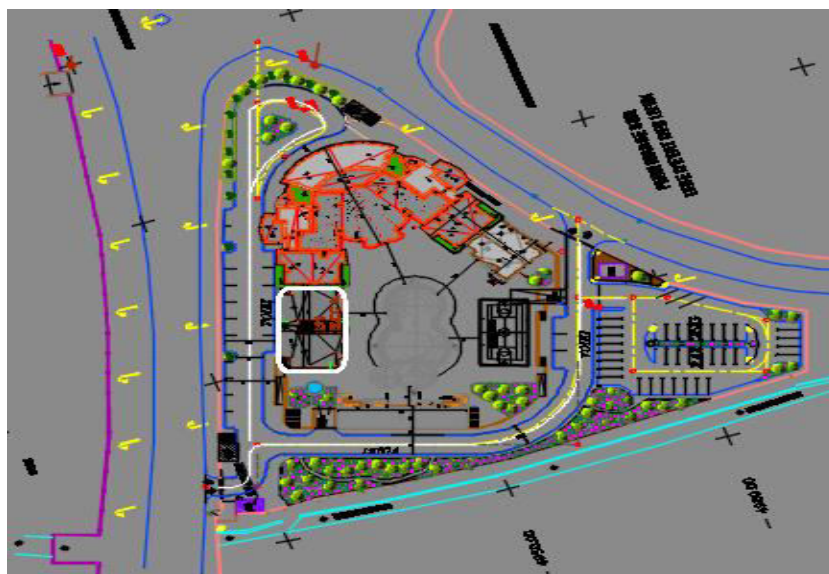


Figure. I. 2. Plan de masse

I.4.1 Caractéristiques géométriques

I.4.1.1 Dimensions en plan

Les dimensions en plan du bâtiment sont (Fig.1.3):

- Sens longitudinal (suivant x) :24.55 m

- Sens transversale (suivant y) : 11.45 m

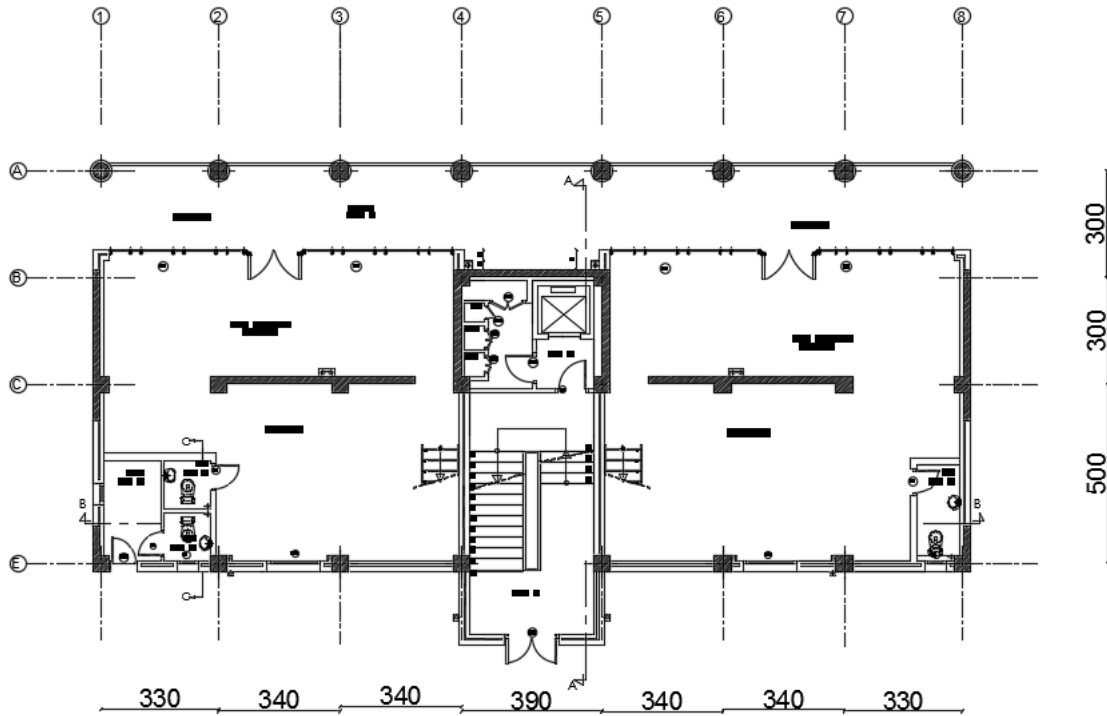


Figure. I. 3. Plan du rez-de-chaussée

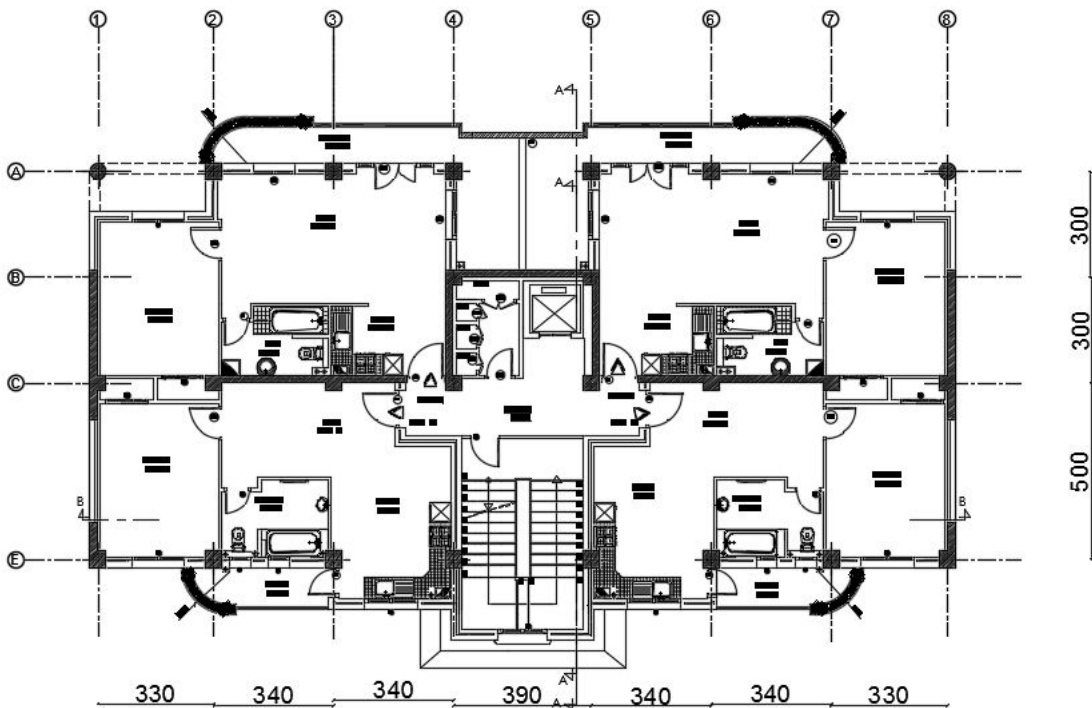


Figure. I. 4. Plan du premier niveau (+5.61 m)

Le bâtiment à étudier a comme dimensions en élévation :

- Hauteur du sous-sol : 4.10 m

- Hauteur du rez-de-chaussée: 2.72 m
- Hauteur de la mezzanine : 2.89 m
- Hauteur de l'étage courant: 3.74 m
- Hauteur de l'étage terrasse: 2.4 m
- Hauteur totale du bâtiment : 37.93 m

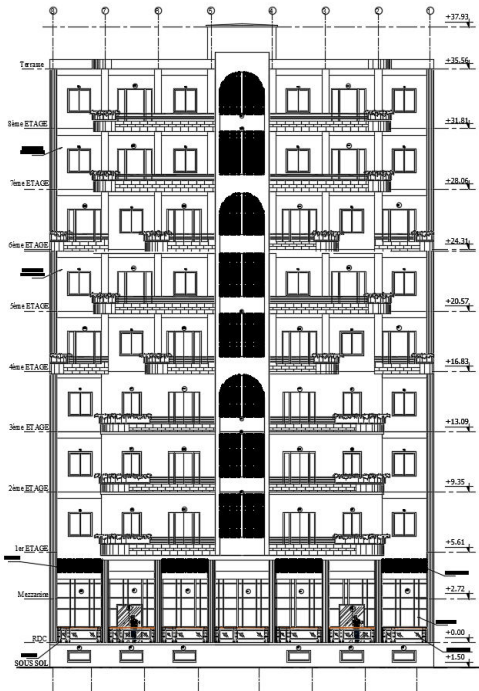


Figure. I. 4. Façade principale

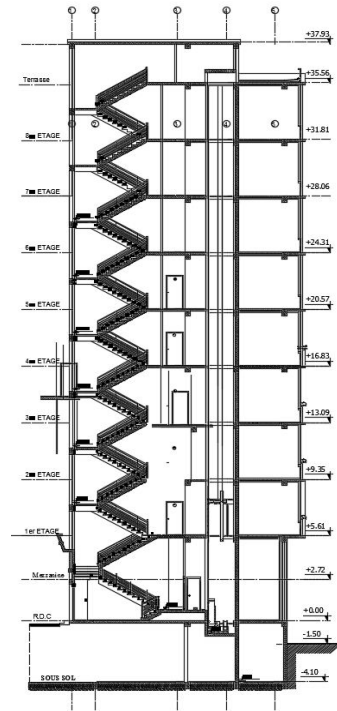


Figure. I. 5. Coupe A-A du bâtiment

I.4.2 Système structural

L'ossature portante du bâtiment est composée de portiques et de voiles en béton armé disposés suivant les deux directions principales.

La stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du séisme est assurée exclusivement par les voiles linaires en béton armé sans l'interaction des portiques. Dans ce cas, les voiles doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Cette condition sera vérifiée ultérieurement.

I.5 Nature du site d'implantation du bâtiment

Le bâtiment faisant l'objet de notre étude sera implanté à la wilaya de Boumerdes, classée en zone de forte sismicité (zone III) conformément aux normes parasismiques algériennes (RPA99 /2003).

Selon le rapport du sol et suivant les recommandations de RPA 99/2003, notre sol est classé en catégorie S3 (sol meuble).

I.6 Caractéristiques du bâtiment

I.6.1 Plancher

Le bâtiment à étudier comporte deux types de plancher :

- Plancher à corps creux
- Plancher avec dalle pleine (plancher de niveau RDC, de la cage d'escalier et de terrasse à 37.45 m).

I.6.2 Maçonnerie

La maçonnerie de ce bâtiment est composée de briques creuses 8 trous (Fig.1.7) avec 10 cm d'épaisseur, réservée au remplissage de certains murs extérieurs avec double cloison (avec 5 cm d'espacement entre 2 rangées de briques). Pour la séparation des pièces à l'intérieur, une seule cloison suffit. Quant aux entresols, nous avons utilisé des séparations de 15 cm d'épaisseur.



Figure .I. 7. Brique creuse

I.6.3 Revêtements

Les différents revêtements utilisés dans ce bâtiment sont :

- Carrelage de 2 cm d'épaisseur pour les chambres, les couloirs et les escaliers
- Céramique recouvrant l'ensemble des murs des salles d'eau
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

I.6.4 Acrotère

Le bâtiment comporte un seul type d'acrotère de dimension :

- Hauteur : 60 cm
- Epaisseur : 10 cm

I.6.5 Garde-corps

Ce bâtiment compte deux types de garde-corps, à savoir :

- Un garde-corps métallique de 96 cm de hauteur au niveau du RDC
- Un garde-corps en béton armé pour les balcons avec 95 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.6.6 Escalier

Les escaliers de ce bâtiment sont des escaliers droits avec deux volées et des paliers inter étage.

I.7 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux employés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91 modifié 99) et tous les règlements en vigueur en Algérie (RPA 99/2003 et CBA93).

I.7.1 Béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le domaine du génie civil. Il se caractérise par sa grande résistance à la compression et sa faible résistance à la traction.

I.7.1.1 Résistance à la compression

Les résistances nominales exigées pour le calcul du ferrailage des éléments composants ce bâtiment sont regroupées dans le tableau ci-après.

Tableau. I. 1. Résistance à la compression du béton au jour j

Age du béton [j]	7 jours	28 jours
Résistance f_{cj}	19 MPa	25 MPa

Aussi, pour les calculs, nous prenons :

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

I.7.1.2 Résistance à la traction

Cette résistance est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dont la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa.

Donc, nous avons :

$$f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$$

I.7.1.3 Module de déformation longitudinale du béton

➤ Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, nous admettons qu'à l'âge de « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à : $E_{ij} = 11000 f_{cj} \times 1/3$ Avec (E_{ij} et f_{cj} en MPa)

➤ Module de déformation différée

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 f_{cj} \times 1/3 \quad (E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa})$$

I.7.2 Principe de la méthode de calcul aux états limites

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- De sa ruine totale ou partielle
- De son comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

➤ Etat limite ultime (ELU)

Cet état correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, de rupture, de flambement. Autrement dit :

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement).
- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux béton ou acier, exemple : non rupture par écrasement du béton.

Soit :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

Avec :

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ Pour les situations durables

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ Pour les situations accidentelles

le tableau suivant montre les valeurs de déformation de Béton et l'acier

Tableau. I. 2. Valeurs de déformation de béton

	Béton	Acier
Compression	3.5%	10%
Traction	2%	10%

Selon le règlement BAEL 91/révisée 99 (page 80), les diagrammes de contraintes déformations adoptés sont représentés par la figure I.8.

- Parabole-rectangle pour les sections entièrement comprimées
- Rectangulaire simplifié pour les autres cas

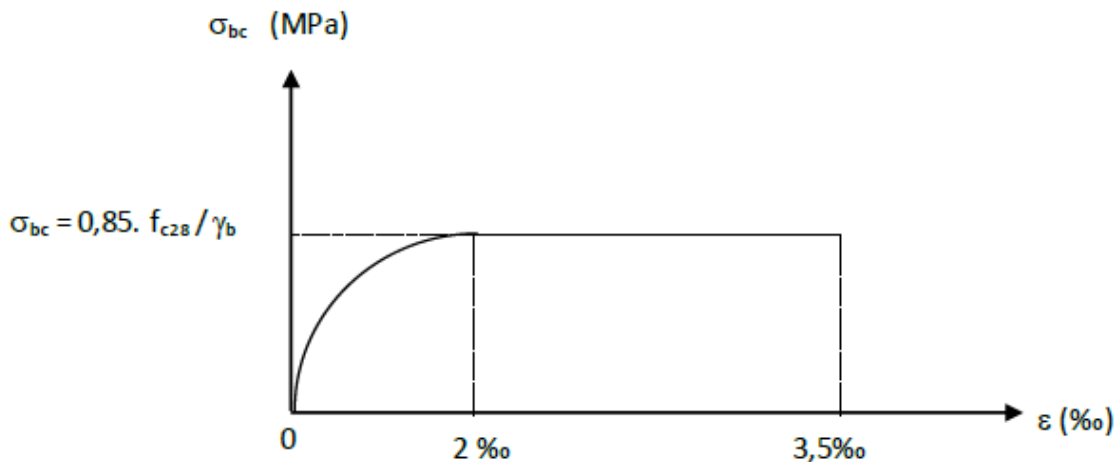


Figure. I. 8. Diagramme contraintes-déformations du béton

➤ Etat limite de service (ELS)

Les états limites de service sont des états au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs et vibration excessive).

I.7.3 Acier

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone (dans des proportions comprises généralement entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone) C'est un matériau caractérisé par sa grande résistance à la traction. Les armatures en acier servent à renforcer le béton et à augmenter sa résistance.

➤ Type d'acier utilisé

En général, l'acier utilisé pour armer le béton présente les caractéristiques suivantes :

- Nuance douce avec 0,15 à 0,25% de carbone
- Nuance mi- dure et dure avec 0,25 à 0,40% de carbone

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$

➤ Résistance de calcul

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ pour les situations durables

$\gamma_s = 1.00 \rightarrow$ pour les situations accidentelles

➤ Allongement (ϵ_l)

Nous avons :

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

Avec :

$E_s = 2 \cdot 10^5\ \text{MPa}$ (module d'élasticité de l'acier)

L'allongement et le raccourcissement sont limités à 10 ‰ (Fig 1.9).

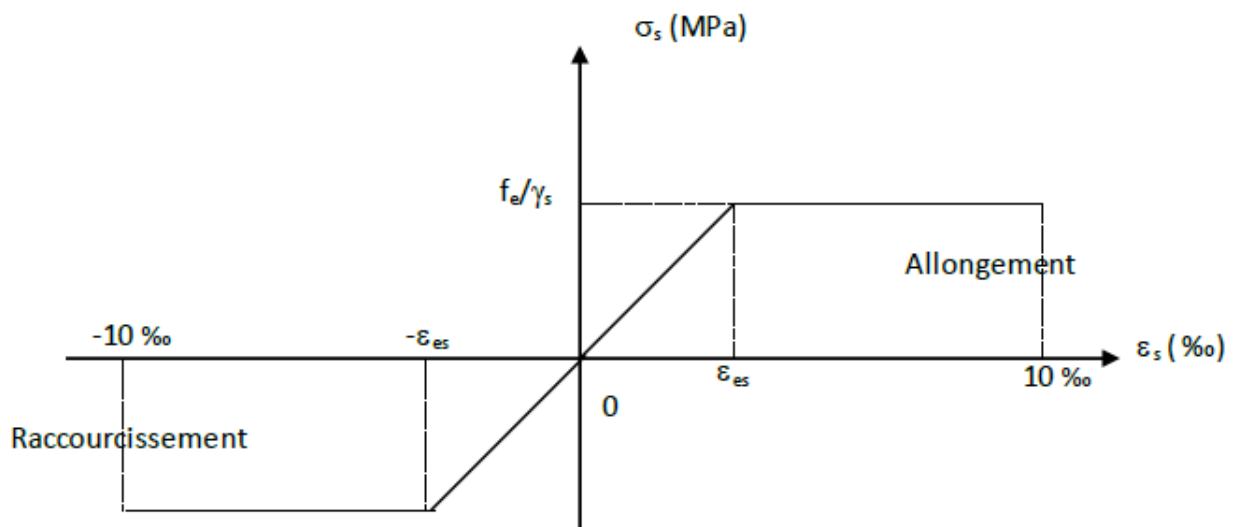


Figure. I. 9. Diagramme contraintes-déformations de l'acier

➤ **Contrainte limite de traction des armatures**

La contrainte limite de traction est fixée par :

- Fissuration peu préjudiciable : $\delta_s \leq f_e \rightarrow$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable : $\delta_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$
- Fissuration très préjudiciable : $\delta_s = \text{Min} \left[\frac{1}{32} f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$

Avec :

η = coefficient de fissuration

$\eta = 1 \rightarrow$ pour des ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6 \rightarrow$ pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm (HA)

I.8 Action et sollicitations

- Action permanentes (G) :
 - Le poids propre des éléments de la construction.
 - Les poussés et les pressions.
 - Les déformations permanentes imposées à la structure
- Action variables (Q) :
 - Charges d'exploitations et les charges climatiques.
- Action Accidentelles (F_A) :
 - Séisme.

I.9 Conclusion

On conclue pour ce chapitre, que les spécifications liées au projet sont très important pour notre travail, ils vont nous aider tout au long de notre étude.

Chapitre II

Pré dimensionnement et descente de charge

II.1 Introduction

Ce deuxième chapitre est consacré à la pré dimensionnement des différents éléments résistants de la structure. Le pré dimensionnement est contrôlé par des lois issues des règlements en vigueur en Algérie (CBA 93, RPA 99/2003, BAEL 91 révisé 99).

L'objectif est de déterminer les différentes épaisseurs pour chaque élément porteur et évaluer leurs surfaces. Par la suite, nous pouvons estimer les charges (poids propres) et les surcharges d'exploitation (application de la règle de dégression) revenant au poteau le plus sollicité.

II.2 Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une aire plane horizontale en béton armé, infiniment rigide, séparant deux niveaux d'une construction.

Le plancher a une double fonction :

- Une fonction de résistance mécanique pour supporter les charges et les surcharges,
- et une fonction d'isolation acoustique et thermique. Cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Les planchers sont formés de trois (03) parties essentielles, qui sont :

- Revêtement
- Partie portante
- Plafond

Le bâtiment étudié comporte deux types de plancher :

- Planchers à corps creux : étages courants et terrasse (niveau 35.53)
- Planchers à dalle pleine : balcons, RDC et escaliers (paillasse et paliers)

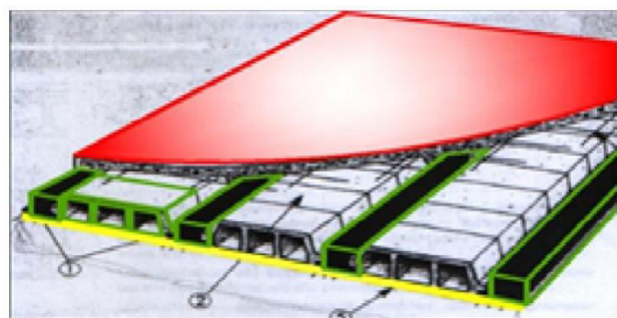
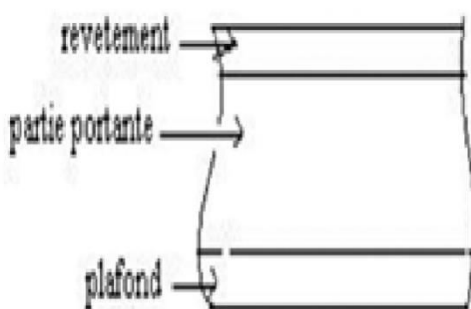


Figure II.1. Eléments constitutifs d'un plancher à corps creux

Le pré dimensionnement des planchers se fait en prenant en considération la vérification de plusieurs conditions.

II.2.1 Condition de résistance au feu

Vis-à-vis de la résistance au feu, il faut retenir quelques caractéristiques mécaniques de béton et de l'acier chutent de 50% si la température atteint 500°C ce qui engendre des allongements très important.

L'épaisseur doit donc respecter les valeurs suivantes :

- 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

II.2.2 Isolation phonique

Selon les règles CBA 93, l'épaisseur des plancher doit être au moins égale à 13 cm. Pour obtenir une bonne isolation acoustique.

II.2.3 Résistance à la flexion

II.2.3.1 Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués par :

- Les corps creux ou " hourdis" ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures
- une dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression

L'utilisation de la condition de flèche donnée par le CBA 93 article B.6.8.4.2.4 pour des dalles reposant sur quatre appuis:

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

On a :

$L_{\max} = 405$ cm (longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis)

$$\frac{405}{25} \leq h_t \leq \frac{405}{20}$$
$$16,2 \leq h_t \leq 21,25$$

Pour vérifier les conditions précédentes, nous prenons une épaisseur égale à 21 cm. Ce qui nous donne un plancher constitué d'un hourdis de 16 cm et d'une dalle de compression de 5 cm. Soit :

$$h_t = 21 \text{ cm} \rightarrow 16 + 5 \text{ cm}$$

II.2.3.2 Plancher à Dalle pleine

Pour des dalles reposant sur quatre appuis, l'épaisseur est comprise entre :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq e_p \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

Pour l'étage courant, la portée maximale est égale à : $L_{\max} = 692 \text{ cm}$

$$\frac{692}{50} \leq e_p \leq \frac{692}{40}$$

$$13,84 \leq e_p \leq 17,3$$

Pour la dalle du sous-sol, nous avons : $L_{\max} = 692 \text{ cm}$

$$\frac{692}{50} \leq e_p \leq \frac{692}{40}$$

$$13,84 \leq e_p \leq 17,3$$

Pour vérifier les conditions précédentes, nous devons prendre une épaisseur égale à 15 cm.

II.2.4 Pré dimensionnement des poutrelles

La figure II.2 représente la section de la poutrelle. Nous devons dimensionner les différentes dimensions de cette poutrelle. Soit :

$$b_1 = \min\left(\frac{L_n}{2}; \frac{L_{\max}}{10}; 6h_0\right)$$

Où :

L_n : distance entre axes des nervures

h_0 : hauteur de la dalle

$$50 \text{ cm} \geq L_n \geq 80 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad L_n = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{65}{2}; \frac{405}{10}; 30\right) \quad \rightarrow \quad b_1 = 30 \text{ cm}$$

$$b_0 \geq \frac{h_t}{2} \quad \rightarrow \quad b_0 \geq 10,5 \text{ cm}$$

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

$$b_0 = b - 2b_1 = 65 - 60 = 5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b_0 = 15 \text{ cm}$$

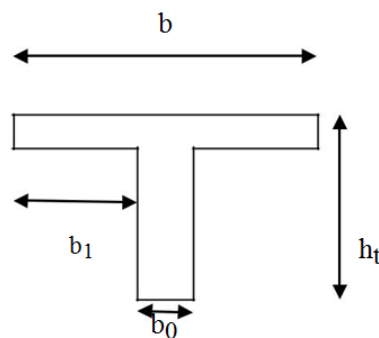


Figure. II.2. Section de la poutrelle

II.3 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux destinés à reprendre les charges et les surcharges provenant du plancher pour les retransmettre aux poteaux. Elles sont pré dimensionnées selon les formules empiriques données par le BAEL 91 révisée 99 et vérifiées par la suite par le code parasismique algérien (RPA 99/2003).

Nous désignons par :

- b : largeur de la base de la poutre
- h : hauteur totale de la poutre

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$
$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Par ailleurs, selon l'article 7.5 du RPA99version 2003, nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Nous avons deux types de poutres :

- Les poutres principales : Elles reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels elles reposent, en plus de relier les poteaux entre eux et de supporter la dalle.
- Les poutres secondaires (chaînages) : Elles relient les portiques entre eux pour éviter le basculement.

II.3.1 Pré dimensionnement des poutres principales

Nous avons :

$$L_{\max} = 550 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \rightarrow 36,66 \leq h \leq 55$$

Soit :

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \rightarrow 18 \leq b \leq 31,5$$

Nous retiendrons le minimum exigé par le RPA 99/2003, soit :

$b = 30\text{cm}$ pour toutes les poutres principales.

D'après le RPA 99 /2003, nous avons :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée
- $h / b < 4 \rightarrow 45 / 30 = 1,5 < 4 \rightarrow$ condition vérifiée

II.3.2 Pré dimensionnement des poutres secondaires

Nous avons :

$$L_{\max} = 405 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \rightarrow 27 \leq h \leq 40,5$$

Ce qui donne :

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

Aussi, nous prenons le minimum exigé par le RPA 99/2003, soit :

$b = 30 \text{ cm}$ pour toutes les poutres secondaires

D'après le RPA 99/2003, il faut vérifier que :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée
- $h / b < 4 \rightarrow 30/30 = 1 < 4 \rightarrow$ condition vérifiée

Finalement, nous retiendrons les dimensions suivantes :

- Poutres principales : (30×45)
- Poutres secondaires : (30× 30)

II.4 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales (Fig.II.3).

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue. Les voiles constituent les éléments de transmission des charges horizontales et verticales, ils peuvent être renforcés par des poteaux.

L'article 7.7.1 du RPA 99 / 2003 exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, soit :

$$e \geq \text{Max} \left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm} \right]$$

Pour notre cas, nous avons :

- hauteur d'étage courant : $h_e = 347 \text{ cm}$

$$e \geq \max \left[\frac{347}{20}; 15\text{cm} \right]$$

$$e \geq \max[17,4; 15\text{cm}]$$

- Pour le sous-sol : $h_e = 410 \text{ cm}$

$$e \geq \max[20 ; 15\text{cm}]$$

$$e \geq \max[20 \text{ cm}; 17.5 \text{ cm}; 15\text{cm}]$$

Donc, nous retenons pour tous les niveaux une épaisseur de voile égale à : $e=20$ cm
L'épaisseur des voiles peut être modifiée après l'étude dynamique de la structure.

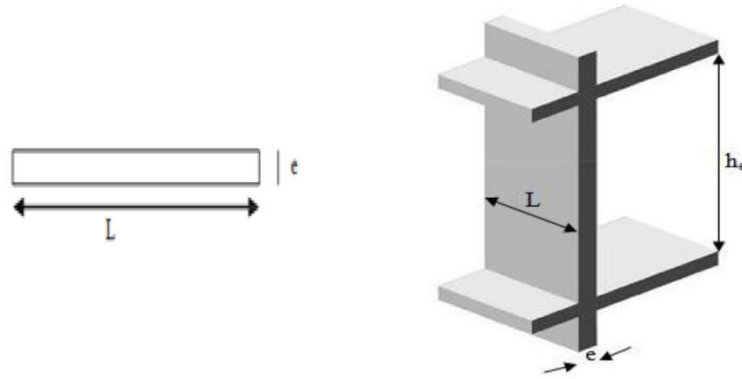


Figure. II.3. Coupe de voile en élévation

II.5 Evaluation des charges

II.5.1 Terrasse non accessible

- **Plancher terrasse (Niveau : +37.93)** : La terrasse est inaccessible, elle est réalisée en béton armé sur montée de plusieurs couches de protection avec une pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau. II. 1. Evaluation des charges et des surcharges du plancher terrasse (Niveau : +37.93)

Couches	Epaisseur(m)	G [kN/m ²]
Protection en gravillons roulés 8/15	0,05	0,85
Etanchéité multicouches	0,02	0,12
Forme de pente	0,10	2,20
Isolation en liège	0,04	0,03
Papier Kraft	----	0,05
Pare vapeur	0,01	0,06
Filmen polyane	----	0,01
Dalle pleine	0,150	3,75
Enduit de ciment	0,015	0,27
Enduit en plâtre	0,015	0,15
	G	7,49
	Q terrasse inaccessible	1

➤ **Plancher terrasse (Niveau: + 35.53)**

Tableau. II. 2. Evaluation des charges et des surcharges du plancher terrasse (Niveau : +35.53)

Couches	Epaisseur(m)	G [kN/m ²]
Protection en gravillonsroulés8/15	0, 05	0,85
Etanchéité multicouches	0.02	0,12
Forme de pente	0,10	2,20
Isolation en liège	0,04	0,03
Papier Kraft	----	0,05
Pare vapeur	0,01	0,06
Film en polyane	----	0,01
Plancher en corps creux	0,210	3,30
Enduit de ciment	0,015	0,27
Enduit en plâtre	0,015	0,15
	G	7,04
	Q terrasse inaccessible	1

II.5.2 Plancher étage courant

➤ **Plancher à corps creux**

Tableau. II. 3. Evaluation des charges et des surcharges du plancher à corps creux

Couche	Epaisseur(m)	G [kN/m ²]
Dalle de sol	0,010	0,28
Mortier de pose	0,020	0,40
Lit de sable	0,030	0,54
Plancherencorpscreux	0,210	3,30
Enduit de ciment	0,015	0,27
Enduit en plâtre	0,015	0,15
	G	5,94
	Q commerces	5
	Q habitation	1,5

➤ **Dalle pleine**

Tableau. II. 4. Evaluation des charges et des surcharges du plancher dalle plein

Couche	Epaisseur(m)	G [kN/m ²]
Dalle de sol	0,010	0,28
Mortier de pose	0,020	0,40
Lit de sable	0,030	0,54
Dalle pleine	0,150	3,75
Enduit de ciment	0,015	0,27
Enduit en plâtre	0,015	0,15
	G	5,39

Q commerces	5
Q habitation	1,5

➤ Balcons

Les balcons sont des dalles pleines reposant sur trois appuis.

Tableau. II. 5. Evaluation des charges et des surcharges du balcon

Couche	Epaisseur(m)	G [kN/m ²]
Carrelage	0,020	0,44
Mortier de pose	0,020	0,40
Lit de sable	0,030	0,54
Dalle pleine	0,150	3,75
Enduit de ciment	0,015	0,27
G		5,40
Qhabitation		3,50

➤ Murs

- Murs double cloison

Les murs sont en briques creuses, avec double cloisons (15-5-10).

Tableau. II. 6. Evaluation des charges de murs double cloison

Couche	Epaisseur(m)	G [kN/m ²]
Enduit de plâtre	0,015	0,15
Enduit de ciment	0,015	0,27
Brique creuse	0,100	0,90
Lame d'air	0,050	---
Brique creuse	0,150	1,30
Enduit de ciment	0,015	0,27
G		2,9

La charge permanente (niveau RDC) :

$$G = 2.9 \times (2.72 - 0,45) = 6.58 \text{ kN/m}$$

La charge permanente (niveau étage courant) :

$$G = 2.9 \times (3,74 - 0,45) = 9.54 \text{ kN/m}$$

- Murs cloison unique

Tableau. II. 7. Evaluation des charges du murs à cloison unique

Couche	Epaisseur(m)	G [kN/m ²]
Enduit de plâtre	0,015	0,15
Enduit de ciment	0,015	0,27
Brique creuse	0,100	0,90
Enduit de ciment	0,015	0,27
Enduit de plâtre	0,015	0,15
G		1,74

La charge permanente (niveau RDC) :

$$G = 1.74 \times (2.72 - 0,45) = 3.94 \text{ kN/m}$$

La charge permanente (niveau étage courant) :

$$G = 1.74 \times (3,74 - 0,45) = 5.72 \text{ kN/m}$$

➤ Escalier

- Paillasse

Tableau. II. 8. Evaluation des charges et des surcharges du paillasse de l'escalier

Couche	Epaisseur(m)	G [kN/m ²]
Dalle de sol	0,010	0,28
Mortier de pose	0,020	0,40
Marche	0,170	2,13
Paillasse	0,150	3,75
Enduit de ciment	0,015	0,27
G		6,83
Q_{habitation}		2,50

- Palier

Tableau. II. 9. Evaluation des charges et des surcharges du palier de l'escalier

Couche	Epaisseur(m)	G [kN/m ²]
Dalle de sol	0,010	0,28
Mortier de pose	0,020	0,40
Palier	0,150	3,75
Enduit de ciment	0,015	0,27
G		4,7
Q_{habitation}		2,50

II.6 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

Aussi, le rôle des poteaux, ne se limite pas à la reprise des charges verticales, mais contribuent largement, lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques, à reprendre les actions horizontales dues aux séismes et aux vents.

Le dimensionnement des poteaux se fait en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$). Cette combinaison de charge et surcharge peut être majorée de 10% pour les poteaux

intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des tours comportant au moins trois travées ($N_u = 1,1N_u$).

II.6.1 Différentes étapes du pré dimensionnement

Ces étapes sont :

- Choix du poteau le plus sollicité et calcul de la surface reprise par ce poteau.
- Pré dimensionnement des poteaux en procédant par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement (pour débiter les calculs).
- Calcul de l'effort normal maximal en compression centrée à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$) en utilisant la règle de dégression.
- Dimensions de la section transversale des poteaux devant respecter les conditions imposées par le code parasismique algérien (RPA 99/2003).

II.6.2 Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus chargé est celui qui supporte la plus grande surface. En ce qui concerne notre étude, le poteau le plus sollicité est le poteau central (Fig. II.4).

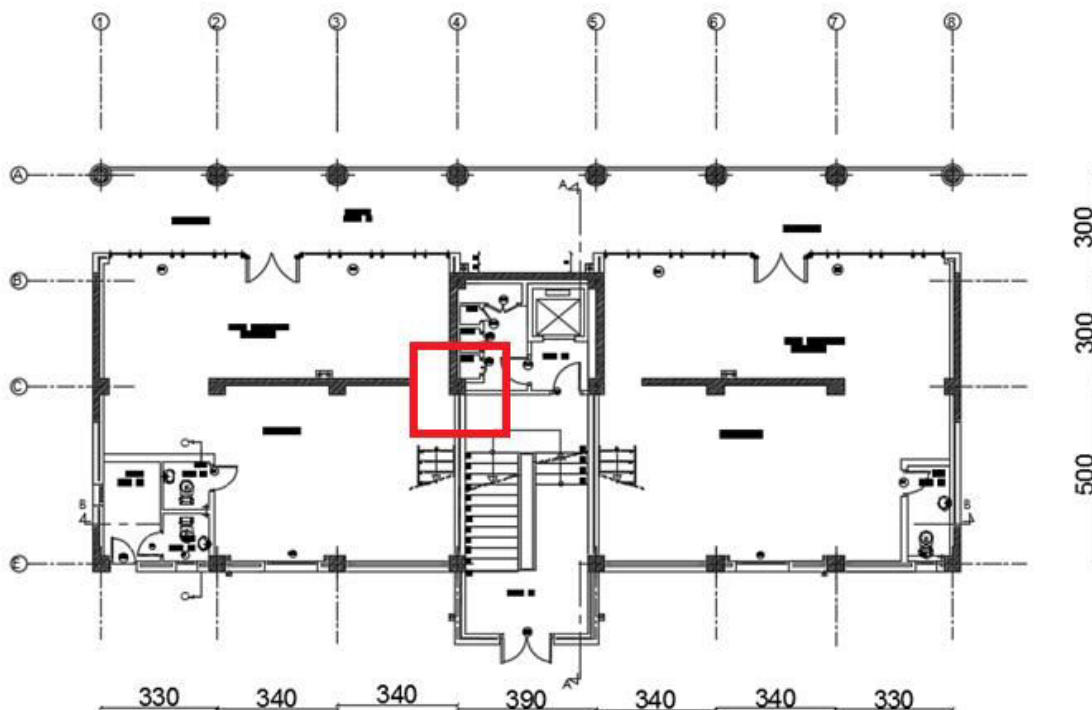


Figure. II.4. Emplacement du poteau le plus chargé

La surface revenant au poteau le plus sollicité (Fig. II.5) est égale à :

$$S = (1.7 + 1.95) \times (1.5 + 2.54) = 14.74 \text{ m}^2$$

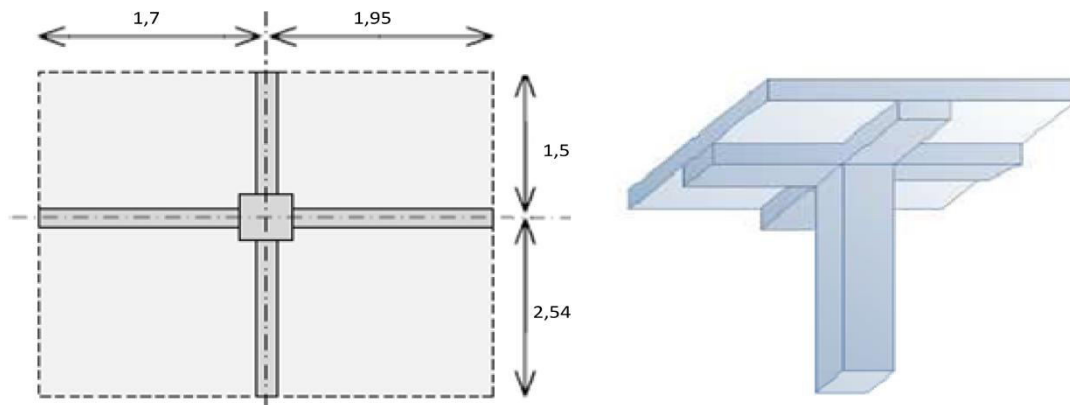


Figure II.5 : Surface du plancher revenant au poteau

II.6.2 Pré dimensionnement et choix des sections

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires (Tab. II.10) doivent répondre aux conditions exigées par le code RPA 99/2003, à savoir :
 $\min(a,b) \geq 30\text{cm}$ en Zone III.

Tableau. II. 10. Choix des dimensions des poteaux

Niveau	Terrasse (+35.53) au 5 ^{ème} étage	Terrasse (+35.53) au 5 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage au 2 ^{ème} étage	RDC + sous-sol
Dimensions des poteaux	a x b = 45 x 45	a x b = 45 x 45	a x b = 50 x 50	a x b = 55 x 55

II.6.3 Calcul de la longueur de flambement L_f

Le règlement **CBA93** définit la longueur de flambement L_f comme suit :

- $0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
 - Soit encastré dans un massif de fondation
 - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L_0 : dans tous les autres cas.

Pour notre bâtiment, nous prenons, $L = 0,7 L_0$ car les poteaux sont encastrés aux fondations.

II.6.4 Calcul de l'effort $\overline{N_u}$

Selon l'article B.8.4.1 du CBA 93, l'effort normal ultime agissant dans un poteau doit être au plus égal à :

$$\overline{N_u} \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Où :

B_r : section du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 1 cm par rapport au pourtour (Fig. II.6), ce qui donne : $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$

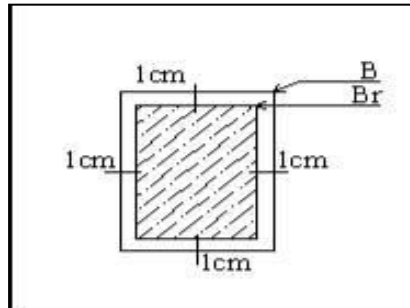


Figure. II. 6. Surface réduite du poteau

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ = résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours

$f_e = 400 \text{ MPa}$ = limite élastique de l'acier

$\gamma_s = 1,15$ → Situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1,5$ → Situation durable ou transitoire

A_s : section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau (article 7.4.2 du RPA99).

α : Coefficient fonction de l'élançement du poteau calculé par la formule suivante :

$$\alpha(\lambda) = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow \lambda \leq 50 \\ 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : Élançement mécanique

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$$

Pour des poteaux carrés, le rayon de giration est égal à :

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

Par conséquent : $\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{a}$

Pour un bâtiment à étages, d'après le D.T.R .B.C. 2.4.1 (article B.8.3. 1), la longueur libre l_0 est comptée :

- entre faces supérieures de deux planchers consécutifs dans le cas d'un poteau d'étage courant,

- entre la face supérieure du premier plancher et la jonction avec la fondation dans le cas du premier niveau.

Le tableau suivant présente les calculs du \bar{N}_U .

Tableau. II. 11. Calcul des efforts admissibles \bar{N}_U

Niveaux	L_0 [m]	Dimension (m)	B_r (m ²)	λ	α	A_s (m ²)	\bar{N}_U (kN)
Terrasse (+35.53)	2.40	45 x 45	0.1849	14.54	0.821	0.0205	8654.69
8 ^{ème} étage au 5 ^{ème} étage	3.74	45 x 45	0.2809	20.15	0.797	0.0205	9828.83
4 ^{ème} étage au 1 ^{ème} étage	3.74	50 x 50	0.2304	18.13	0.806	0.025	10447.62
Mezzanine	2.89	55 x 55	0.2809	12.741	0.820	0.0302	12879.08
RDC	2.72	55 x 55	0.2809	11.990	0.830	0.0302	13.36.14
Sous Sol	4.10	55 x 55	0.2809	18.076	0.806	0.0302	12659.19

II.6.5 Descente de charge

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs), afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

II.6.5.1 charge permanente

- Sous Terrasse (niveau + 37.93) :
 - Poids de la poutre principale : $(0.30 \times 0.45 \times 25 \times 4.04) = 13.635$ kN
 - Poids de la poutre secondaire : $(0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.65) = 8.212$ kN
 - Poids du poteau : $0.45 \times 0.45 \times (2.7 - 0.45) \times 25 = 11.39$ kN
 - Poids de la dalle : $7.87 \times 7,49 = 58.946$ kN

$$G = 92.049 \text{ kN}$$

- Sous terrasse (niveau +35.53)
 - Poids de la poutre principale : $(0.30 \times 0.45 \times 25 \times 4.04) = 13.635$ kN
 - Poids de la poutre secondaire : $(0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.65) = 8.212$ kN
 - Poids du poteau : $0.45 \times 0.45 \times (3.74 - 0.45) \times 25 = 16.65$ kN
 - Poids du mur : $(2.54 - 0.225) \times 2.9 + (1.95 - 0.225) \times 1.74 = 10.65$ kN
 - Poids de la dalle : $(6.868 \times 7.04 + 7.87 \times 5.39) = 90.713$ kN

G= 139.86 kN

- Sous étage courant (De 8^{eme} étage au 5^{eme} étage)
 - Poids de la poutre principale : $(0.30 \times 0.45 \times 25 \times 4.04) = 13.635 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire : $(0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.65) = 8.212 \text{ kN}$
 - Poids du poteau : $(0.45 \times 0.45 \times (3.74 - 0.45) \times 25) = 16,9 \text{ kN}$
 - Poids du mur intérieurs : $(2.49) \times 2.9 + (1.9) \times 1.74 = 10.65 \text{ kN}$
 - Poids de la dalle : $(6.868 \times 5.94 + 7.87 \times 5.39) = 83.215 \text{ kN}$

G = 132.36 KN

- Sous étage courant (De 4^{eme} étage au 2^{er} étage)
 - Poids de la poutre principale : $(0.3 \times 0.45 \times 25 \times 3.99) = 13.466 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire : $(0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.6) = 8.1 \text{ kN}$
 - Poids du poteau : $(0.50 \times 0.50 \times (3.74 - 0.45) \times 25) = 18.875 \text{ kN}$
 - Poids du mur intérieurs : $(2.49) \times 2.9 + (1.9) \times 1.74 = 10.65 \text{ kN}$
 - Poids de la dalle : $(6.868 \times 5.94 + 7.878 \times 5.39) = 83.258 \text{ kN}$

G = 134.349 KN

- Sous 1^{er} étage :
 - Poids de la poutre principale : $(0.3 \times 0.45 \times 25 \times 3.99) = 13.466 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire : $(0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.6) = 8.1 \text{ kN}$
 - Poids du poteau : $(0.50 \times 0.50 \times (2.89 - 0.45) \times 25) = 15.25 \text{ kN}$
 - Poids du mur intérieurs : $(2.49) \times 2.9 + (1.9) \times 1.74 = 10.65 \text{ kN}$
 - Poids de la dalle : $(6.868 \times 5.94 + 7.878 \times 5.39) = 83.258 \text{ kN}$

G = 130.724 KN

- Sous Mezzanine :
 - Poids de la poutre principale : $(0.3 \times 0.45 \times 25 \times 3.94) = 13.297 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire : $(0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.55) = 7.987 \text{ kN}$
 - Poids du poteau : $(0.55 \times 0.55 \times (2.72 - 0.45) \times 25) = 17.166 \text{ kN}$
 - Poids du mur intérieurs : $(2.49) \times 2.9 + (1.9) \times 1.74 = 10.65 \text{ kN}$
 - Poids de la dalle : $(6.50 \times 5.94 + 7.48 \times 5.39) = 83.258 \text{ kN}$

G= 132.358 KN

- Sous RDC :
 - Poids de la poutre principale : $(0.3 \times 0.45 \times 25 \times 3.94) = 13.297 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire : $(0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.55) = 7.987 \text{ kN}$
 - Poids du poteau : $(0.55 \times 0.55 \times (4.1 - 0.45) \times 25) = 27.603 \text{ kN}$
 - Poids de la dalle : $(14.5 \times 5.39) = 78.155 \text{ kN}$

G=127.042 KN

II.6.5.2 Charges d’exploitation

Pour un bâtiment qui présente plus de 5 niveaux et dont les planchers ont une charge d’exploitation différente comme notre cas, la dégression de charges d’exploitations se fait comme indiqué dans l’article 6.3 du DTR BC22 :

Terrasse (niveau + 35.53) : Q_0

8^{ème} étage: $Q_0 + Q_1$

7^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

6^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

5^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

4^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum Q_i$

Avec :

n : représente le numéro de l’étage à partir du sommet du bâtiment.

Tableau. II. 12.calculs de N_Q suivant la règle de dégression

Niveau	Digression	Q	$Q_{cumulée}$	N_Q (KN)
Terrasse (niveau +35.53 m)	Q_0	1	1	7.878
8 ^{ème} étage	Q_0+Q_1	1	2	29.492
7 ^{ème} étage	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	1,5	3.5	51.611
6 ^{ème} étage	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	1,5	5	73.730
5 ^{ème} étage	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	1,5	6.5	95.849
4 ^{ème} étage	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	1,5	8	117.968
3 ^{ème} étage	$Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	1,5	9.5	140.087
2 ^{ème} étage	$Q_0+0.71(Q_1+.....+Q_7)$	1,5	11	162.206
1 ^{ème} étage	$Q_0+0.687(Q_1+.....+Q_8)$	1,5	12.5	184.325
Mezzanine	$Q_0+0.67(Q_1+.....+Q_9)$	1.5	14	206.444
RDC	$Q_0+0.65(Q_1+.....+Q_{10})$	5	19	280.174
SS	$Q_0+0.64(Q_1+.....+Q_{11})$	5	24	353.904

II.6.6 Vérification selon les normes BAEL 91 révisées 99

➤ **Evaluation des charges verticales**

D’après les normes BAEL99 révisées 99 (Art B.8.1, 1),dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées de :

- 15 %pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées,

- 10 % pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Aussi, pour le cas de notre bâtiment, nous retiendrons pour les charges verticales une majoration de 10%.

➤ **Vérifications de l'inégalité 1.1 $N_U \leq \bar{N}_U$**

Tableau. II. 13. Calculs de l'effort N_U

Etages	N_Q (kN)	G (kN)	N_G (kN)	N_U (kN)	1.1 N_U (kN)	\bar{N}_U (kN)	1.1 $N_U \leq \bar{N}_U$
Niveau (+35.53 m)	7.878	92.049	92.049	136.083	149.691	8654.69	oui
8 ^{eme} étage	29.492	139.86	231.909	357.315	393.046	9828.83	Oui
7 ^{eme} étage	51.611	132.36	264.269	434.179	477.596	9828.83	Oui
6 ^{eme} étage	73.730	132.36	496.629	781.044	859.148	9828.83	oui
5 ^{eme} étage	95.849	132.36	628.989	992.870	1092.157	9828.23	Oui
4 ^{eme} étage	117.968	132.36	761.349	1204.773	1325.250	9828.23	Oui
3 ^{eme} étage	140.087	134.349	895.698	1419.322	1561.254	10447.62	Oui
2 ^{eme} étage	162.206	134.349	1030.047	1633.872	1797.259	10447.62	Oui
1 ^{eme} étage	184.325	134.349	1164.386	1848.408	2033.248	10447.62	Oui
Mezzanine	206.444	130.724	1295.120	2058.078	2263.885	12879.08	oui
RDC	280.174	132.358	1427.478	2347.356	2582.091	13036.14	oui
SS	353.904	127.042	1554.520	2629.458	2702.403	12659.19	Oui

II.6.7 Vérification des recommandations du RPA 99/2003

D'après le RPA 99/2003, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

➤ **Coffrage (Art 7.4.1 du RPA 99/2003)**

Le tableau ci-dessous regroupe les premières conditions à vérifier en ce qui concerne les poteaux.

Tableau. II. 14. Vérification des dimensions des poteaux selon le RPA 99/2003

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) \geq 30 cm	Min (b, h) = 45 cm \geq 30 cm	Oui
Min (b, h) \geq $h_e / 20$	Min (b, h) = 45cm \geq ($h_e/20$) = (3.74-0.45)/20=16 cm	Oui
$0.25 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (b/h)=1 \leq 4$	Oui

➤ **Sollicitations normales**

Selon le RPA 99/2003 (Art 7.4.3.1), et en plus des vérifications prescrites par le C.B.A 93 dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante:

$$\frac{Nu}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Dans le tableau ci-après figure la vérification des sollicitations normales.

Tableau. II. 15. Vérification des sollicitations normales selon le RPA 99/2003

Etages	N cumulée	B	F _{c28}	$\frac{Nu}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$
Niveau (+35.53 m)	149.691	0.2025	25	Vérifiée
8 ^{ème} étage	393.046	0.2025	25	Vérifiée
7 ^{ème} étage	477.596	0.2025	25	Vérifiée
6 ^{ème} étage	859.148	0.2025	25	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1092.157	0.2025	25	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1325.250	0.2025	25	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1561.254	0.25	25	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1797.259	0.25	25	Vérifiée
1 ^{ème} étage	2033.248	0.25	25	Non vérifiée
Mezzanine	2263.885	0.3025	25	Vérifiée
RDC	2582.091	0.3025	25	Non vérifiée
SS	2702.403	0.3025	25	Non vérifiée

Commentaire :

Nous constatons que les poteaux se trouvant au niveau du 1^{er} étage, RDC et Sous sol, ne vérifient pas la condition imposée par le RPA 99/2003. Pour y remédier a ce problème, les dimensions des poteaux seront choisies de telle sorte à ce que cette condition soit vérifiée. Les nouvelles dimensions des poteaux figurent dans le tableau ci-dessous.

Tableau. II.16. Nouvelles dimensions des poteaux

Niveau	Terrasse (+ 37.93 m) au 7 ^{ème} étage	6 ^{ème} au 4 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage au 1 ^{ème} étage	Mezzanine, RDC et Sous Sol
Dimensions choisies	a×b=45×45	a×b=50×50	a×b=55×55	a×b=60×60

II.7 Conclusion

Le pré dimensionnement des éléments principaux et des éléments secondaires s'est fait en tenant compte des recommandations des règlements en vigueur en Algérie (BAEL91, CBA93, RPA99/2003). Les dimensions obtenues seront, évidemment, corrigées si nécessaire, après l'étude sismique.

Chapitre III

Dimensionnement des éléments non structuraux

III.1 Introduction

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ce sont des éléments en maçonnerie comme les cloisons et les murs de façade.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale); comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, nous aborderons le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère.
- Garde-corps.
- Escalier.
- Planchers.
- Balcon.

III.2 L'acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur qui sert à prévenir de toute chute.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante (Fig.III.1).

Dans notre bâtiment, on a un seul type d'acrotère, les dimensions sont présentées dans la Fig. III.

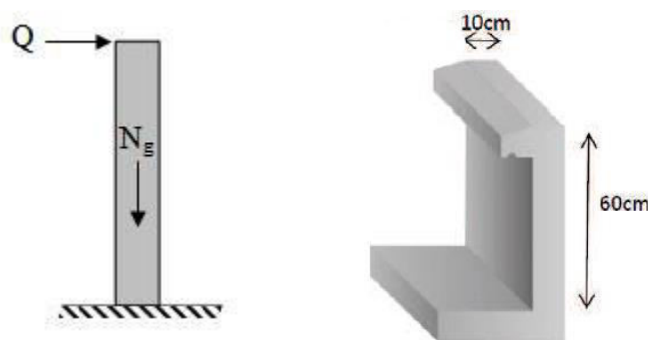


Figure.III.1. Détails et modélisation de l'acrotère

III.2.1 Evaluation des charges

- Charge due au poids propre :

$$G = 25 \times 1 \times (0.6 \times 0.1 + 0.05 \times 0.11 + (0.05 \times 0.11)/2) = 1.706 \text{ KN}$$

- Charge dûe à la main courante :
 $Q = 1\text{KN}$
- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :
 $M = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0,6 \text{ kN.m}$

➤ **ELU**

- Effort normal de compression dû à G :
 $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1.706 = 2.303 \text{ KN}$
- Moment de renversement dû à Q :
 $M_Q = 1,50 \times M = 1,50 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant dû à Q :
 $V = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$

➤ **ELS**

- Effort normal de compression :
 $N_S = 1.706 \text{ kN.}$
- Moment de renversement :
 $M_S = 0.6 \text{ kN.m.}$
- Effort tranchant du à Q :
 $V = 1 \times Q = 1 \text{ KN}$

III.2.2 Calcul du ferrailage

La section dangereuse c'est une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

➤ **Calcul à ELU**

D'après l'organigramme de la flexion composée :

$$a = (0.377 \times h - 0.81 d') \times b \times h \times f_{bu} = 1.71$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_u = 2.303 \times (0.57 - 0.03) - 0.9 = 0.34$$

$a > b$ Alors, on a une section partiellement comprimé (SPC)

Le calcul se fera donc pour une section soumise à la flexion simple. Il s'agit de rechercher les sections d'armatures fictives (A_s, A_{sc}), puis en déduire les sections réelles, de sorte que :

$$A_{sc} = A_{sc}$$

$$A_s = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

On a :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.3} = 0,391 \text{ m}$$

$$e_a = e_0 + \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 0.39 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03\right) = 0.41 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times e_a = 0.94 \text{ kN.m}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_u}{(b \times d^2 \times f_{bu})} = 0.0106 < \mu_{lim} = 0.48$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.015 < 0.259 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A_{Sc} = A_{Sc} = 0$$

Donc la section d'armatures est :

$$A_s = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.39 - \frac{2.303}{49.43} = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.34 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à ELS**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,35 \text{ m}$$

Donc :

$$e_a = e_0 + \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 0.37 \text{ m}$$

$$M_{ser} = N_{ser} \times e_a = 0.631 \text{ kN.m}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_u}{(b \times d^2 \times f_{bu})} = 0.0106 < \mu_{lim} = 0.09$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.118 < 0.259 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A_{Sc} = 0$$

$$A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

On a :

$$M_{ser} = 0,631 \text{ KN.m et } A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

- Position de la fibre neutre :

$$by^2 + 30(A_s + A_{Sc})y - 30(dA_s + d'A_{Sc}) = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15[A_{Sc}(d - y)^2 + A_s(y - d)^2] \dots \dots \dots (2)$$

Après résolution de l'équation (1), on trouve : $y = 0.045 \text{ m}$

On remplace dans (2), on trouve : $I = 0.32 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

- Coefficient angulaire des contraintes :

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = 18.75$$

La contrainte maximale de la compression du béton :

$$\sigma_{bc} = Ky = 18.75 \times 0.045 = 0.84 \text{ MPa}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Vérifiée}$$

La contrainte maximale de l'acier : $\sigma_s = nK(d - y) = 49.63 \text{ MPa}$

Avec : fissuration très préjudiciable, c'est-à-dire :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 90\sqrt{\eta} \times f_{t28} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 90\sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min(266 ; 165.2) = 165 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement (art 5.1.1/ BAEL 91)**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

La fissuration étant très préjudiciables, la contrainte de cisaillement τ_u doit être limitée par une contrainte admissible donnée par :

$$\tau_{adm} = \min \left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,16\text{MPa}$$

Le béton suffit pour reprendre l'effort tranchant.

➤ **Condition de non fragilité (Art.A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{min} \geq \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.07 \times 2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_S = \text{Sup} (A_{min} ; A_{S_u}) = 0.84 \text{ m}^2$$

On prend $A_S = 4\text{HA}8/\text{ml}$ avec un espacement de $e = 25 \text{ cm}$

$$\text{Avec } A_S = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{cm}^2$$

On prend $A_{S/\text{ml}} = 4\text{HA}6$ avec un espacement de $e = 20 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } A_S = 1.1 \text{ cm}^2$$

➤ **Composante horizontale de la charge sismique**

D'après (l'article 6.2.3 /RPA 99 / version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

F_p :force horizontale de calcul agissant sur l'acrotère.

A: Coefficient d'accélération de la Zone III. $\rightarrow A = 0.325$.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre (0.3 et 0.8), obtenu du tableau (6.1) du RPA99/VERSION2003 $\rightarrow C_p = 0.80$

W_p : Poids propre de l'acrotère

Donc : $F_p = 4 \times 0.8 \times 0.25 \times 1.706 = 1.4 \text{ KN/ml}$

On retient comme ferrailage de l'acrotère celui obtenu sous l'ELU et l'ELS si la condition suivante est vérifiée :

$$F_p < 1,5 \times Q = 1.5 \text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

Donc, nous avons adopté le ferrailage calculé précédemment.

➤ Schéma de ferrailage

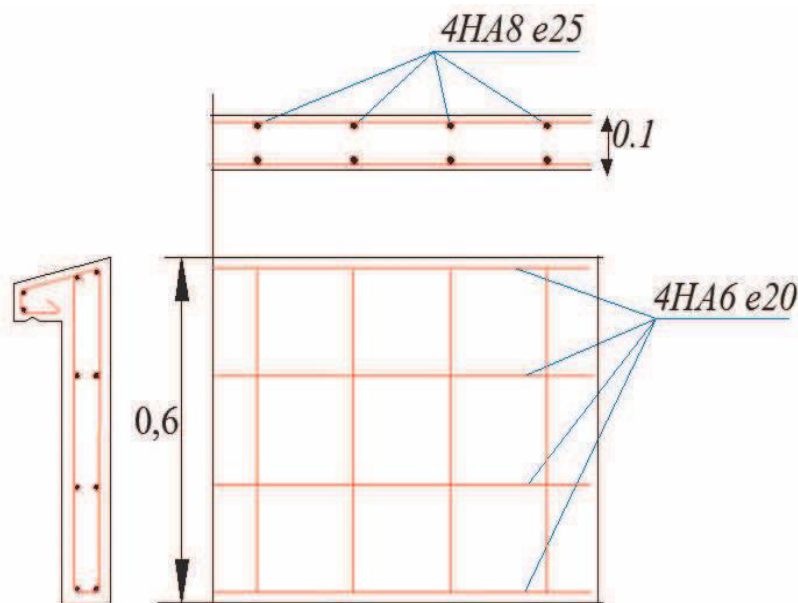


Figure.III.2. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3 Le garde-corps

Le garde-corps est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 100 cm de hauteur qui sert à prévenir de toute chute (Figure.III.3). Il est assimilé à une console encastrée dont le ferrailage se calcule sous l'ELU, vérification à l'ELS et vérification aux charges sismiques.

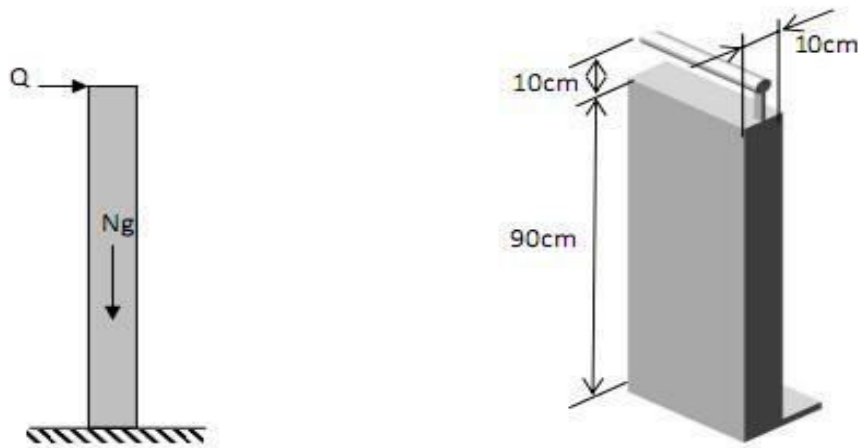


Figure.III.3 Détails et modélisation du garde-corps

III.3.1 Evaluation des charges

- L'effort normal dû au poids propre :
 $G = 25 \times 1 \times 0.1 \times 0.9 = 2.25 \text{ KN}$
- L'effort horizontal dû à la main courante :
 $Q = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :
 $M = Q \times H = 1 \times 0.9 = 0,9 \text{ kN.m}$

➤ ELU

- Effort normal de compression dû à G :
 $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2.25 = 3.375 \text{ KN}$
- Moment de renversement dû à Q :
 $M_Q = 1,50 \times M = 1,50 \times 0.9 = 1.35 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant dû à Q :
 $V = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$

➤ ELS

- Effort normal de compression :
 $N_s = G = 2.25 \text{ kN.}$
- Moment de renversement :
 $M_s = 0.9 \text{ kN.m.}$
- Effort tranchant du à Q :
 $V = 1 \times Q = 1 \text{ KN}$

III.3.2 Calcul du ferrailage

L'étude consiste au calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée :

➤ Calcul à ELU

D'après l'organigramme de la flexion composée :

$$a = (0.377 \times h - 0.81 d') \times b \times h \times f_{bu} = 4.017$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_u = 3.375 \times (0.87 - 0.03) - 1.35 = 1.57$$

$a > b$ Alors, on a une section partiellement comprimé (SPC)

Donc, le calcul se fait pour une section soumise à la flexion simple, on cherche les sections d'armatures fictives ($A_s ; A_{sc}$), puis on déduit les sections réelles telles que :

On a :

$$A_{sc} = A_{sc}$$

$$A_s = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.35}{3.35} = 0.4 \text{ m}$$

$$e_a = e_0 + \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 0.4 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03\right) = 0.42 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times e_a = 3.375 \times 0.42 = 1.417 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme de flexion simple on a :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.417}{0.1 \times 0.07^2 \times 14.17} = 0.22 < \mu_{lim} = 0.48$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.24 < 0.259 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A_{sc} = A_{sc} = 0$$

Donc la section d'armatures est :

$$A_s = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.64 - \frac{3.375}{347.82}$$

$$A_s = 0.63 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à ELS :**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.90}{2.25} = 0.4 \text{ m}$$

Donc :

$$e_a = e_0 + \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 0.4 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03\right) = 0.42 \text{ m}$$

$$M_{ser} = N_{ser} \times e_a = 2.25 \times 0.42 = 0.90 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{ser}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.90}{0.1 \times 0.07^2 \times 14.17} = 0.129 < \mu_{lim} = 0.48$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.173 < 0.259 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{d(1 - 0.4\alpha) \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.90 \times 10^{-3}}{0.07(1 - 0.4 \times 0.24) \frac{400}{1.15}} = 0.40 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$M_{ser} = 0,9 \text{ KN.m et } A_s = 0.63 \text{ cm}^2$$

➤ Position de la fibre neutre :

$$by^2 + 30(A_s + A_{sc})y - 30(dA_s \times d'^{A_{sc}}) = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15[A_{sc}(d - y)^2 + A_s(y - d)^2] \dots \dots \dots (2)$$

Après résolution de l'équation (1), on trouve : $y = 0.040\text{m}$

On remplace dans (2), on trouve : $I = 0.36 \times 10^{-4}\text{m}^4$

➤ Coefficient angulaire des contraintes

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = 25$$

La contrainte maximale de la compression du béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y = 25 \times 0.040 = 1 \text{ MPa}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Vérifiée}$$

La contrainte maximale de l'acier : $\sigma_s = nK(d - y) = 49,63 \text{ MPa}$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 90\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266 ; 165.2) = 165 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement (art 5.1.1/ BAEL 91)**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

La fissuration étant très préjudiciables, la contrainte de cisaillement τ_u doit être limitée par une contrainte admissible donnée par :

$$\tau_{adm} = \min\left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,19\text{MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{adm} \quad \text{vérifiée}$$

Le béton suffit pour reprendre l'effort tranchant.

➤ **Condition de non fragilité (Art.A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} \geq \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.07 \times 2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \sup(A_{\min}; A_u) = \sup(0.84; 0.64) = 0.84 \text{ cm}^2$

On prend : $A_{s/ml} = 4\text{HA}8$ avec un espacement de $e = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{r/ml} = 4\text{HA}6$ avec un espacement de $e = 22.5 \text{ cm}$

➤ **Composante horizontale de la charge sismique**

D'après (l'article 6.2.3 /RPA 99 / version 2003/pages 56), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

F_p : La force horizontale de calcul agissant sur l'acrotère.

A : Coefficient d'accélération de zone III. $\rightarrow A = 0.25$.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre (0.3 et 0.8) obtenu du tableau (6.1)

RPA99/VERSION 2003 $\rightarrow C_p = 0.80$

W_p : Poids propre de l'acrotère

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.8 \times 0.25 \times 2.25 = 1.8 \text{ KN/ml}$$

On retient comme ferrailage de l'acrotère celui obtenu sous l'ELU et l'ELS si la condition suivante est vérifiée :

$$F_p < 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN} \quad \text{n'est pas vérifiée}$$

La condition précédente n'étant pas remplie, nous devons donc faire un calcul à l'état limite accidentel, et la section ainsi obtenue sera retenue.

Ce calcul consiste à remplacer la surcharge Q par la valeur correspondant à F_p . En procédant de la sorte, nous obtenons la section suivante :

$$A_s = 0.49 \text{ cm}^2$$

Cette section reste inférieure à la valeur minimale (condition de non- fragilité). Par conséquent, l'acrotère sera ferrailé dans les deux sens avec un pourcentage minimal.

➤ Schéma de ferrailage

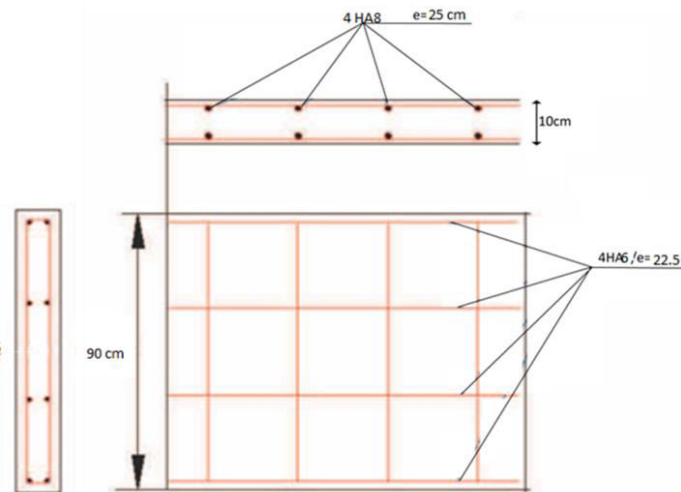


Figure III.4. Schéma de ferrailage du garde-corps

III.4 Escalier

Un escalier est un moyen statique permettant le passage d'un niveau horizontal à un autre (les moyens dynamiques étant les ascenseurs, escalators...), c'est un élément non structural composé de gradins successifs sur une dalle inclinée en béton armé.

Dans notre cas, nous avons étudié un escalier à deux volées avec un palier de repos (Fig. III .5).

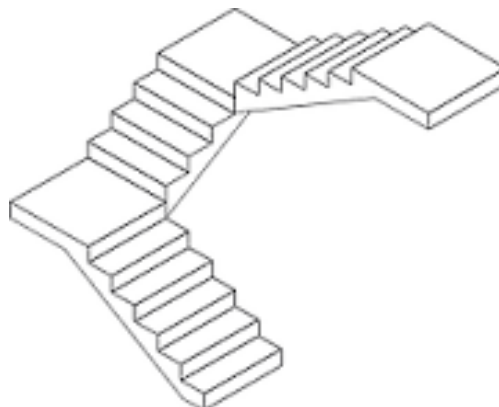


Figure. III.5. Vue 3D de l'escalier du Bâtiment

III.4.1 Pré dimensionnement de l'escalier

➤ Hauteur et largeur des marches h et g

Pour notre bâtiment, on va étudier l'escalier au niveau d'étage courant (2^{ème} étage)

Le choix des dimensions dépend des conditions d'utilisation et de la destination prévue pour l'escalier. Le tableau. III.3 présente les valeurs (courantes de g et h).

Tableau III.1. Dimension de la hauteur de la marche et giron

Dimensions	Valeurs courantes
h	0.16 à 0.21
g	0.23 à 0.32

g : giron (largeur de la marche, sauf pour les marches triangulaires).

h : hauteur de la marche.

La relation entre g et h est donnée par la relation de Blondel :

$$0.58 m \leq g + 2h \leq 0.64 m$$

En fixant la hauteur de la marche h = 17 cm.

Ce qui nous donne un giron de g = 28 cm pour les marches rectangulaires.

Donc la condition de Blondel est vérifiée.

➤ Nombre de contre marche

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{374}{17} = 22$$

➤ Largeur de l'escalier

Pour faciliter la circulation des personnes, la largeur minimale des escaliers est fixée à 0.60m, dans notre cas la largeur est égale à 1.50 m.

➤ Epaisseur des escaliers

L'épaisseur de la paillasse et le palier de repos est donnée par la formule :

$$e \geq \max \left\{ \frac{L_0}{30}; 10 \text{ cm} \right\}$$

$$L_0 : \text{Longueur développée.} \quad L_0 = L + 150 = 319 + 150 = 469 \text{ cm}$$

Avec

$$L : \text{longueur de la volée.} \quad L = \sqrt{270^2 + 170^2} = 319 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left\{ \frac{469}{30}; 10 \text{ cm} \right\} = \max \{ 15.6; 10 \} \text{ donc : } e = 15 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la paillasse et du palier est : e = 15 cm

III.4.2 Étude de la volée et le palier de repos

III.4.2.1. Modèle de calcul

Nous avons deux volées, nous étudions le ferrailage de la volée qui a une grande portée. La volée est assimilée à une poutre appuyée sur deux appuis. Le calcul s'effectue en considérant une bande de hauteur 15 cm et de largeur correspondant à un mètre linéaire. La modélisation de la volée et les deux paliers de repos est représentée par figure III.6.

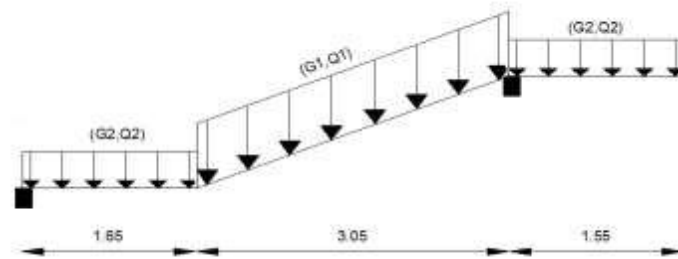


Figure III.6. modélisation de la volée et des deux paliers de repos

III.4.2.2. Evaluation des charges

$$P_{u1} = 1.35(6.83) + 1.5(2.5) = 12.97 \text{ KN/m}$$

La charge est inclinée avec un angle de 32°.

$$P_{u1} = \cos 32 \times 12.97 = 10.99 \text{ KN/m}$$

$$P_{s1} = \cos 32 \times [(6.83) + (2.5)] = 7.91 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1.35(4.7) + 1.5(2.5) = 10.09 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = \cos 32 \times [(4.7) + (2.5)] = 6.10 \text{ KN/m}$$

Les résultats du calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants calculés par le logiciel RDM6 sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 2. Calculs des sollicitations agissant sur l'escalier

		ELU	ELS
Moment en travée [KN.m]	En travée	11.59	8.44
	En appui	-23.89	-17.3
Effort tranchant [KN]		27.79	25

III.4.2.3 Calcul du ferrailage

$$h = 0.15 \text{ m}; b = 1 \text{ m}; d = 0,9 \times h = 0.135 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}; f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}; \sigma_{st} = 347,83 \text{ Mpa}$$

Tableau III. 3. Calculs à ELU et Vérification à ELS

ELU		M_u [KN.m]	Pivot		A_{sc} [cm ²]	A_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
			$\mu = 0.027$	$\alpha = 0.030$			
En travée	8.47	A		0	3.2	1.63	
		$\mu = 0.027$	$\alpha = 0.030$				
En appui	-17.34	A		2.83	0	1.63	
		$\mu = 0.056$	$\alpha = 0.072$				
ELS	M_S [KN.m]	$\sigma_b\ adm$ [Mpa]	$\sigma_s\ adm$ [Mpa]	σ_b [Mpa]	σ_s [Mpa]		
	-12.45	15	347.83	6.1	323.7		

➤ Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{27.79 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.33 \text{ Mpa}$$

La fissuration étant très préjudiciables, la contrainte de cisaillement τ_u doit être limitée par une contrainte admissible donnée par :

$$\tau_{adm} = \min \left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

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

➤ Condition de non fragilité

$$A_{st\ min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st\ min} \geq \frac{0.23 \times 1 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st\ min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures longitudinales

Pour la volée :

- En travée : 6HA12 d'une section de 6.79cm²/ml.
- En appui : 6HA12 d'une section de 6.79 cm²/ml.

Pour les paliers :

- En travée : 4HA12 d'une section de 4.52cm²/ml.

- En appui : 4HA12 d'une section de $4.52\text{cm}^2/\text{ml}$.

➤ **Armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales:

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(0.85; 1.2; 3) = 0.85 \text{ cm}$$

⇒ On prend des $\Phi 10$.

- La volée : En travée et en appuis : 6HA10/ml d'une section de $4.71\text{cm}^2/\text{ml}$.
- Les deux paliers : En travée et en appuis : 4HA10/ml d'une section de $3.14\text{cm}^2/\text{ml}$.

➤ **Condition du RPA99 version 2003, article 7.5.2.1**

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{min} = \frac{0.5 \times 1 \times 0.135}{100} = 6.75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Car on a choisi : $6\text{HA}12 + 6\text{HA}12 = 13 \text{ cm}^2$.

➤ **Schéma de ferrailage**

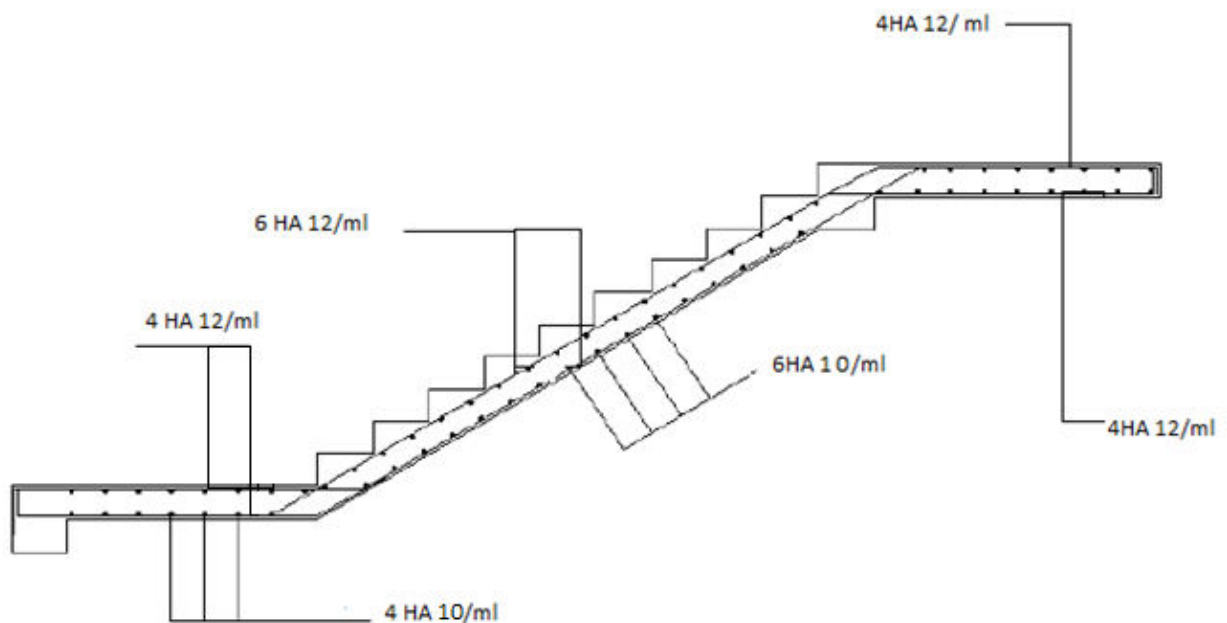


Figure III. 7. Schéma de ferrailage de la volée et palier.

III.4.3 Etude de la poutre palière

La poutre palière sera modélisée comme une poutre encastree dans les deux côtés. Elle sera inclinée dans la partie de la volée pour une longueur de 0.65m.

III.4.3.1 Pré dimensionnement

Selon le **BAEL 91**, le critère de rigidité est:

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

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

On prend : $\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

III.4.3.2 Vérification des conditions du RPA 99/version 2003

$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée .

$h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée .

$$\frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{30}{30} = 1 < 4 \rightarrow$$
 Condition vérifiée .

III.4.3.3 Modèle de calcul

La poutre palière sera modélisée comme une poutre encastree dans les deux côtés.

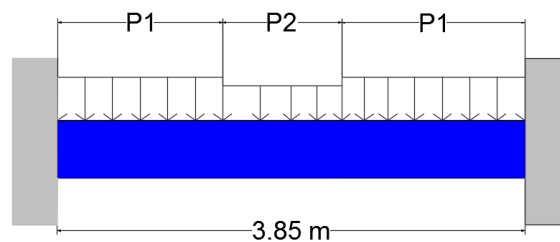


Figure. III. 9. Modélisation de la poutre palière

III.4.3.4 Evaluation des charges

$$P_{u1} = 1.35(4.7 + 0.3^2 \times 1.65 \times 25) + 1.5(2.5) = 14.9 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1.35(6.83 + 0.3^2 \times 0.65 \times 25) + 1.5(2.5) = 14.5 \text{ KN/m}$$

La poutre 2 est inclinée avec un angle de 32° .

Donc :

$$P_{u2} = \cos 32 \times 14.5 = 12.66 \text{ KN/m}$$

$$P_{s1} = [(4.7 + 0.3^2 \times 1.65 \times 25) + (2.5)] = 10.4 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = \cos 32 \times [(6.83 + 0.3^2 \times 0.65 \times 25) + (2.5)] = 8 \text{ KN/m}$$

Les résultats du calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants par le logiciel RDM6 sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau. III. 4. Sollicitations de calcul pour l'escalier

		ELU	ELS
Moment en travée [KN.m]	En travée	8.47	6.09
	En appui	-17.3	-12.45

Effort tranchant [KN]	27.3	19.61
--------------------------	------	-------

III.4.3.5 Calcul du ferrillage

$$h = 0.30 \text{ m}; b = 0,30 \text{ m}; d = 0,9 \times h = 0,27 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}; f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}; \sigma_{st} = 347,83 \text{ Mpa}$$

Tableau III. 5. Calculs à ELU et Vérification à ELS

ELU		M_u [KN.m]	Pivot		A_{sc} [cm ²]	A_s [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ [cm ²]
			μ	α			
En travée	8.47	8.47	A		0	0.88	1.01
			$\mu = 0.027$	$\alpha = 0.030$			
En appui	-17.34	-17.34	A		1.84	0	1.01
			$\mu = 0.056$	$\alpha = 0.072$			
ELS	M_S [KN.m]	$\sigma_{b \text{ adm}}$ [Mpa]	$\sigma_{s \text{ adm}}$ [Mpa]	σ_b [Mpa]	σ_s [Mpa]		
	-12.45	15	347.83	8.3	323.7		

➤ Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{27.31 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.33 \text{ Mpa}$$

La fissuration étant très préjudiciables, la contrainte de cisaillement τ_u doit être limitée par une contrainte admissible donnée par :

$$\tau_{adm} = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

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

➤ Condition de non fragilité

La section minimale :

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st \text{ min}} \geq \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times 2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} \geq 1.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_s = \sup(A_{\min}; A_u) = \sup(1.01; 1.84) = 1.84 \text{ cm}^2$$

On adopte :

- En travée : 3HA12 d'une section de $3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- En appui : 3HA12 d'une section de $3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ **Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales:

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(0.85; 1.2; 3) = 0.85 \text{ cm}$$

⇒ On prend des $\Phi 8$.

On adopte : 4 HA8

➤ **Condition du RPA99 version 2003, article 7.5.2.1**

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = \frac{0.5 \times 0.3 \times 0.3}{100} = 4.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Car on a choisi : $3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) on a :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(7.5; 14.4; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 7.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 13 \text{ cm}$$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° .

➤ **Recouvrement**

Le largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003, article 7.5.2.1 est de : 50Φ en zone III.

$$\Phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 1.2 \times 50 = 60 \text{ cm}$$

⇒ On prend : $L_r = 70 \text{ cm}$

➤ **Longueur de la zone nodale :**

La longueur de la zone nodale est donnée par le RPA 99 / version 2003,

$$l' = 2 \times h = 60 \text{ cm}$$

➤ **Schéma de ferrailage**

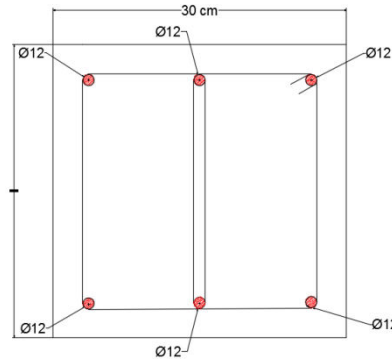


Figure III. 10. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5 Etude des planchers

III.5.1 Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales, Dans notre structure on a deux types de plancher :

- Plancher corps creux = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.
- Dalle pleine.

III.5.2 Plancher à corps creux

III.5.2.1 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres dans le sens de la petite portée et distancées par la largeur de l'hourdis et qui supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse.

Le dimensionnement passe des poutrelles par deux phases.

➤ **Première phase : Avant coulage**

Les poutrelles sont considérées comme des poutres isostatiques 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 :

$$Q = \text{Max} (1 \text{ (au milieu de la poutrelle) [kN]}; 0.5[\text{kN/ml}] \times L_{\text{portée}})$$

$$Q = \text{Max} (1 \text{ kN}; 0,5 \times 4.05) = 2.025 \text{ kN}$$

Les charges permanentes sont données dans le tableau suivant :

Tableau.III. 6. Charges permanentes des poutrelles et hourdis

Poutrelle 0.15×0.05×25	G= 0.187kN/ml
hourdis	G= 0.640kN/ml

0.65×1	
	G=0.827 KN/ml

- **Evaluation des charges**

$$N_G = G[\text{kN/ml}] \times L_{\text{portée}} = 0.827 \times 4.05 = 3.391 \text{ KN}$$

$$\text{- A l'ELU : } \begin{cases} p_u = 1.35N_G + 1.5Q \\ p_u = 7.615 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{- A l'ELS : } \begin{cases} p_s = N_G + Q \\ p_s = 5.416 \text{ KN} \end{cases}$$

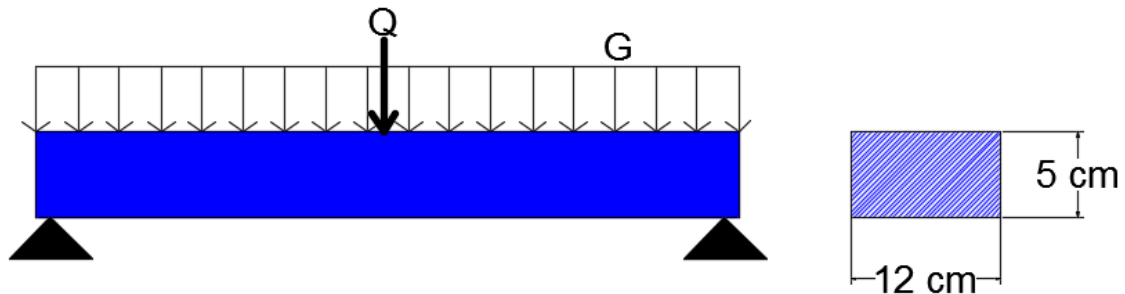


Figure.III.11. Schéma statique d'une poutrelle

Et nous avons :

$$\begin{cases} M_G = G \cdot \frac{L^2}{8} \\ M_Q = Q \cdot \frac{L}{4} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELU : } M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$\text{A l'ELS : } M_s = M_G + M_Q$$

- L'effort tranchant :

$$\text{A l'ELU : } V_u = \frac{P_u}{2}$$

$$\text{A l'ELS : } V_s = \frac{P_s}{2}$$

Tableau III.7. Sollicitations combinées de calcul des poutrelles

Moment max en travée [kN.m]		Effort tranchant max en appui [kN]	
ELU	ELS	ELU	ELS
5.390	3.766	3.807	2.708

- **Calcul du ferrailage**

Le calcul se fait en flexion simple :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{5.39}{0.15 \times 0.02^2 \times 14.17} = 0.633 \geq \mu_{lim} = 0.48$$

→ Introduire des armatures de compression A_{sc}

Comme la section est d'une très faible hauteur, il est impossible d'introduire des armatures de compression. La seule solution est de diminuer la portée pour diminuer le moment. Il faut donc prévoir un étaielement.

Les étaielements seront disposés de telle façon à diminuer les sollicitations, donc à annuler les armatures de compression telle que leur espacement L_{max} est calculé comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} \leq \mu_{lim} = 0.48$$

$$M_u = 1.35 \left(G \times \frac{L_{max}^2}{8} \right) + 1.5 \left(Q \times \frac{L_{max}}{4} \right) \leq \mu_{lim} \times bd^2f_{bu} = 3.32 \times 10^{-3}$$

$$L_{max} \leq 0.82 \text{ m}$$

Donc, pour une travée de 4.05 m, 4 étaielements sont nécessaires.

➤ Deuxième phase : Après coulage

Après le bétonnage, la continuité des poutrelles sera assurée et la section de calcul à considérer est une section en T, dont les dimensions sont données dans la figure qui suit :

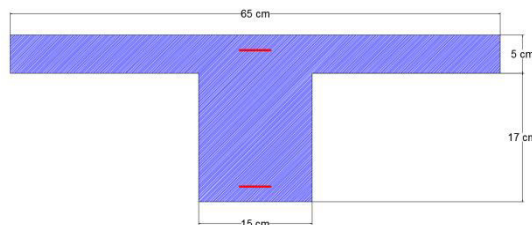


Figure. III.12. Section de calcul des poutrelles après coulage

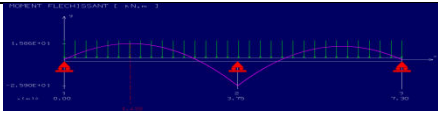
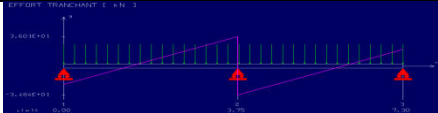
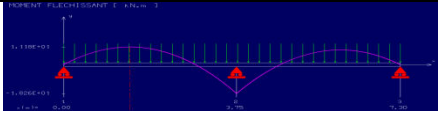

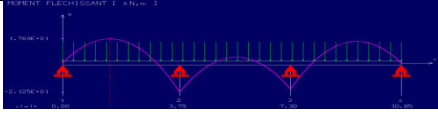
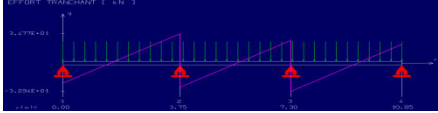
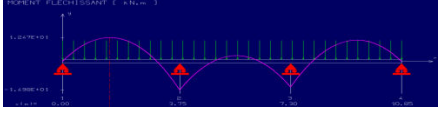
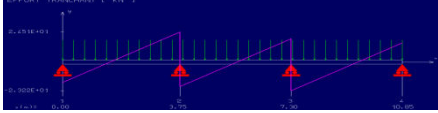
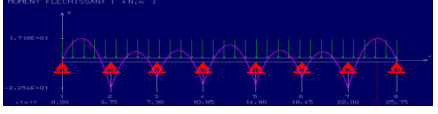
- Evaluation des charges

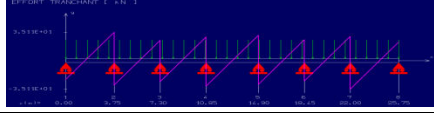
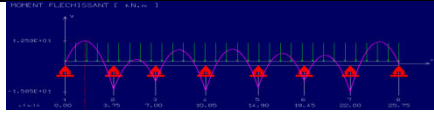
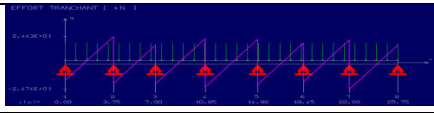
Tableau. III. 8. Actions du calcul des poutrelles après coulage

Niveaux	G [kN/ml]	Q [kN/ml]	1.35G+1.5Q [kN/ml]	G+Q [kN/ml]
Terrasse	4.58 × 0.65 = 2.97	1.00	5.10	3.60
Etage courant	3.87 × 0.65 = 2.51	1.5	5.02	3.5
RDC	3.87 × 0.65 = 2.51	5	10	7
			$P_u = 10$ [kN/ml]	
			$P_s = 7$ [kN/ml]	

Pour le calcul des sollicitations, on prend l'action la plus défavorable en ELU et en ELS, la poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie en utilisant le logiciel de calcul de poutres continues RDM6. Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III. 9. Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage

Type		Sollicitations	Valeur max	Diagrammes
2 travées	ELU	Moment D'appui [kN.m]	-17.87	
		Moment En travée [kN.m]	10.54	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	-26.90	
	ELS	Moment D'appui [kN.m]	-12.45	
		Moment En travée [kN.m]	7.34	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	-18.74	
3 travées	ELU	Moment D'appui [kN.m]	-15.20	
		Moment En travée [kN.m]	12.10	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	-26.36	
	ELS	Moment D'appui [kN.m]	-10.58	
		Moment En travée [kN.m]	8.43	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	-18.37	
7 travées	ELU	Moment D'appui [kN.m]	-17.01	
		Moment En travée [kN.m]	10.61	

	E L S	Effort Tranchant D'appui [kN]	25.60	
		Moment D'appui [kN.m]	-11.85	
		Moment En travée [kN.m]	7.39	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	17.84	

On suppose que La fissuration soit non-préjudiciable, donc le calcul du ferrailage se fera uniquement à l'ELU sous les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_a = -17.87 \text{ KN.m} \\ M_t = 12.10 \text{ KN.m} \\ V = 26.90 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calcul du ferrailage

Pour des raisons constructives, on va adopter le même ferrailage pour toutes les poutrelles. Le calcul de ferrailage va se faire à l'ELU seulement car la fissuration est considérée comme peut préjudiciable.

En travée :

$$M_{t\max} = 12.10 \text{ KN.m} = 0.01210 \text{ MN.m}$$

Le moment équilibré par la table : $M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

$$M_{tu} = 0.075 \text{ MN.m} \rightarrow M_{t\max} < M_{tu}$$

Donc, l'axe neutre est dans la table et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ($b \times h$).

En appuis

$$M_{a\max} = -17.87 \text{ KN.m} = -0.01787 \text{ MN.m}$$

Le moment équilibré par la table

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.075 \text{ MN.m} \rightarrow M_{a\max} < M_{tu}$$

Donc, l'axe neutre est dans la table et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ($b \times h$).

On a :

$$h = 0.30 \text{ m}; b = 0.30 \text{ m}; d = 0.9 \times h = 0.27 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}; f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}; \sigma_{st} = 347.83 \text{ Mpa}$$

Tableau.III. 10. Calculs à l'ELU

		M_u [KN.m]	Pivot		A_{sc} [cm ²]	A_s [cm ²]	A_{smin} [cm ²]
ELU	En travée	12.10	A		0	1.87	0.34
			$\mu = 0.036$	$\alpha = 0.046$			
	En appui	-17.87	A		2.8	0	0.34
			$\mu = 0.054$	$\alpha = 0.069$			

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

$$A_s \geq 0.23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e}$$

• **En travée**

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \frac{2.1 \times 0.15 \times 0.189}{400} = 0.34 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Sur appui**

$$A_s = 3.08 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \frac{2.1 \times 0.15 \times 0.189}{400} = 0.34 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Armatures longitudinales**

On adopte en travée : 3HA10 de section : $2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte en appui : 2HA14 de section : $3.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Armatures transversales**

On adopte une inclinaison des armatures transversales $\alpha = 90^\circ$ avec une section d'armatures transversales $A_s = 2\emptyset 6$, l'espacement des armatures transversales peut être déterminé d'après le BAEL 91 par la formule suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_{st} \times f_{su}}{(\tau_b - \tau_0) \times b}$$

$$\text{Avec : } \tau_b = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{26.90 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.189} = 0.95 \text{ Mpa}$$

$$\tau_0 = 0.3 \times f_{tj} \times k$$

$$\tau_0 = 0.63 \text{ Mpa}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 10^{-4} \times 348}{(0.95 - 0.63) \times 0.15} = 0.350 \text{ m}$$

On prend un espacement : $S_t = 16 \text{ cm}$.

➤ **Schéma de ferrailage**

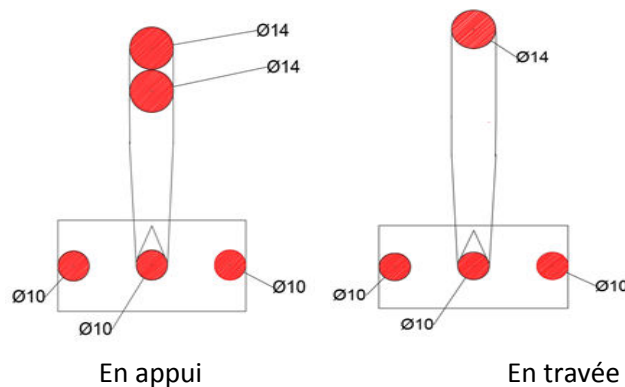


Figure III.13. Schéma de ferrailage des poutrelles

III.5.2.2 La table de compression

La table de compression a une épaisseur de 5cm et largeur de 65cm qui sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter la fissuration du béton.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- Un espacement de 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles (sens porteur).
- Un espacement 33cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles (Armature de répartition).

La section d'armature dans le sens parallèle aux poutrelles est donné par :

Dans notre cas, on a : $f_e = 400 \text{ Mpa}$ et $l = 65 \text{ cm}$

$$50 \text{ cm} \leq l = 65 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_s(\perp) \geq \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : $6\Phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $S_t = 16 \text{ cm}$

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

$$A_s(//) = \frac{A_s(\perp)}{2} = 0.705 \text{ cm}^2$$

On prend : $6\Phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $S_t = 16 \text{ cm}$

Le treillis soudé adopté est un quadrillage à maille rectangulaire :

- Sens porteur : $\Phi 6$ avec un espacement $S_t=16 \text{ cm}$.
- Armatures de répartition : $\Phi 6$ avec un espacement $S_t = 16 \text{ cm}$.

➤ **Schéma de ferrailage**

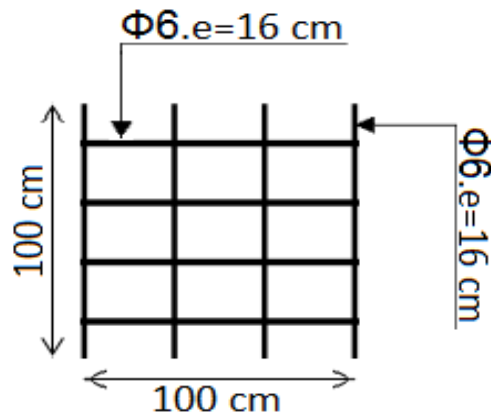


Figure III.14. Disposition des armatures dans la dalle de compression

III.5.3 Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques minces et planes, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

On a des dalles appuyées sur quatre côtés, les dimensions du plus grand panneau dont on étudiera le ferrailage sont :

$$l_y = 4.775 \text{ m}$$

$$l_x = 3.75 \text{ m}$$

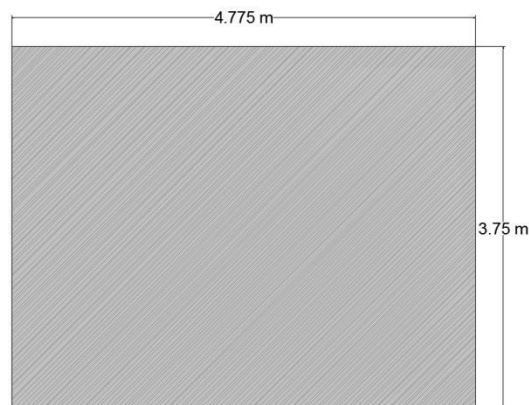


Figure. III.15. Les dimensions du panneau de la dalle pleine

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.75}{4.775} = 0.78 > 0.4 \text{ Donc, on a une dalle qui porte dans les deux sens.}$$

III.5.3.1 Evaluation des charges

$$G = 5.39 \text{ KN/m}$$

$$Q = 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\text{ELU : } P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 14.77 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } P_s = G + Q = 10.39 \text{ KN/m}$$

Pour la détermination des sollicitations de dimensionnement (moment fléchissant et effort tranchant) appliquées sur la dalle, on utilise la méthode indiquée dans l'annexe E3 du BAEL 91/révisée 99.

$$\text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.056 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.063 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases}$$

Les moments isostatiques maximums au centre du panneau ont pour valeurs :

- ELU :

$$M_x = \mu_x \times P_u \times (l_x^2) = 3.26 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 1.94 \text{ KN.m}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 2.44 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 1.64 \text{ kN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 1.63 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.94 \text{ kN.m}$$

$$M_t = \text{Max}(M_{tx}; M_{ty}) = 2.44 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax}; M_{ay}) = 1.64 \text{ kN.m}$$

III.5.3.2 Calcul du ferrailage

La dalle est considérée comme une poutre rectangulaire de largeur de 1 m et de hauteur de 0.15 m soumise à la flexion simple, les résultats du calcul à ELU et la vérification des contraintes à ELS sont donnés dans le tableau suivant :

On a :

$$h = 0.15 \text{ m}; b = 1 \text{ m}; d = h_x = h_y = 0.9 \times h = 0.135 \text{ m.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa.}$$

Tableau. III.11. Les résultats du calcul à l'ELU et la vérification à l'ELS

	Sens X et Sens-Y	M_u [KN.m]	Pivot		A_{sc} [cm ²]	A_s [cm ²]	A_{smin} [cm ²]
			μ	α			
ELU	En travée	2.44	A		0	2	1.63
			$\mu = 0.02$	$\alpha = 0.0132$			
	En appui	1.64	A		0	1.5	1.63
			$\mu = 0.012$	$\alpha = 0.0403$			
	M_S	$\sigma_b adm$	$\sigma_s adm$	σ_b	σ_s		

	[KN.m]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
ELS	-12.45	15	347.83	5.1	323.7

➤ Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

Effort tranchant : $T_{max} = 1.15 T$

$$T_{max} = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{3 \times l_x} = \frac{14.5 \times 3.75 \times 4.77}{3 \times 3.75} = 23.05 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{1.15 T}{b \times d} = 0.196 \text{ MN} < 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Conditions de non fragilités

$$\rho_x \geq \rho_0 \times \frac{3 - \alpha}{2}$$

A.N:

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.78.$$

$$\rho_0 \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 1.20 \times 10^{-3} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.7 \times 10^{-3} \geq 1.20 \times 10^{-3} \times 1.10 \\ 1.7 \times 10^{-3} \geq 1.32 \times 10^{-3} \end{array} \right. \text{ vérifiée}$$

La section minimale :

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \geq \frac{0.23 \times 1 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On adopte :

- En travée : 4HA12 d'une section de $4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, avec un espacement de 25 cm ; Pour les deux directions suivant x et suivant y.
- En appui : 4HA10 d'une section de $3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Avec un espacement de 25 cm ; Pour les deux directions suivant x et suivant y.

➤ Condition du RPA99 version 2003, article 7.5.2.1

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = \frac{0.5 \times 1 \times 0.15}{100} = 7 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Car on a choisi : $4HA12+4HA10 = 7.66 \text{ cm}^2$.

➤ **Schéma de ferrailage**

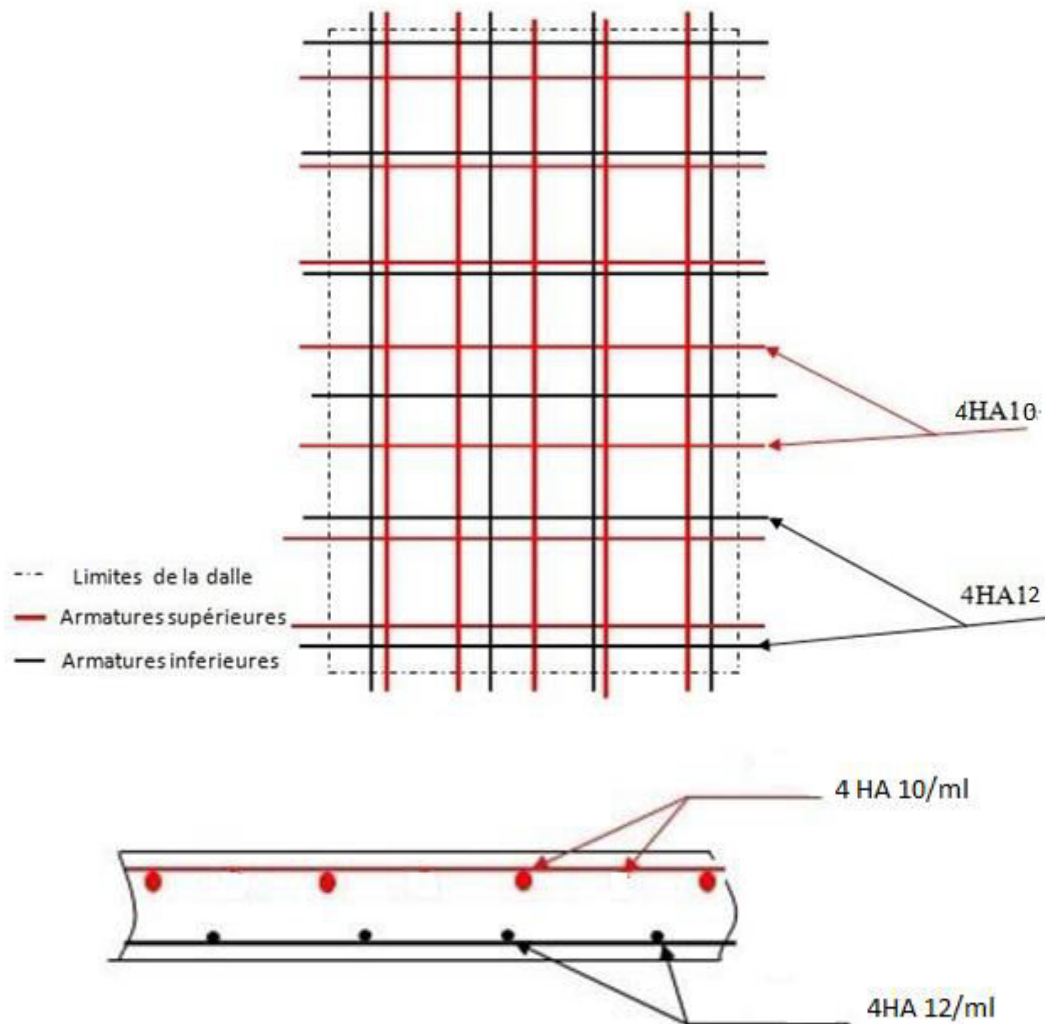


Figure III.16. Schéma de ferrailage du plancher

III.5.4 Balcon

Le balcon sera assimilé à une poutre encastree dans la poutre principale, dont on étudiera le ferrailage d'un mètre linéaire.

III.5.4.1 Evaluation des charges

La charge permanente :

$$G = 5.4 \text{ kN/m}^2$$

La charge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

$$P_u = 1.35(5.4) + 1.5(3.5) = 12.54 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 5.4 + 3.5 = 8.9 \text{ KN/m}$$

La charge de l'acrotère

L'effort normal dû au poids propre :

$$G = 25 \times 1 \times 0.1 \times 0.9 = 2.25 \text{ KN}$$

L'effort horizontal dû à la main courante :

$$Q = 1 \text{ KN}$$

$$- \text{ A l'ELU : } \begin{cases} p_{u \text{ acrotère}} = 1.35N_G + 1.5Q \\ p_u = 4.53 \text{ KN} \end{cases}$$

$$- \text{ A l'ELS : } \begin{cases} p_{s \text{ acrotère}} = G + Q \\ p_s = 3.25 \text{ KN} \end{cases}$$

Et nous avons :

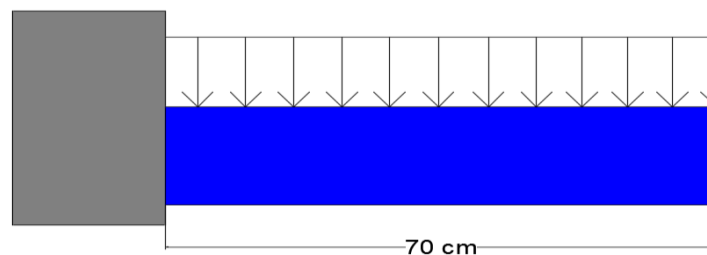


Figure III.17. La modélisation du balcon

Les résultats du calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants par le logiciel RDM6 sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau. III. 12. Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS

	ELU	ELS
Moment fléchissant max [kN.m]	-25.78	-17
Effort tranchant max [KN]	-26.81	-18.65

III.5.4.2 Calculs du ferrillage

Le calcul du ferrillage est réalisé en prenant en considération les données suivantes :

$$h = 0.15 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = h_x = h_y = 0.9 \times h = 0.135 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14.17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus figurent dans le tableau suivant.

Tableau. III. 13. Les résultats du calcul à l'ELU et la vérification à l'ELS

	M_u [KN.m]	Pivot	A_{sc} [cm ²]	A_s [cm ²]	A_{smin} [cm ²]

ELU	En appuie	20.78	A		4	0	1.64
			$\mu = 0.01$	$\alpha = 0.013$			
ELS	M_S [KN.m]	$\sigma_{b adm}$ [Mpa]	$\sigma_{s adm}$ [Mpa]	σ_b [Mpa]	σ_s [Mpa]		
	7.9	15	347.83	3.5	48.75		

➤ Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{26.81 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.2 \text{ Mpa}$$

La fissuration étant très préjudiciables, la contrainte de cisaillement τ_u doit être limitée par une contrainte admissible donnée par :

$$\tau_{adm} = \min \left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

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

On adopte :

- Armatures principales (en prend nappe supérieure et nappe inférieure) : 4HA12 d'une section de 4.52 cm²/ml.
- Armatures de répartitions : 4HA8 d'une section de 2.01 cm²/ml

➤ Condition du RPA99 version 2003, article 7.5.2.1

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{min} = \frac{0.5 \times 1 \times 0.15}{100} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Car on a choisi : 4HA12+4HA12 = 9.02 cm². !

➤ Schéma de ferrailage

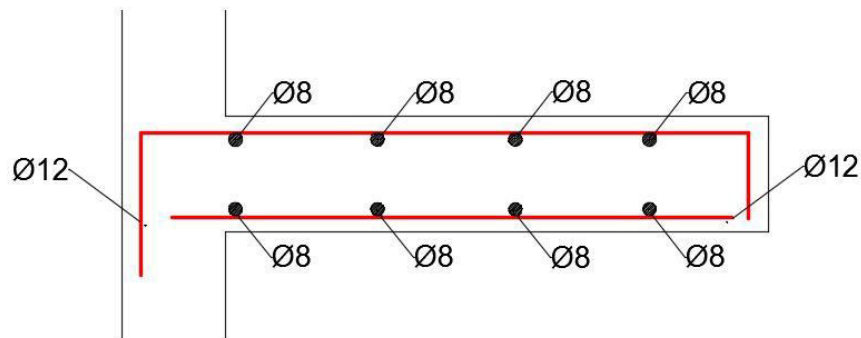


Figure. III.18. Schéma de ferrailage du balcon

III.6 Conclusion

Les éléments non structuraux ne participent pas à la stabilité et au contreventement du bâtiment et ils sont différents des éléments constituant les ouvrages de fondation et de l'ossature du bâtiment. Ils assurent la transmission des charges aux éléments porteurs, de ce fait nous les avons dimensionnés conformément aux règlements algériens.

Chapitre IV

Etude Dynamique

IV.1 Introduction

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. C'est au cours de dernières décennies que des nombreuses recherches ont révélé Comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

Malgré les progrès effectués par le génie parasismique depuis plusieurs décennies, le nombre des victimes des tremblements de terre ne cesse de croître dans le monde.

Pour cela, il est indispensable d'étudier et analyser le comportement dynamique de la structure sous différentes sollicitations et différentes combinaisons sismiques.

Sous différentes sollicitations sismiques, Les structures réagissent selon leur rigidité et leur inertie. Il en résulte des forces horizontales d'inertie concentrées sur les étages des bâtiments, c'est-à-dire aux endroits où la plus grande partie de la masse de la structure est concentrée.

IV.2 Objectifs de l'étude dynamique

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent très complexe et demande un calcul manuel très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on recourt à des modélisations avec des différents logiciels qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir analyser la structure.

Le but principal de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres, évaluation des efforts internes et les réactions développées dans la structure. Ainsi, de déterminer les différentes forces qui sollicitent la structure.

IV.3 Choix de la méthode du calcul

Le choix de la méthode du calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Le code parasismique Algérien (RPA99/version2003) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable vu que les conditions sur la hauteur du bâtiment ne sont pas satisfaites (article 4.1.2 du RPA99/version2003).

La méthode qui convient dans notre cas et dans tous les cas, est la méthode modale spectrale.

IV.3.1 Présentation de la méthode modale spectrale

➤ Principe

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structure ; elle est caractérisée par :

-

- la définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse de calcul.
- l'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure.
- L'utilisation des modes propres.

➤ **Nombre de mode**

Le nombre de modes de vibration à considérer doit être (selon le RPA99) :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit au moins égale à 90% de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes retenus ont une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale.
- Le minimum de modes à retenir est 3.

Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre minimal de modes (K) à considérer est donné (selon le RPA99) par les inégalités suivantes :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \geq 0.2 \text{ s}$$

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

Selon la première inégalité, $K \geq 10.39$,

Pour le début du calcul, on prend 11 modes en considérations et après l'interprétation des résultats, on vérifie les conditions mentionnée ci-dessus.

IV.3.2 Spectre de réponse

Les règlements parasismiques imposent des spectres déduits des spectres de calcul et modifiés pour tenir compte forfaitairement de l'intervention des modes supérieures ou du comportement non linéaire des structures.

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un Spectre de réponse.

La forme du spectre dépend de la zone de sismicité et de la classe de sol, alors que l'accélération d'ancrage dépend aussi du coefficient d'importance du bâtiment. Les mouvements sismiques sont décrits dans trois directions spatiales.

Connaissant le type de sol et les périodes propres du bâtiment, on peut lire la « réponse » du bâtiment, c'est-à-dire le niveau d'amplification possible des secousses par mise en résonance.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement, (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = 0.907 \geq 0.7$$

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 4) tel que :

T1 = 0.15 s

T2 = 0,70 s

Q : Facteur de qualité.

Dans notre bâtiment nous avons : Q= 1.1

Les valeurs utilisées pour le calcul du spectre de réponse de notre ouvrage figurent dans le tableau suivant :

Tableau. IV.1. Facteurs définissant le spectre de réponse.

A	Q	R	η	ξ	T ₁	T ₂
0.25	1.1	3.5	1.83	7 %	0.15	0.7

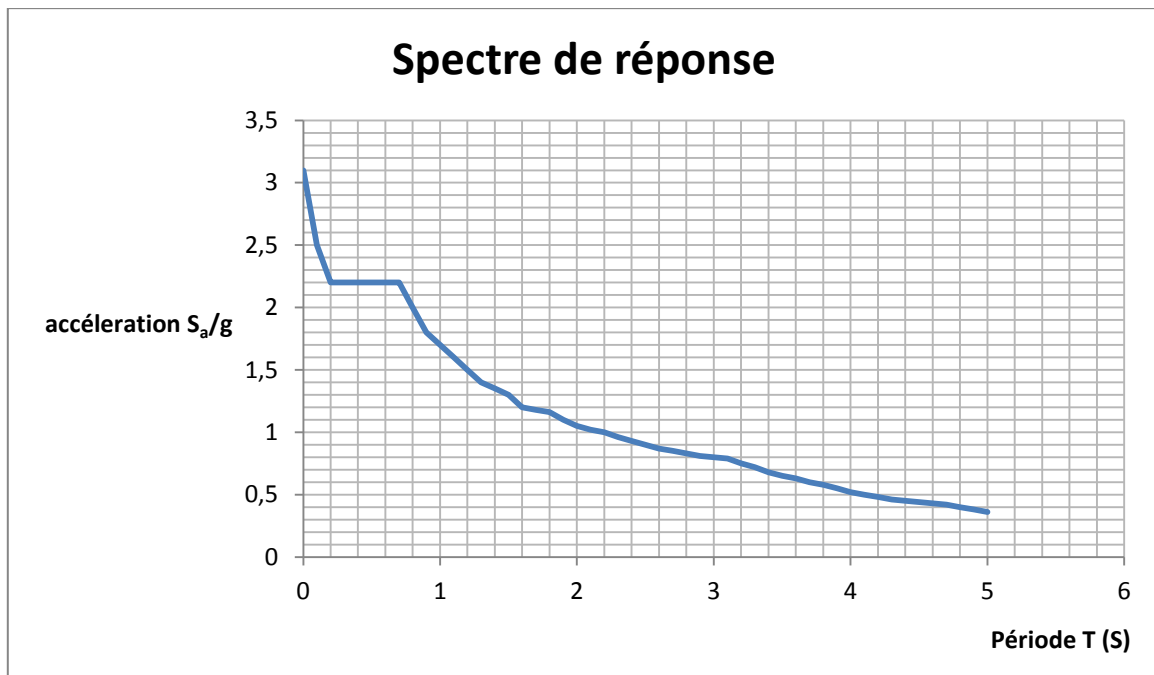
Tableau. IV.2. représente les valeurs d'accélération qui permettant de dimensionner le bâtiment conformément aux normes sismiques en vigueur (RPA99/2003).

Tableau. IV.2. Les valeurs calculés qui définissant l'allure du spectre de réponse.

T[s]	Sa/g	T[s]	Sa/g	T[s]	Sa/g
0	3.1	1,7	1.18	3,4	0.68
0,1	2.5	1,8	1.16	3,5	0.65
0,2	2.2	1,9	1.10	3,6	0.63

0,3	2.2	2	1.05	3,7	0.6
0,4	2.2	2,1	1.02	3,8	0.58
0,5	2.2	2,2	1	3,9	0.55
0,6	2.2	2,3	0.96	4,	0.52
0,7	2.2	2,4	0.93	4,1	0.50
0,8	2.0	2,5	0.90	4,2	0.48
0,9	1.8	2,6	0.87	4,3	0.46
1	1.7	2,7	0.85	4,4	0.45
1,1	1.6	2,8	0.83	4,5	0.44
1,2	1.5	2,9	0.81	4,6	0.43
1,3	1.4	3,0	0.80	4,7	0.42
1,4	1.35	3,1	0.79	4,8	0.4
1,5	1.3	3,2	0.75	4,9	0.38
1,6	1.2	3,3	0.72	5	0.36

L'allure du spectre de réponse



Commentaire :

- l'accélération déterminé par le spectre de réponse sert aux calculs des forces sismiques
- Pour éviter la mise en résonance d'un bâtiment par les secousses, il faut le concevoir de sorte que ses périodes propres soient différentes de celle (s) du site. Autrement dit, Construire une structure souple sur sol dur et inversement rigide sur sol mou.

IV.4 Résultats numériques

IV.4.1 Modélisation de la structure

Compte tenu de la complexité de la structure de l'ouvrage, l'utilisation de l'outil informatique et des logiciels de calcul des structures s'imposent.

Nous devons donc effectuer une analyse modale sur un modèle tridimensionnel qui consiste à calculer les effets maximaux d'un séisme sur une structure. Pour cela, nous recherchons les modes de vibration de la structure qui caractérisent son comportement au voisinage des fréquences dites de résonance. Les paramètres suivants ont été utilisés pour effectuer l'analyse modale :

Les paramètres suivants ont été utilisés pour effectuer l'analyse modale :

- Méthode : Itération sur le sous-espace par blocs (méthode conseillée pour les structures comportant un nombre important de modes)
- Matrice des masses : concentrées sans rotations.
 - Paramètres :
 - Tolérance : 0.0001 écart entre deux itérations à atteindre pour passer au mode suivant.
 - Nombre d'itérations : 40 (à augmenter si l'itération ne converge pas).
 - Négliger la densité : pour ne pas prendre en compte deux fois le poids propre de la structure lorsqu'il est déjà intégré dans la déclaration des masses.
 - Participation massique :

$$W = \sum (G + \beta \times Q)$$

Avec :

G : poids propre,

Q : charge d'exploitation,

β : coefficient de pondération égal à 0.2 (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés selon le RPA99).

La modélisation de la structure par le logiciel par Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 est représentée par la figure ci-dessous.

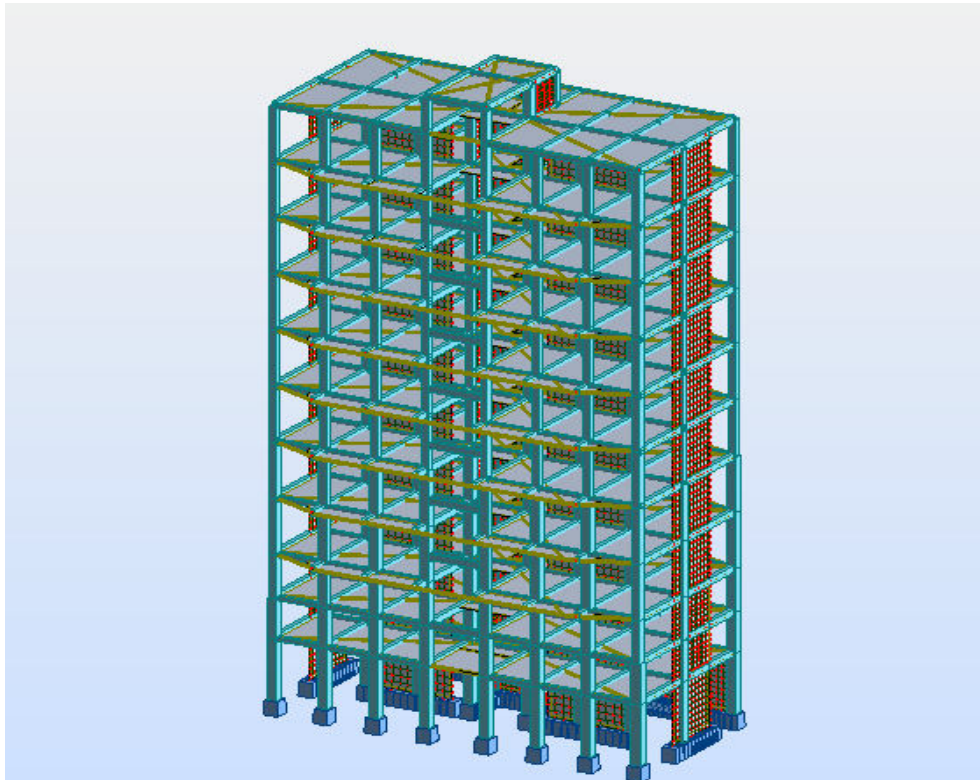


Figure. IV. 1. Modélisation de la structure

IV.4.2 Caractéristiques géométriques du bâtiment

Le système structurel est constitué de voiles et des portiques. Dans le cas de notre bâtiment, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations sismiques.

Les voiles du bâtiment analysé sont disposés symétriquement pour réduire au maximum l'effet de torsion sur la structure (Fig. IV. 3).

Suivant l'axe X : Nous avons 3 voiles de contreventement en béton armé.

Suivant l'axe Y : 4 voiles de contreventement en béton armé.

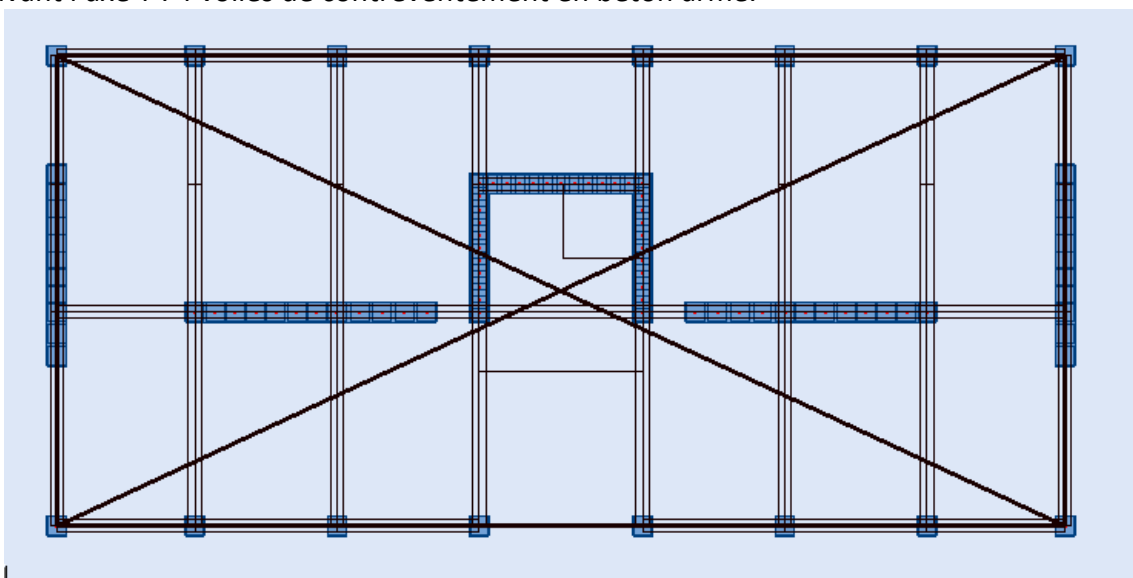


Figure. IV. 2. Disposition des voiles.

Tableau. IV. 3. Caractéristiques géométriques de la structure.

Niveau	Masse [kg]	Centre de Masse[m]		Centre de Torsion [m]		L'excentricité [m]	
		X _M	Y _M	X _T	Y _T	ex ₀	ey ₀
RDC	457821,03	12,05	6,16	12,05	7,75	0,00	1,58
Mezzanine	369955,97	12,04	5,61	12,0	5,45	0,01	0,16
1 ^{er} étage	433244,12	12,06	5,73	12,05	5,45	0,01	0,28
2 ^{émé} étage	463828,38	12,06	5,71	12,05	5,45	0,01	0,26
3 ^{émé} étage	463828,38	12,06	5,71	12,05	5,45	0,01	0,26
4 ^{émé} étage	439505,12	12,06	5,72	12,05	5,45	0,01	0,27
5 ^{émé} étage	436197,57	12,03	5,76	12,05	5,45	0,02	0,32
6 ^{émé} étage	439505,12	12,06	5,72	12,05	5,45	0,01	0,27
7 ^{émé} étage	439597,38	12,06	5,72	12,05	5,45	0,01	0,27
8 ^{émé} étage	439597,38	12,06	5,72	12,05	5,45	0,01	0,27
Terrasseniveau (+35.53 m)	338771,44	12,11	5,85	12,05	5,45	0,06	0,40
Terrasseniveau (+37.93m)	51458,89	12,05	4,78	12,05	7,96	0,0	3,18

Commentaires :

Nous constatons que l'excentricité obtenue est très faible étant donné que notre structure est régulière en plan et en élévation, et que la disposition des voiles est symétrique. Cela explique donc pourquoi le centre de masse est très proche au centre de torsion

IV.4.3 Périodes et facteurs de participation massique

L'analyse modale par ROBOT nous fournit les résultats montrés dans le tableau suivants :

Tableau. IV.4. Périodes propres et la Participation des masses modales effectives

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	1,89	0,53	0,00	65,96	0,00	0,00	65,96	0,00
2	2,98	0,34	74,33	0,00	0,00	74,33	65,96	0,00
3	3,74	0,27	0,03	0,00	0,00	74,36	65,96	0,00
4	6,71	0,15	0,00	23,60	0,00	74,36	89,55	0,00
5	8,67	0,12	17,82	0,00	0,00	92,18	89,55	0,00

6	10,68	0,09	0,01	0,00	0,00	92,19	89,55	0,00
7	11,70	0,09	0,00	0,01	81,61	92,19	89,56	81,61
8	13,37	0,07	0,00	6,02	0,04	92,19	95,58	81,65
9	15,54	0,06	3,29	0,00	0,00	95,48	95,58	81,65
10	17,50	0,06	0,00	0,00	0,00	95,48	95,58	81,65
11	18,45	0,05	1,38	0,00	0,00	96,85	95,58	81,65
12	19,43	0,05	0,00	2,00	0,00	96,85	97,58	81,65

Interprétation des résultats

L'analyse modale permet d'avoir un aperçu du comportement de la structure vis-à-vis d'un séisme. En étudiant les modes vibratoires, il est possible d'émettre un avis sur ce comportement.

Pour qu'il soit favorable, il faut que les premiers modes (modes prépondérants en général) soient des modes de flexion et non des modes de torsion. Dans notre cas, cette analyse révèle un bon comportement de la structure. En effet, les deux premiers modes sont des modes de flexion pure, entraînant un déplacement suivant y pour le premier et suivant x pour le deuxième. Le premier mode de torsion est le mode 3 et les premiers modes « coup de fouet » sont les modes 6 et 7. Les modes 4 et 5 correspondent à des modes de soulèvement et de tassement.

- Ce modèle présente une période fondamentale de $T = 0,53 \text{ s} > 0,2 \text{ s}$.
- Les facteurs de participation massique ont atteint les 90% au 8^e vibration (mode 8).
- toutes les conditions présentées au paragraphe (IV. 3. 1) sont vérifiées, ainsi que la période fondamentale est : $T = 0,53 \text{ s} > 0,2 \text{ s}$.

Par conséquent, seuls les trois premiers modes de vibrations sont retenus.

Les figures suivantes présentent les déformations des trois premiers modes de vibrations.

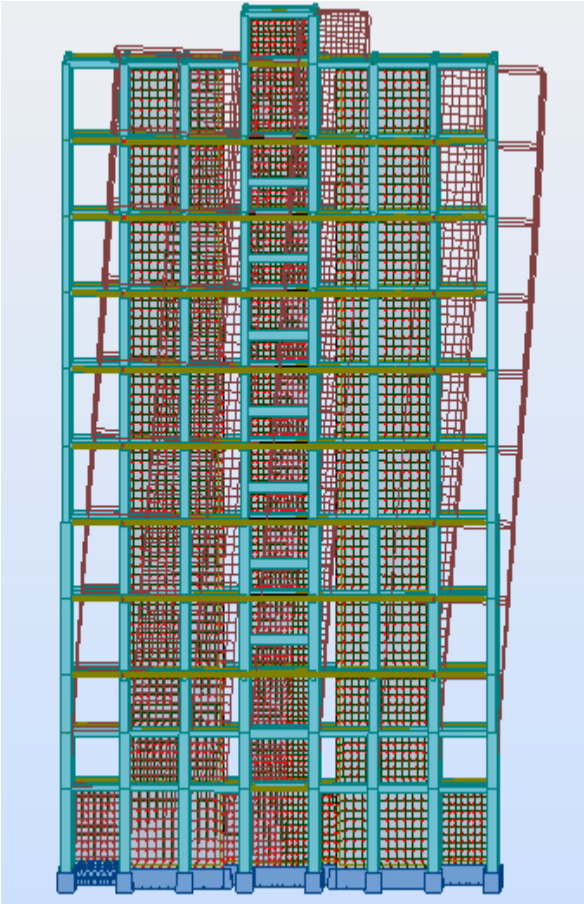
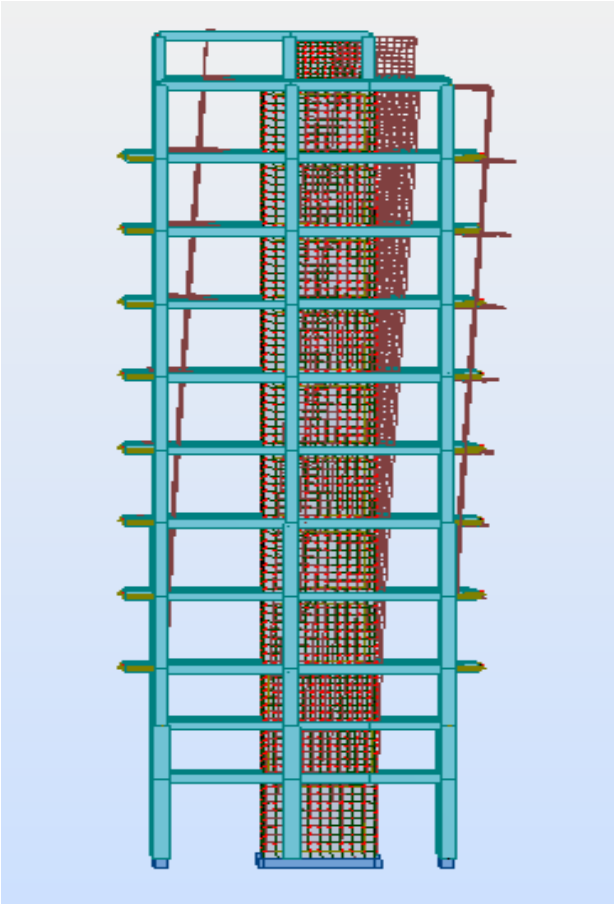


Figure. IV. 4 Mode 1 (translation suivant Y)

Figure. IV. 5 Mode 2 (translation suivant X)

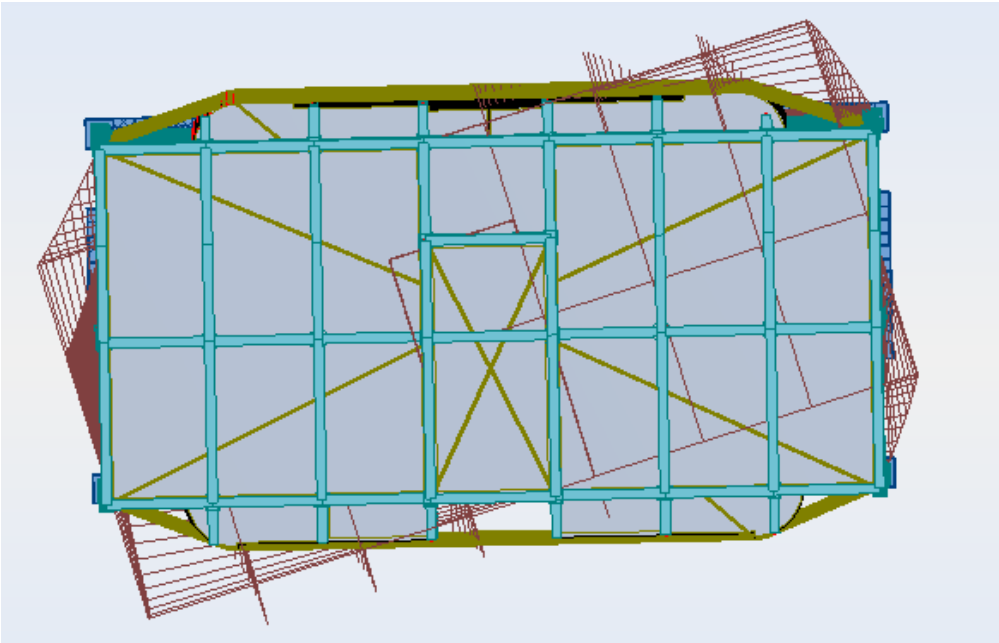


Figure. IV.6. Mode 3 (rotation autour de l'axe Z)

IV.5 Vérification des calculs

Les vérifications suivantes sont nécessaires selon le RPA99/2003.

IV.5.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période calculée numériquement ne doit pas dépasser de plus de 30% la valeur calculée par les formules empiriques données par le RPA99/2003.

On a :

$$T_{empirique} = \min(C_T \times h_N^{3/4} ; 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}})$$

Avec :

h_N : hauteur totale de la structure.

C_T : Coefficient, fonction du type de contreventement [Tab4.6 RPA99/2003].

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_{empirique} = \min(0.05 \times 37.93^{3/4} ; 0.09 \times \frac{37.93}{\sqrt{24}})$$

$$T_{empirique} = \min(0.76 ; 0.69) = 0.69 \text{ s.}$$

$$1.3 \times T_{empirique} = 0.89 \text{ s}$$

Soit :

$$T_{numerique} = 0.53 \text{ s}$$

Donc :

$$T_{numerique} < 1.3 \times T_{empirique} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.5.2 Vérification des forces sismiques

L'une des premières vérifications préconisée par le « RPA99 version 2003 » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_x ou V_y » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante « $V_{statique}$ » des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale.

➤ **Calcul de la force sismique statique :**

On a :

$$V_{statique} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

$$A=0.25$$

$$D = 2.5 \times \eta \quad \text{car} \quad 0 < T = 0.51 \text{ s} < T_2 = 0.7 \text{ s.}$$

$$D = 2.5 \times 1.83 = 4.57$$

$$Q=1.1$$

$$R=3.5$$

$$W=4773310.79 \text{ kg} = 47733.1079 \text{ KN}$$

A.N :

$$V_{statique} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.25 \times 4.57 \times 1.1}{3.5} \times 4773310.79 = 1713.9595 \text{ KN.}$$

Tableau. IV. 5. Résultantes des forces sismiques à la base

	F _x [KN]	F _y [KN]
E _x	7706.43	3.92
E _y	3.90	7054.45

Donc :

V_x = 7706.43KN.

V_y = 7054.45 KN.

Tableau. IV. 6. Vérification de l'effort tranchant à la base

	V _{Dynamique}	V _{Statique}	0.8×V _{Statique} < V _{Dynamique}
E _x	7706.43	1713.95	Vérifiée
E _y	7054.45	1713.95	Vérifiée

Commentaires :

La condition imposée par le RPA99/22003 est Vérifiée.

IV.5.3 Vérification vis-à-vis au Renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la relation suivante :

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

Avec :

$$M_S = \begin{cases} W \times Y_0 \\ W \times X_0 \end{cases}$$

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_r : Moment stabilisant.

M_s : Moment renversant.

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

(X₀, Y₀) : Coordonnées du centre de gravité de la structure.

h_i : Hauteur du niveau i.

Tableau. IV.7. Les valeurs des forces sismiques

Niveau	F _x	F _y
RDC	129,4453	118,493012
Mezzanine	193,31697	176,960538
1 ^{er} étage	322,320162	295,048848
2 ^{ème} étage	477,98599	437,543884
3 ^{ème} étage	610,898079	559,210362
4 ^{ème} étage	704,804604	645,171512
5 ^{ème} étage	824,494867	754,734855

6 ^{ème} étage	956,688905	875,744036
7 ^{ème} étage	1082,85832	991,238332
8 ^{ème} étage	1208,82691	1106,54879
Terrasse,niveau (+35.53 m)	1028,64736	941,614132
Terrasse,niveau (+37.93m)	165,712538	151,6917

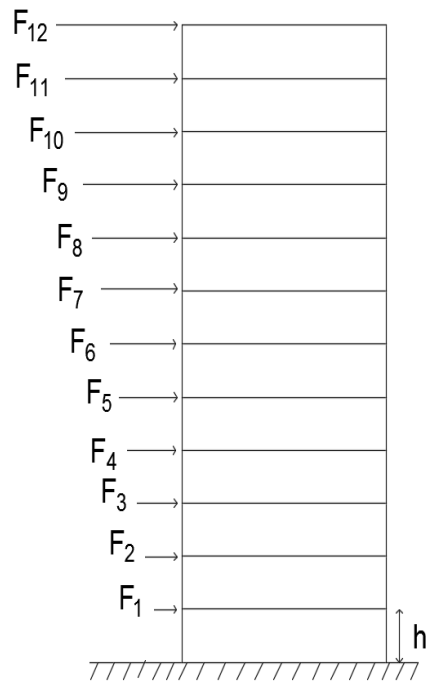


Figure. IV. 7. Répartition des forces sismiques

Tableau. IV.8. Vérification vis-à-vis renversement

Direction	Poids [KN]	G [m]	M _S [KN.m]	M _r [KN.m]	$\frac{M_S}{M_r} \geq 1.5$
Suivant X	47733.10	12.27	585685.137	210109,392	2.78 Vérifiée
Suivant Y		6.2	295945.22	192332,163	1.53 Vérifiée

Commentaires :

- On remarque que la structure est stable, elle satisfait la condition de renversement.
- La condition est vérifiée malgré On a pris pour le calcul du moment stabilisant que le poids de la structure, donc si on ajoute le poids des remblais et des fondations, la structure sera plus dans la sécurité vis-à-vis au renversement.

IV.5.4 Vérification vis à vis des déformations

L'article 5.10 du RPA99/2003 préconise un déplacement latéral relatif d'un étage par rapport aux autres étages adjacents de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage au plus.

$$\Delta_{ek} = (\delta_k - \delta_{k-1}) \times R \leq 1\% h_e.$$

Avec :

Δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

$R = 3,5$ (Coefficient de comportement).

h_e : hauteur d'étage

δ_k : Déplacement horizontal de l'étage k.

D'après la modélisation de notre structure par le logiciel de calcul des structures on peut avoir les déplacements dans chaque niveau.

Le Tab. IV. 8. Donne les Résultants des déplacements des étages sous la force sismique E_Y .

Les résultats suivant d'autres combinaisons sont présentés dans l'annexe B.

Tableau. IV. 9. Vérification vis à vis des déformations (Résultants des déplacements des étages sous la force sismique E_Y)

Etages	δ_x [cm]	δ_y [cm]	$(\Delta_{ek})_x$ [cm]	$(\Delta_{ek})_y$ [cm]	1% h_e . [cm]	$(\Delta_{ek})_y \leq 1\%$ h_e .
Sous sol	-0,0	-0,4	-0,0	-0,4	4.1	Vérifié
RDC	-0,0	-0,7	-0,0	-0,3	2.7	Vérifié
Mezzanine	-0,0	-1,1	-0,0	-0,4	2.89	Vérifié
1 ^{er} étage	-0,0	-1,8	-0,0	-0,7	3.74	Vérifié
2 ^{ème} étage	-0,0	-2,6	-0,0	-0,8	3.74	Vérifié
3 ^{ème} étage	-0,0	-3,5	-0,0	-0,9	3.74	Vérifié
4 ^{ème} étage	-0,0	-4,5	-0,0	-1,0	3.74	Vérifié
5 ^{ème} étage	-0,0	-5,5	-0,0	-1,0	3.74	Vérifié
6 ^{ème} étage	-0,0	-6,6	-0,0	-1,0	3.74	Vérifié
7 ^{ème} étage	-0,0	-7,6	0,0	-1,0	3.74	Vérifié
8 ^{ème} étage	-0,0	-8,6	0,0	-1,0	3.74	Vérifié
Terrasse	-0,0	-9,2	0,0	-0,6	2.4	Vérifié

Commentaire :

On remarque pour ce cas de combinaisons que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas le 1% de la hauteur d'étage. Donc la condition de L'article 5.10 du RPA99/2003 est bien justifiée.

IV.5.5 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta), il est donc très nécessaire d'être plus informé sur ce phénomène pour bien réaliser la conception des ouvrages.

D'après l'article 5.9 du RPA99/2003, la justification vis-à-vis de l'effet P- Δ est négligée si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

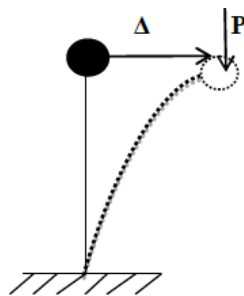


Figure. IV. 10. Effet P- Δ.

$P_k = \Sigma (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau « k » avec $\beta = 0,2$.

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 ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculés au moyen d’une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur
- Si $\theta_k > 0,2$, la structure est instable et doit être redimensionnée.

On prend le cas le plus défavorable, C’est le cas de force sismique E_y

Tableau. IV.10. Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ

Etages	h_k [cm]	P_k [KN]*10 ⁻²	Sens-Y		
			Δ_k [cm]	V_k [KN]	θ_k
Sous sol	410	461498.04	-0.4	8446.29	0,0004904
RDC	270	365057.29	-0.3	8271.16	0,0007455
Mezzanine	289	433244.12	-0.4	8043.49	0,00112748
1 ^{er} étage	374	463828.38	-0.7	7699.74	0,00112748
2 ^{ème} étage	374	463828.38	-0.8	7232.26	0,00137183
3 ^{ème} étage	374	439505.12	-0.9	6662.40	0,00158746
4 ^{ème} étage	374	436197.57	-1.0	5993.34	0,001946
5 ^{ème} étage	374	439505.12	-1.0	5193.40	0,00226277
6 ^{ème} étage	374	439597.38	-1.0	421861	0,00278621
7 ^{ème} étage	374	439597.38	-1.0	3029.87	0,00387935
8 ^{ème} étage	374	338771.50	-1.0	1553.06	0,0058324

Terrasse	374	51458.89	-0.6	228.60	0,0036113
----------	-----	----------	------	--------	-----------

Commentaires :

La lecture des valeurs figurant dans le tableau ci-dessus montre que tous les résultats de Θ_k ne dépassent pas le 0.1. La condition prescrite par le RPA99/2003 (Art.5.9) est donc remplie.

Aussi, l'effet P- Δ n'est pas pris en considération dans les calculs.

IV.6 Conclusions

Cette étude nous a permis de vérifier que la conception de notre structure est assez correcte, Étant donné que les exigences imposées par le règlement parasismique algérien (RPA99/2003), comme l'effort tranchant, les déplacements, la stabilité au renversement, sont vérifiées; la structure est stable et c'est ainsi que nous allons dimensionner les éléments structuraux dans le chapitre qui suit.

Par ailleurs, la méthode spectrale modale nous a permis d'analyser la réponse de la structure à une agression sismique et de déterminer les efforts repris par chaque élément.

Chapitre V

Ferraillages des éléments structuraux

V.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de valider l'épaisseur des voiles, les dimensions des poutres et les diamètres des poteaux estimés précédemment dans le chapitre II.

Nous allons étudier le ferraillage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles de contreventement), il devra être conforme aux règlements en vigueur (C.B.A.93, BAEL 91 et R.P.A.99/2003).

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure sous l'action d'efforts horizontaux (séisme, vents) et verticaux (charges permanentes et surcharges d'exploitations); le voile est donc sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

V.2 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations. Ils participent à la reprise des efforts latéraux dus au séisme ou au vent. Ils sont donc calculés à la flexion composée ou à la flexion déviée.

Les armatures seront déterminées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables en considérant les trois cas de charges suivants :

$$\begin{cases} M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \\ N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \\ N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \end{cases}$$



Figure. V.1. modèle 3D du poteau à calculé

V.2.1 Identification des poteaux

Le poteau le plus chargé est celui qui supporte la plus grande surface. En ce qui concerne notre étude, le poteau le plus sollicité est le poteau central (Fig. V.2).

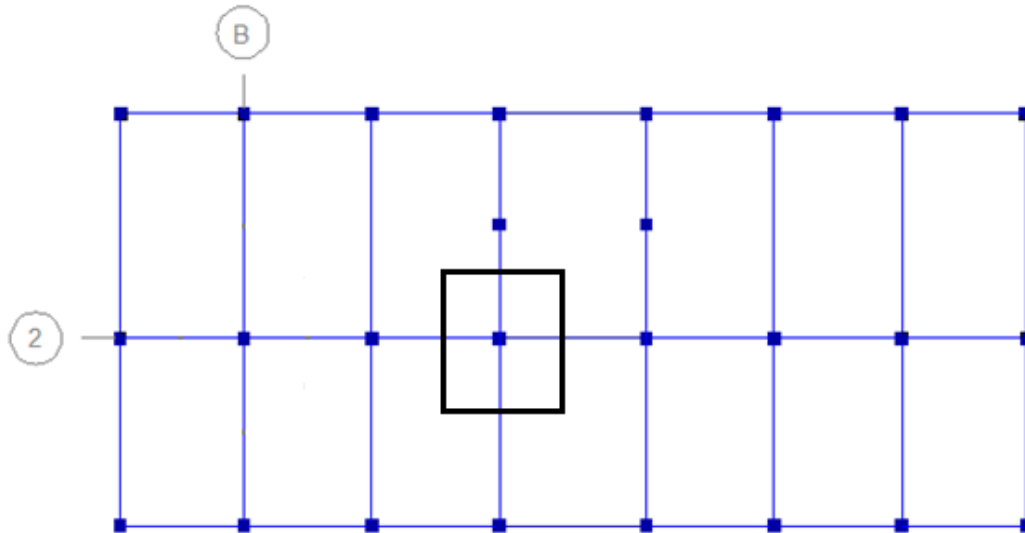


Figure. V.2. le poteau le plus sollicité

V.2.2 Recommandations du RPA pour le ferrailage des poteaux

Le RPA 99 version 2003 (article 7.4.2.1) exige que les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage maximal et minimal en zone sismique III sera de :

$$A_{min} = A_s \geq 0.9\% b \times h$$

$$A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 3\% \text{ en zone courante}$$

$$A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 6\% \text{ en zone de recouvrement}$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\phi_l$.
- La distance maximale entre les barres dans une face de poteau est de 20 cm. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Le CBA 93 exige que la section d'armature longitudinale minimale soit telle que :

$$A_{s\ min} = 0.2\% b \times h$$

V.2.3 Evaluation des charges

- Combinaisons fondamentales (Selon BAEL 91) :

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

- Combinaisons accidentelles (RPA 99/version 2003):

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

On cherche la section d'armatures pour chaque combinaison. La section choisit est la section maximal des trois sections (le cas le plus défavorable).

- ELU :

Tableau. V.1. Les efforts appliqués à l'ELU

Dimensions des poteaux	combinaison	N _{max}	M _{cor}	N _{min}	M _{cor}	M _{max}	N _{cor}
60 × 60	ELU	852.63	8.46	759.49	-0.09	-30.69	885.38
55 × 55		673.13	-20.57	484.09	-0.05	-20.90	659.49
50 × 50		369.93	-10.52	221.16	3.06	-11.13	365.34
45 × 45		174.97	-4.98	5.2	-0.16	-5.29	173.56

- ELS :

Tableau .V.2. Les efforts appliqués à l'ELS

Dimensions des poteaux	combinaison	N _{max}	M _{cor}	N _{min}	M _{cor}	M _{max}	N _{cor}
60 × 60	ELS	646.68	-20.76	547.77	-0.07	-22.09	-637.12
55 × 55		487.58	-14.90	350.09	-0.04	-15.13	-477.48
50 × 50		267.95	-7.62	160.05	2.22	-8.06	-264.47
45 × 45		126	-3.60	3.76	-0.11	-3.83	-125.62

- Situation accidentelle :

Tableau. V.3. Les efforts appliqués pour la combinaison $G + Q + E$

Dimensions des poteaux	combinaison	N _{max}	M _{cor}	N _{min}	M _{cor}	M _{max}	N _{cor}
60 × 60	$G + Q + E$	2567.72	106.35	-900.71	-105.9	-220.97	-684.91
55 × 55		1958.93	85.64	-852.38	-85.27	-157.96	-479.51
50 × 50		1040.06	31.87	-536.33	-31.69	-84.74	-362.98
45 × 45		442.01	48.80	-194.76	-42.15	-50.01	-170.70

Tableau. V.4. Les efforts appliqués pour la combinaison $0.8G \pm E$

Dimensions des poteaux	combinaison	N _{max}	M _{cor}	N _{min}	M _{cor}	M _{max}	N _{cor}
60 × 60		2311.71	106.35	-265.25	107.31	212.49	-93.41
55 × 55		1787.71	85.64	-936.62	-72.81	153.41	-11.35

50 × 50	0.8G±E	945.06	27.47	-630.74	-27.31	78	-2.04
45 × 45		396.35	47.57	-240.42	-43.38	47.57	396.35

V.2.4 Calcul du ferraillage

V.2.4.1 Armatures longitudinales

Les poteaux sont calculés à la flexion composée.

Le calcul de ferraillages est fait à l'aide de logiciel du calcul Expert 2014.

Nous avons calculé pour chaque combinaison la section d'armatures convenable et nous avons présenté dans le tableau. V.5. les sections calculés les plus défavorables.

Tableau. V.5. calculs des sections d'armatures

Dimensions des poteaux	A _s calculée	A _s RPA	A _s CBA	Choix des barres d'armatures
60 × 60	29.40	32.40	7.2	4HA20 + 12HA16 = 36.7
55 × 55	25.41	27.22	6.05	16HA16 = 32.17
50 × 50	20.32	22.50	5.00	4HA20 + 8HA14 = 22.87
45 × 45	18.10	18.22	4.05	4HA20 + 4HA14 = 18.73

Commentaire :

Le ferraillage calculé par le logiciel Expert 2014 est inférieur à celui exigé par le RPA99/version2003. Les poteaux seront ferraillés avec les sections minimales imposées par le RPA99/version2003.

➤ Vérification à l'effort tranchant

Le calcul se fait pour l'effort tranchant maximal à chaque niveau. Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu}$$

$$\rho_d f_{c28} = \tau_{bu}$$

$$\tau_{adm} = \min \left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \\ 0.04 & \text{si } \text{non} \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Avec } l_f = 0.7l_0$$

Tableau. V.7. Vérification à l'effort tranchant

Dimensions des poteaux	λ_g	ρ_d	V_u [KN]	τ_u	τ_{bu}	τ_{adm}	condition
60 × 60	4.49	0.075	63.10	0.194	1.875	2,5	Vérifiée
55 × 55	4.51	0.075	52.74	0.193	1.875	2,5	Vérifiée
50 × 50	4.97	0.075	29.33	0.130	1.875	2,5	Vérifiée
45 × 45	5.52	0.04	13.87	0.076	1.875	2,5	Vérifiée

Commentaire :

La condition $\tau_u \leq \tau_{bu}$ est vérifiée pour tous les poteaux.

V.2.4.2 Armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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. $\rho_a = 3.75$

L'espacement :

- En zone nodale : (zone III) $t \leq 10$ cm.
- En zone courante : (zone III) : $t \leq \text{Min}(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l)$.

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

On adopte comme espacement :

- En zone nodale : $t = 8$ cm
- En zone courante : $t = 14$ cm

Tableau. V.8. Le ferrailage transversal calculé

Dimensions des poteaux	A_t calculé (zone courante)	A_t calculé (zone nodale)
60 × 60	2.38	1.78
55 × 55	2.25	1.71
50 × 50	1.77	1.44
45 × 45	1.27	1.16

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b$ en % est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{t \cdot b} \geq \begin{cases} 0.3 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre 0.3 et 0.8 si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Tableau. V.9. Le ferrailage transversal donnée par le RPA99/2003

Dimensions des poteaux	A_t RPA (zone courante)	A_t RPA (zone nodale)
60 × 60	6.72	3.84
55 × 55	6.16	3.52
50 × 50	5.45	3.20
45 × 45	1.89	2.88

Commentaire :

Le ferraillage des armatures transversales adopté est celui donnée par leRPA99/version2003 car : $A_t RPA \geq A_t \text{ calculé}$.

Donc, le tab. V. 10 donne les armatures transversales choisies.

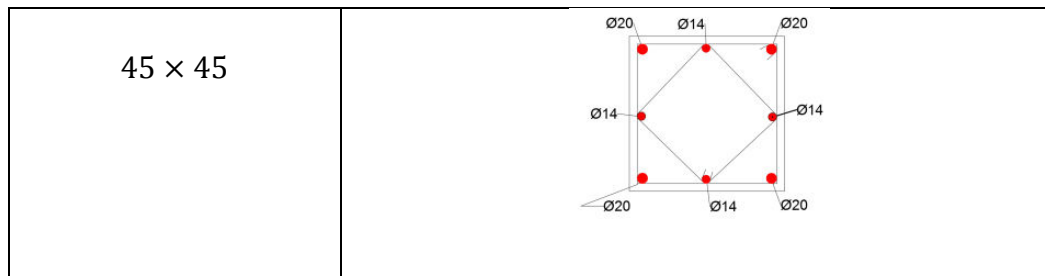
Tableau. V.10. Le choix des armatures transversales

Dimensions des poteaux	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45
choix d'armatures	6HA12	6HA10	4HA12	4HA8

Le ferraillage des poteaux est exprimé dans le tableau suivant :

Tableau. V.11. Les schémas de ferraillages des poteaux

Dimensions des poteaux	Schémas de ferraillages
60 × 60	
55 × 55	
50 × 50	



V.3 Ferrailages des poutres

Les poutres sont soumises aux charges verticales, elles transmettent ces charges directement vers les planchers.

Elles sont calculées en flexion simple.

Nous avons :

- Des poutres principales : (30×45).
- Des poutres secondaires : (30× 30).

V.3.1 Recommandations du RPA pour le ferrailage des poutres

Pour le calcul du ferrailage, les recommandations données par l’article 7.5.2.1 du RPA99/Version 2003 sont :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 50 Φ en zone III.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

V.3.2 Poutre principale

V.3.2.1 Evaluation des charges

Le tableau. V. 5. Récapitule les moments fléchissant et les efforts tranchants maximaux retenus pour la poutre principale.

Tableau. V. 12. Sollicitations de calcul pour la poutre principale

	ELU	G+Q+E	0.8×G+E
Moment en travée	20.02	13	7.43

[KN.m]			
Moment en appuie [KN.m]	-36.78	-25.73	-13.93
Effort tranchant [KN]	57.74	41.68	25.5

V.3.2.2 Calculs de ferraillage

Donc, le calcul se fait pour une section soumise à la flexion simple, on cherche les sections d'armatures (A_s ; A_{sc}), nous avons :

$h = 0.45 \text{ m}$; $b = 0,30 \text{ m}$; $d = 0,9 \times h = 0,405 \text{ m}$
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$

Tableau .V.13. Calculs à ELU et Vérification à ELS

		M_u [KN.m]	Pivot		A_{sc} [cm ²]	A_s [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ [cm ²]
			μ	α			
Cas plus défavorable	En travée	20.02	B		1.05	1.39	1.52
			$\mu = 0.027$	$\alpha = 0.030$			
	En appui	-36.78	B		2.58	1.02	1.52
			$\mu = 0.056$	$\alpha = 0.072$			
ELS	M_s [KN.m]	$\sigma_{b \text{ adm}}$ [Mpa]	$\sigma_{s \text{ adm}}$ [Mpa]	σ_b [Mpa]	σ_s [Mpa]		
	12.45	15	347.83	6.2	323.7		

➤ Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement selon (art 5.1.1/ BAEL 91) est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{57.74 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42} = 0.45 \text{ Mpa}$$

La fissuration étant préjudiciables, la contrainte de cisaillement τ_u doit être limitée par une contrainte admissible donnée par :

$$\tau_{adm} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

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

➤ **Condition de non fragilité**

La section minimale :

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st \text{ min}} \geq \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.42 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures longitudinales**

En travée : $A_s = \sup(A_{\min}; A_{\text{ser}}; A_u) = \sup(1.52; 0.95; 1.39) = 1.52 \text{ cm}^2$

En appui : $A_s = \sup(A_{\min}; A_{\text{ser}}; A_u) = \sup(1.52; 0.95; 2.58) = 2.58 \text{ cm}^2$

On adopte :

- En travée : 3HA12 d'une section de 3.39 cm²/ml.
- En appui : 3HA12 d'une section de 3.39 cm²/ml.

➤ **Armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales:

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min(0.85; 1.2; 3) = 0.85 \text{ cm}$$

⇒ On prend des $\Phi 8$.

➤ **Condition du RPA99 version 2003, article 7.5.2.1**

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = \frac{0.5 \times 0.3 \times 0.45}{100} = 6.75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Car on a choisi : 3HA12+3HA12 = 6.78 cm².

➤ **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) on a :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l \right)$$

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4)$$

$$S_t \leq 11.25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq 22.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 22 \text{ cm}$$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°.

➤ **Recouvrement**

Le largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (article 7.5.2.1) est de : 50Φ en zone III

$$\Phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 1.2 \times 50 = 60 \text{ cm}$$

⇒ On prend : $L_r = 70 \text{ cm}$

➤ **Longueur de la zone nodale**

La longueur de la zone nodale est donnée par le RPA 99 / version 2003.

$$l' = 2 \times h = 90 \text{ cm}$$

➤ **Schéma de ferraillage**

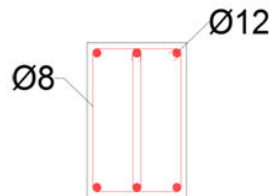


Figure. V. 3. Ferraillage de la poutre principale

V.3.3 Poutre secondaire

V.3.3.1 Evaluation des charges

Le tableau. V. 5. Récapitule les moments fléchissant et les efforts tranchants maximaux retenus pour la poutre secondaire.

Tableau .V. 14. Sollicitations de calcul pour l'escalier.

	ELU	G+Q+E	0.8×G+E
Moment en travée [KN.m]	26.8	24.88	25.39
Moment en appuie [KN.m]	-44.5	-41.55	-31.78
Effort tranchant [KN]	62.89	56.02	29.17

V.3.3.2 Calculs de ferraillages

Donc, le calcul se fait pour une section soumise à la flexion simple, on cherche les sections d'armatures (A_s ; A_{sc}), nous avons :

$$h = 0.30 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,27 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

Tableau .V.15. Calculs à ELU et Vérification à ELS.

		M_u [KN.m]	Pivot		A_{sc} [cm ²]	A_s [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ [cm ²]
			μ	α			
Cas plus défavorable	En travée	26.8	B		1.5	2.6	1.01
			$\mu = 0.027$	$\alpha = 0.030$			
	En appui	-44.	B		4.3	1.9	1.01
			$\mu = 0.056$	$\alpha = 0.072$			
ELS	M_S [KN.m]	$\sigma_b \text{ adm}$ [Mpa]	$\sigma_s \text{ adm}$ [Mpa]	σ_b [Mpa]	σ_s [Mpa]		
	-12.45	15	347.83	8.3	323.7		

➤ Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{80.41 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 1 \text{ Mpa}$$

La fissuration étant préjudiciables, la contrainte de cisaillement τ_u doit être limitée par une contrainte admissible donnée par :

$$\tau_{adm} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

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

➤ Condition de non fragilité

La section minimale :

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st \text{ min}} \geq \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times 2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures longitudinales**

En travée : $A_s = \sup(A_{min}; A_{ser}; A_u) = \sup(1.01; 0.95; 2.6) = 2.6 \text{ cm}^2$

En appuie : $A_s = \sup(A_{min}; A_{ser}; A_u) = \sup(1.01; 0.95; 4.3) = 4.3 \text{ cm}^2$

On adopte :

- En travée : 3HA12 d'une section de $3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- En appui : 3HA14 d'une section de $4.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales:

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(0.85; 1.2; 3) = 0.85 \text{ cm}$$

⇒ On prend des $\Phi 8$.

On a : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Condition du RPA99 version 2003, article 7.5.2.1**

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{min} = \frac{0.5 \times 0.3 \times 0.3}{100} = 4.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Car on a choisi : $3HA12 + 3HA14 = 8.01 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) on a :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l\right)$$

$$S_t \leq \min(7.5; 19.2)$$

$$S_t \leq 7.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 13 \text{ cm}$$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° .

➤ **Recouvrement**

Le largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003, article 7.5.2.1 est de : 50Φ en zone III.

$$\Phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 1.4 \times 50 = 70 \text{ cm}$$

⇒ On prend : $L_r = 70 \text{ cm}$

➤ **Longueur de la zone nodale**

La longueur de la zone nodale est donnée par le RPA 99 / version 2003.

$$l' = 2 \times h = 60 \text{ cm}$$

➤ **Schéma de ferraillages**

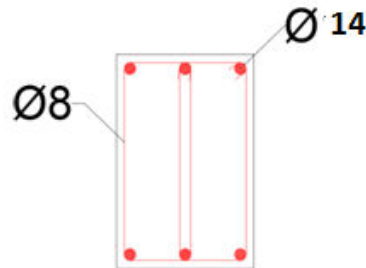


Figure. V. 4. Ferraillage de la poutre secondaire

V.4 Ferraillages des voiles

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure sous l'action d'efforts horizontaux (séisme, vents) et verticaux (charges permanentes et surcharges d'exploitations).

Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

V.4.1 Principe du calcul des voiles

Les voiles sont assimilés à des consoles verticales sollicitées par des forces horizontales, (Séisme) ainsi que les forces dues aux Charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont (voir fig. V. 12.) :

- Moment fléchissant (moment agissant dans le sens de plus grande inertie).
- Effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la Charge sismique.

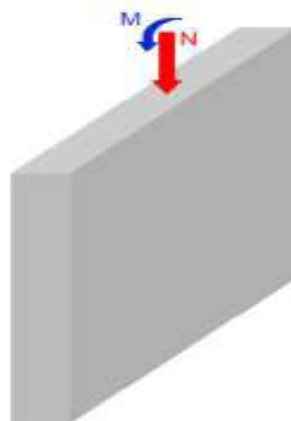


Figure. V. 5. Vue 3D du voile

Donc les voiles seront calculée en flexion composée et vérifier au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Le plan vertical (aciers verticaux).
- Le plan horizontal (aciers horizontaux).

La section des armatures longitudinales sera vérifiée pour la partie tendue puis généralisée sur toute la longueur du voile.

V.4.2 Identification des voiles

Notre structure comporte que des voiles pleins, nous avons 4 voiles porteurs suivant l'axe (Y) et 3 voiles porteurs suivant l'axe (X).

D'après les résultats fournis par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, nous avons trouvé que le voile le plus sollicité c'est le voile d'axe 8 (voir fig. V. 12)

Les caractéristiques géométriques du voile sont :

Longueur du voile : $L = 4.25 \text{ m}$

L'épaisseur du voile : $e = 0.2 \text{ m}$

La hauteur du voile : $h_e = 4.1 \text{ m}$

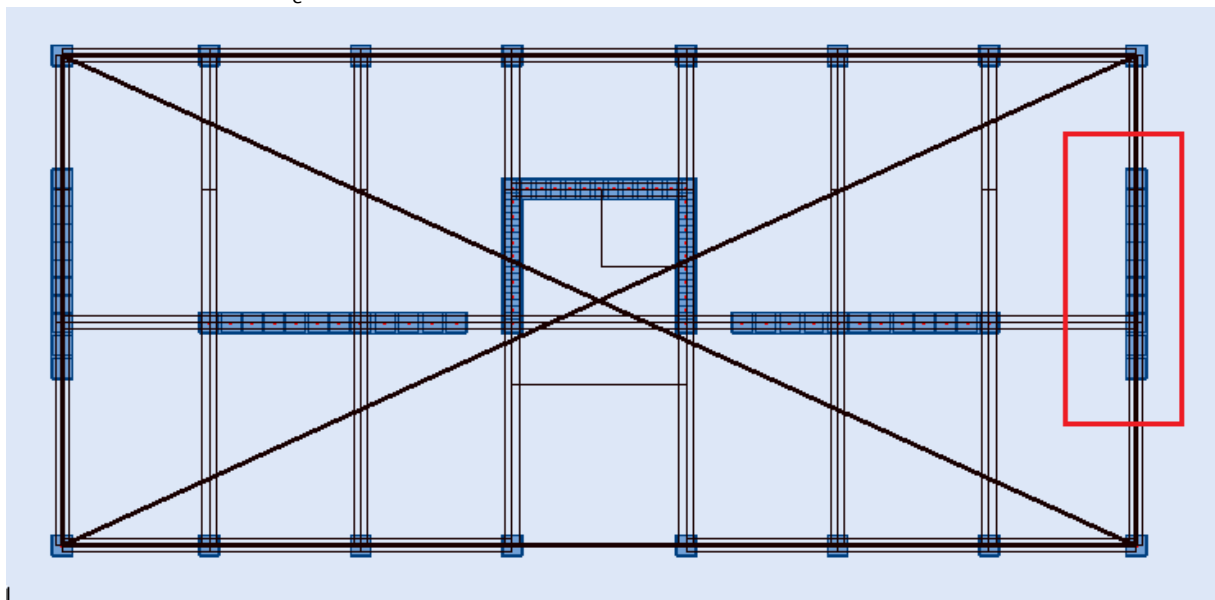


Figure. V. 6. Le voile d'axe 8

V.4.3 Evaluation des charges

Les combinaisons d'actions sismiques et celles des deux charges verticales à prendre sont

Données ci-dessus :

Selon le BAEL 91 :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

Selon le RPA 99/2003 :

$G + Q + E$

$0.8 G + E$

Tableau. V.16. différentes sollicitations subit par le voile D'axe 8

	N_{Rx}	M_{Rz}	T_{Ry}
ELU	-19.21	80.07	49.33
ELS	13.9	57.58	35.60
G+Q+E	1900.75	3593.63	1375.50
0.8×G+E	1411.84	3587.71	1363.83

V.4.4 Recommandations du ferraillages par RPA

➤ Ferraillages Verticales

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA99/Version2003. Décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendrée 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 menues de crochets (jonction de recouvrement)
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale a 0.15%
 - En zone courante égale a 0.10%
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

➤ Ferraillage horizontal

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettront la réalisation d'un ancrage droit.

➤ Règles communes

Dans le calcul du ferraillage des voiles, le RPA 99/ 2003 préconise les règles suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5 e$ (e : épaisseur du voile)
 - $S \leq 30cm$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles aumètre carré dans chaque nappe ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur, le

diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépassée 1/10 de l'épaisseur de voile.

V.4.5 Calculs de ferrillages

La section dangereuse est une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

➤ Détermination des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times v}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times v'}{I}$$

Avec :

Ω : Section du béton.

I : Moment d'inertie du voile.

$$v' = v = \frac{d}{2} = 2.125 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{1.9}{0.2 \times 4.25} + \frac{3.593 \times 2.125}{1.25} = 2.23 + 6.108 = 8.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = 2.23 - 6.108 = -3.87 \text{ MPa}$$

La section du voile est partiellement comprimée.

➤ Détermination de la bande verticale

Le calcul des aciers verticaux se fera pour une bande verticale de largeur d , le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par la formule suivante :

$$d \leq \min\left(\frac{h}{2}; \frac{2l'}{3}\right)$$

Avec :

l' : Longueur de la zone comprimée.

h : Hauteur entre nus de planchers.

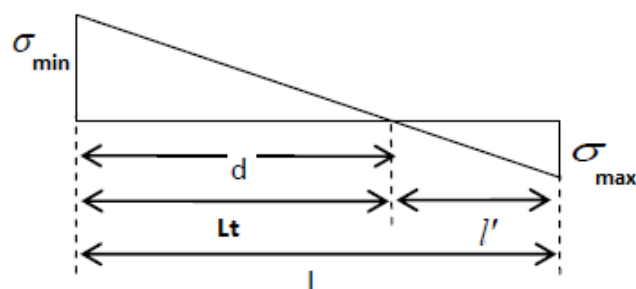


Figure. V.7. Diagramme d'une section partiellement comprimée

Nous avons :

$$\frac{\sigma_{max}}{l'} = \frac{\sigma_{min}}{l - l'} \rightarrow l' = \frac{\sigma_{max} \times l}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = 2.45 \text{ m}$$

$$l = l' + l_t \rightarrow l_t = l - l' = 4.25 - 2.45 = 1.8 \text{ m}$$

Avec :

l' : Longueur de la zone comprimée.

h : Hauteur entre nus de planchers.

Donc :

$$d = \min\left(\frac{4.1}{2}; \frac{2 \times 2.45}{3}\right) = \min(2.05; 1.64) = 1.64 \text{ m}$$

$$\text{On prend : } d = l_t = 1.8 \text{ m}$$

➤ **Détermination des sollicitations de la bande**

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$\text{On a : } d = l_t \rightarrow \sigma_1 = 0$$

$$N_i = \sigma_{min} \times d \times e = -3.87 \times 1.8 \times 0.2 = -1.393 \text{ MN}$$

$$M_i = \frac{\sigma_{min} \times I}{v} = \frac{-3.87 \times 0.097}{0.9} = 0.44 \text{ MN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.44}{1.39} = 0.32 \text{ m}$$

➤ **Armatures verticales :**

La section Etant entièrement tendu, donc le C.D.P se trouve à l'intérieur des traces des nappes d'armatures c'est à dire :

$$e_0 \leq v_s \text{ et } e_0 \leq v_i \rightarrow \text{ nous sommes dans le pivot A.}$$

Donc :

Les armatures les moins tendues :

$$A_{sc} = \frac{N \times (-e + v_i)}{\sigma_{sc} \times (d - d')} = \frac{1.39 \times (-0.31 + 1.7/2)}{348 \times (1.75 - 0.05)} = 27.25 \text{ cm}^2$$

Les armatures les plus tendues :

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} - A_{sc} = \frac{1.39}{348} - 27.25 = 11.18 \text{ cm}^2$$

$$A_V = A_{sc} + A_s = 38.43 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (Art.A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{sc} + A_s \geq B \times f_{t28} / f_e$$

$$38.43 \text{ cm}^2 \geq \frac{0.2 \times 1.8 \times 2.1}{400} = 18.9 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification à l'ELS

Il faut vérifier que : $\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_s$ et $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Fissuration très préjudiciable, c'est-à-dire :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 90\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266; 165.2) = 165 \text{ Mpa}$$

Pour une section entièrement tendue, nous avons :

Pour la nappe supérieure : $\sigma_{sc} = \frac{N \times (e+v)}{A_{sc} \times (d-d')} = 90 \text{ Mpa}$

Pour la nappe inférieure : $\sigma_s = \frac{N - A_{sc} \times \sigma_{sc}}{A_{sc} \times (d-d')} = 95 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_s \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{conditions vérifiées}$$

➤ Vérification au cisaillement (art 5.1.1/ BAEL 91)

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec} \quad V_u = 1,5 \times V$$

La fissuration étant très préjudiciables, la contrainte de cisaillement τ_u doit être limitée par une contrainte admissible donnée par :

$$\tau_{adm} = \min\left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.37}{0.2 \times 1.75} = 3.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_{adm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc, Le béton suffit pour reprendre l'effort tranchant.

Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99/2003 le diamètre des barres ne devrait pas dépasser le 1/10ème de l'épaisseur du voile : $\phi_v \leq 20/10 = 2\text{cm}$ donc nous optons pour des $\phi 16$.

On prend : $A_{s/\text{face/ml}} = 19\text{cm}^2 \rightarrow 10\text{HA}16 \text{ face/ml}$

Avec un espacement de : $e = 10\text{cm}$

Le RPA 99/version 2003 exige qu'à chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Nous avons pris un espacement de 10 en milieu et en extrémité du voile.

➤ Armatures horizontales

$$Ah \geq 0.15\% b \times h = \frac{0.15}{100} \times 0.2 \times = 3 \text{ cm}^2$$

$$Ah/\text{face/ml} = 45/1 \times 2 = 1.5 \text{ cm}^2/\text{face/ml} \rightarrow 6\phi 8/\text{face/ml}$$

Espacement : on doit avoir $S_t \leq S_{t \text{ max}}$

$$S_{t \max} = \min(1.5e ; 30\text{cm})$$

Donc : $S_{t \max} = 30\text{cm}$.

On prendra : Ah/face/ml = 6HA8 avec un espacement $S_t = 20\text{ cm} \leq S_{t \max}$.

➤ **Vérification de la compression maximale sous G + Q + E**

$$M = 6571.6\text{ kN.m}$$

$$N = 2254\text{ kN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times v}{I}$$

$$\sigma_{\max} \frac{1.9}{0.2 \times 4.25} + \frac{3.593 \times 2.125}{1.25} = 2.23 + 6.108 = 8.33\text{ MPa} < f_{c28} = 25\text{ MPa}$$

Le béton seul suffit à reprendre tous les efforts de compression.

➤ **Nombre d'épingles**

Selon le RPA99/99, Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré, soit: $n = 4 \times 0.2 \times 4.25 = 3.4$, on disposera 4 épingles.

➤ **Schéma de ferrailage**

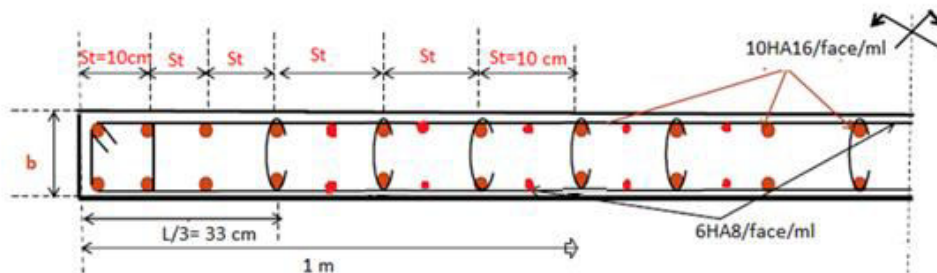


Figure. V.8 .Schéma de ferrailage de voile

V.5 Conclusion

La faisabilité du ferrailage et l'étude des contraintes de cisaillement ont permis de valider l'épaisseur des voiles, des poutres et les diamètres des poteaux vis-à-vis des actions sismiques.

Le ferrailage des éléments structuraux a été fait conformément aux différents règlements de calcul (C.B.A.93, BAEL 91 et R.P.A.99/2003).

Chapitre VI

Etude de fondation

VI.1. Introduction

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurelle qui s'oppose au tassement et aux infiltrations; ainsi, elles assurent la transmission des charges de la structure vers le sol.

Lorsque le sol de fondation est très compressible ou peu résistant, et qu'il ne peut assurer un support adéquat aux structures par le biais des fondations superficielles, les charges sont alors transmises aux couches en profondeur, susceptibles d'assurer une stabilité de la structure, par le biais d'éléments structuraux ayant des dimensions transversales petites relativement à leurs longueurs. Ces éléments structuraux sont appelés pieux. La conception des pieux requiert une analyse de l'interaction sol-structure.

Etant donné que l'étude géotechnique pour notre sol d'assise favorise des fondations profondes avec un radier général.

Dans ce dernier chapitre, nous étudions les pieux seulement et nous abordons les pointes suivantes :

- Nature du sol et ces caractéristiques.
- Le Calcul de la capacité portante des pieux.
- Modélisation des pieux à l'aide du logiciel Robot 2014.
- Ferrailages des pieux.

La partie de la Modélisation des pieux à l'aide du logiciel Robot 2014 fait l'objet d'un travail de recherche (thèse de master), Nous présentons seulement les résultats de cette étude.

VI.2. Etudes géotechniques

D'après l'extrait du plan d'implantation des sondages, de nombreux essais de sol ont été réalisés par le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du centre « L.H.C.C. », et sur la base des données géologique et des résultats géotechnique obtenus, nous avons pour notre bâtiment un sol constituée de :

- De 0 à 12m : Sable fin à grossier jaunâtre.
- De 12 à 15 m : Argile sableuse.
- De 15 à 32 m : Sable argileux.
- De 32 à 38m : roche conglomératique grise.

Cette description montre que nous sommes en présence d'un sol très hétérogène, par différentes formation allant des sables fin aux argiles avec la présence d'un substratum (Roche conglomératique) à partir de 32 m.

On peut dire que le sol est caractérisé par une très faible densité et une plasticité moyenne, ces paramètres médiocres montre que le sol est peu compressible. Cette dernière peut engendrer un frottement négatif sur le pieu, et cela va influencer sur le comportement du pieu lors d'un séisme.

Selon le (RPA99/2003), notre sol est classé en catégorie S3 (sol meuble).

Selon les essais de chargement statique et dynamique effectuées par le Laboratoire Nationale de l'Habitat et de la Construction (LNHC), nous avons pris le diamètre des pieux est égal à $B=1.2$ m.

VI.3. Capacité portante des pieux

On peut définir la force portante Q_L d'un pieu comme la charge maximale qu'il peut supporter sans se rompre, La charge limite Q_L supportée par une fondation profonde est décomposée en deux composantes :

- la charge limite de pointe Q_{pu} correspondant au poinçonnement du sol sous la base du pieu.
- charge limite au frottement Q_{su} mobilisable par frottement entre le fût du pieu et le sol.

$$D'où : Q_L = Q_{pu} + Q_{su}$$

On suppose que la capacité portante d'un groupe de pieux est égale à la somme des capacités portantes individuelles de chaque pieu.

Les charges admissibles que peus supporter le pieu suivant les différentes combinaisons d'actions sont données par les formules suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} Q_{ELU} = 0.75Q_{su} + 0.5Q_{pu} : \text{Charge limite aux ELU} \\ Q_{ELS} = 0.5Q_{su} + 0.33Q_{pu} : \text{Charge limite aux ELS} \end{array} \right\} \text{D. T. U. 13.2}$$

$$\left. \begin{array}{l} q_{ELS} = \frac{Q_{ELS}}{\text{Section}} : \text{Contrainte admissible en tête de pieux aux ELS} \\ Q_{ELA \text{ comp}} = \frac{Q_{pu}}{2} + \frac{Q_{su}}{1.5} : \text{Charge limite aux ELA de compression} \\ Q_{ELA \text{ tra}} = -\frac{Q_{su}}{2} : \text{Charge limite aux ELA de traction} \end{array} \right\} \text{P. S. 92}$$

VI.3.1. Capacité portante en pointe des pieux

La résistance ultime en pointe est obtenue par l'équation de la capacité portante. Pour le cas d'une charge axiale, et d'une surface libre horizontale, l'équation se réduit à

$$\frac{Q_{pu}}{A_p} = \frac{\gamma B}{2} N_{\gamma} \xi_{\gamma f} \xi_{\gamma d} + \bar{q} N_q \xi_{qf} \xi_{qd}$$

$\xi_{\gamma f}$ et ξ_{qf} : sont des facteurs de forme de base de la pointe du pieu.

$\xi_{\gamma d}$ et ξ_{qd} : sont des facteurs de profondeur.

$$\xi_{\gamma f} = 1 - 0.4 \frac{B}{B_L}$$

$$\xi_{qf} = \left(1 + \frac{B}{B_L} \right) \text{tg} \phi$$

$$\xi_{\gamma d} = 1 + 2tg\phi(1 - \sin\phi)^2 \arctg \frac{L}{B}$$

$$\xi_{qd} = 1$$

Les facteurs de capacité portante N_q et N_γ sont ceux donnés par Hansen :

$$N_q = e^{\pi tg\phi} t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) t g\phi$$

B: Largeur de base de la pointe du pieu.

L: Longueur de base de la pointe du pieu.

\bar{q} : Contrainte effective verticale au niveau de la pointe du pieu.

γ : Poids volumique du sol au-dessous de la pointe du pieu (s'il y a lieu).

➤ Application numérique :

Selon le rapport du sol, nous avons :

On a: $\phi = 25$

$C = 0.2$ MPa

$B = B_L = 1.2$ m

$L = 35$ m

$\bar{q} = 608$ KN/m²

$\gamma = 19$ KN/m³

$A_p = 1.13$ cm²

$$\xi_{\gamma f} = 0.6$$

$$\xi_{qf} = 0.93$$

$$\xi_{\gamma d} = 0.47$$

$$\xi_{qd} = 1$$

$$N_q = 10.2 \text{ Et } N_\gamma = 6.7$$

Donc :

$$Q_{PU} = 32.14 + 3752.96.11 = 3785.2 \text{ KN} = 378 \text{ t}$$

VI.3.2. Capacité portante latérale des pieux

Selon l'étude géotechnique, nous avons un sol peu compressible, les couche au dessus de la roche conglomératique participe légèrement à la capacité portante du pieu avec un frottement positifs et non pas un frottement négatif, ce dernier est défini à l'annexe C.

Donc nous allons calculer le frottement latéral ultime du pieu qui participe à la capacité portante total du pieu suivant la formule suivante :

$$Q_{su} = \int_0^L f_{L,z} C_z dz$$

$f_{L,z}$: Frottement latéral ultime à la profondeur z sur l'interface pieu-sol

C_z : Périmètre du pieu à la profondeur z

L : Longueur ou flèche du pieu.

Le frottement latéral ultime fLz peut être exprimé de diverses manières. En admettant que le critère de résistance de Coulomb-Mohr le long de la surface latérale du pieu est applicable à l'état ultime, le frottement latéral fLz s'exprime par la relation suivante:

$$f_{Lz} = \bar{c}_z + \bar{\sigma}_{nz} \tan \bar{\phi}_z$$

\bar{c}_z : Adhérence pieu-sol à la profondeur z de l'interface.

$\bar{\phi}$: Angle de frottement pieu-sol à la profondeur z de l'interface.

$\bar{\sigma}_{nz}$: Contrainte normale effective à la profondeur z de l'interface pieu-sol.

$$\bar{\sigma}_{nz} = K_z \bar{\sigma}_{vz} \cong K_z \gamma' z$$

$\bar{\sigma}_z$: Contrainte effective verticale à la profondeur z de l'interface pieu-sol.

K_z : Coefficient des pressions latérales des terres à la profondeur z de l'interface pieu-sol.

Note :

La profondeur critique dépend des conditions de sol in-situ et de la dimension du pieu. Les résultats expérimentaux indiquent que :

$$D_c = 10 \times D_p \quad \text{si la densité relative} \quad D_r \leq 30\%$$

$$D_c = 10 \times D_p \quad \text{si la densité relative} \quad D_r \leq 30\%$$

$$\text{Nous avons } D_r \leq 30\% \rightarrow D_c = 10 \times 1.2 = 12 \text{ m}$$

Les caractéristiques des couches du sol sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau. VI. 1. Les caractéristiques des couches du sol

Sol(1) : de 0 à 12 m	Sol (2) : De 12 à 15m	Sol (3) : De 15 à 32m	Sol (4) : De 32m à 38m
$\phi_{u1} = 30^\circ$ $C_{u1} = 0$ $\gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3$ $K_1 = 0.33$	$\phi_{u2} = 15^\circ$ $C_{u2} = 0.015 \text{ Mpa}$ $\gamma_h = 17 \text{ KN/m}^3$ $K_2 = 0.52$	$\phi_{u3} = 20^\circ$ $C_{u3} = 0$ $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$ $K_3 = 0.52$	$\phi_4 = 25^\circ$ $C_4 = 0.2 \text{ MPa}$ $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ $K_4 = 0.4$

Application numérique :

Nous avons trouvé :

$$Q_{SU} = 120 \text{ t}$$

$$Q_{PU} = 378 \text{ t}$$

Les charges admissibles sont :

$$Q_{ELU} = 0.75 Q_{SU} + 0.5 Q_{PU} = 0.75 \times 120 + 0.5 \times 378 = 279 \text{ t}$$

$$Q_{ELS} = 0.5 Q_{SU} + \frac{1}{3} Q_{PU} = 0.5 \times 120 + 0.33 \times 378 = 185 \text{ t}$$

$$q_{ELS} = \frac{Q_{ELS}}{A_p} = \frac{185}{1.13} = 163.65 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{ELA \text{ Comp}} = 0.5 Q_{SU} + \frac{1}{1.5} Q_{PU} = 0.5 \times 120 + 0.66 \times 378 = 309.48 \text{ t}$$

$$Q_{ELA \text{ Tra}} = -0.5 Q_{SU} = -60 \text{ t}$$

VI.4. Nombre de pieux

On peut estimer le nombre de pieux nécessaires qu'il faut les mettre sous la structure :

$$nbr_{pieux} = \frac{W}{Q_L}$$

Q_L : Capacité portante d'un seul pieu.

W : Le poids total de la structure.

$$W = 4773310.79 \text{ kg} = 47733.1079 \text{ KN} = 4773.31 \text{ t}$$

$$nbr_{pieux} = \frac{4773.31}{185} = 25.80 = 26 \text{ pieux}$$

VI.5. Répartition des pieux

Le positionnement des pieux a été déterminé par l'ingénieur en charge de réaliser le projet. Ils ont été disposés suivant la géométrie des voiles et des poteaux du sous-sol, c'est-à-dire que les pieux ont été placés sous chaque poteau et sous chaque extrémité de voiles comme le montre la figure suivante.

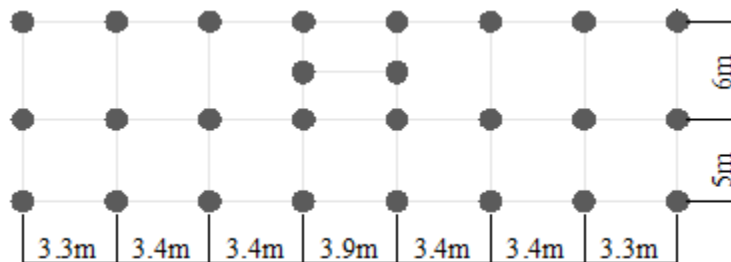


Figure. VI. 1. Répartition des pieux

VI.6. Modélisation des pieux

Pour ferrailer les pieux, il faut connaître les différentes charges qui les sollicitent, cela passe par une modélisation des pieux à l'aide du logiciel de calcul. Cette modélisation requiert une analyse de l'interaction sol-structure.

L'interaction sol structure est été prise en compte, elle se traduit par l'application des raideurs horizontales et verticales en tête de l'emplacement des pieux.

D'une manière générale, l'Interaction Sol Structure (I.S.S) a un effet globalement favorable sur la réponse de la structure. En effet, avec des appuis élastiques, la structure est de ce fait moins rigide à sa base et son déplacement est plus important, dissipant ainsi plus d'énergie. La structure encaisse donc moins d'efforts.

Les pieux sont assimilés à un poteau appuyé à sa base sur un appui élastique double, et le long de sa hauteur sur des appuis élastiques simple espacés de 4 mètres. Ils sont modélisés à l'aide du logiciel robot 2014 (fig. VI. 3).

Cette étude fait l'objet d'un travail de recherche (thèse de master).

Dans notre travail, nous présentons seulement les résultats de cette étude.

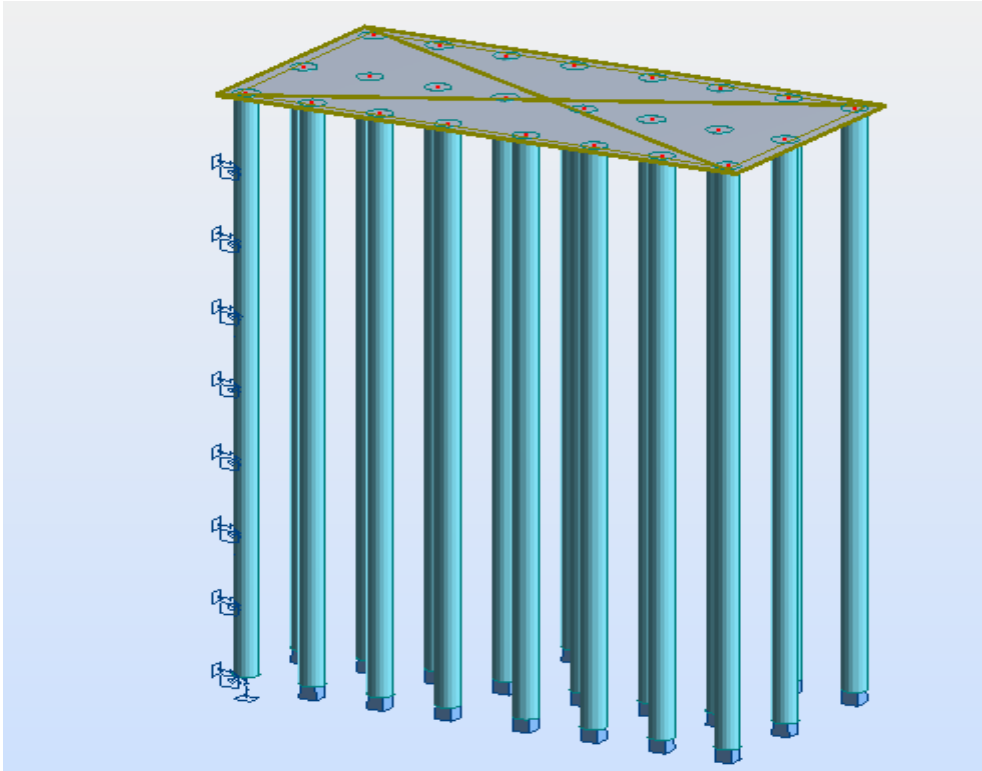


Figure. VI. 2. Modélisation des pieux à l'aide du logiciel robot 2014

VI.7. Ferrillages des pieux

Chaque pieu est sollicité par un effort normal, effort tranchant et à un moment fléchissant.

Les armatures longitudinales et transversales sont ensuite calculées de manière à reprendre ces sollicitations.

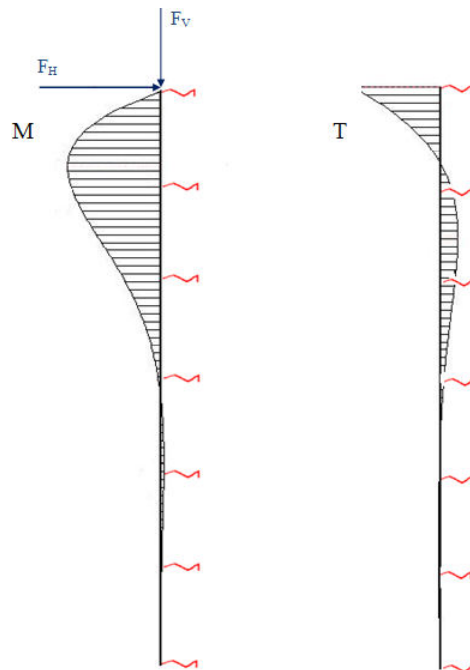


Figure. VI. 3. Sollicitations qui subit un pieu.

➤ Armatures longitudinales

On prend les résultats de l'étude des pieux, nous avons des sollicitations maximales :

- $N_{max} = 3050.82 \text{ KN}$
- $M_{max} = -1910.12 \text{ KN.m}$
- $V_{max} = 797.60 \text{ KN}$

La section d'armature longitudinale est obtenue à partir de la valeur du moment fléchissant et de l'effort normal dans le pieu, nous avons choisie de déterminer les sections d'armatures avec le logiciel *EXPERT 2014*.

Les règles PS92 imposent des pourcentages minimaux et maximaux d'armatures dans les éléments en béton armé. Dans le cas des pieux, ces pourcentages sont :

$$0.5\%S \leq \rho \leq 3\%S$$

S : Section du pieu.

Il impose aussi un nombre minimum de 6 barres, un diamètre minimum de 12 mm ainsi qu'un espacement maximal de 25 cm entre les barres (art. 11.3.5.2).

Tableau.VI.2. Les différentes sections d'armatures obtenues

Diamètre [m]	Longueur [m]	A_{cal} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	A_{max} [cm ²]	$A_{adopté}$ [cm ²]
1.20	35	62.7	56.52	339.12	62.83

La section adoptée est donc : $20\Phi 20 = 62.83 \text{ cm}^2$

Avec un espacement : $s_t = 5.5 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversales :**

Le rôle des aciers transversaux (cerces dans le cas de sections circulaires) est de reprendre la contrainte de cisaillement (effort tranchant), en partie en zone courante et en totalité en zone critique (où la contribution du béton est négligée). La détermination de ces aciers est basée sur la vérification de la contrainte de cisaillement définie par l'article 11.8.1.5 du PS92 :

➤ en zone courante :

$$\tau_u \leq (0.8f_e \times \left(\frac{A_t}{b_0 s_t}\right) + 0.3f_{tj}) \times 0.8$$

➤ en zone critique :

$$\tau_u \leq (0.8 \times f_e \times \left(\frac{A_t}{b_0 s_t}\right)) \times 0.8$$

Avec : $\tau_u = \frac{1.4 \times V_u}{\phi \times d} = \frac{1.4 \times 0.7976}{1.2 \times 1.6} = 0.58 \text{ MPa}$ (BAEL91 rév. 99 art A.5.1.1_ section circulaire)

τ_u : Contrainte de cisaillement

A_t : Section d'armatures transversales

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton

s_t : Espacement des cours d'armatures transversales

b_0 : Diamètre du pieu circulaire

Les dispositions constructives à respecter sont les suivantes (P.S.92 art. 9.3.2.2) :

- % volumique minimal d'armatures en partie courante : $0,6\% \times V_{\text{pieu}}$
- % volumique minimal d'armatures en zone critique : $0,8\% \times V_{\text{pieu}}$
- diamètre minimal des armatures : 6 mm

$$A_t (cm^2) = \frac{w_{tv}}{100} \times \frac{S_t \times D_t}{4}$$

Avec :

w_{tv} : Le pourcentage minimal en volume des armatures transversales.

$$D_t = D - 2.d' = 120 - 2 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

$$S_t = S' + 2\Phi_t$$

On adopte comme armatures transversales $\Phi_t = 16 \text{ mm}$

Espacement maximal de nu à nu des spires ou des cerces :

- $S' = 12$ fois le diamètre des barres longitudinales en partie courante
- $S' = 10 \text{ cm}$ en zone critique

➤ En zone courante :

$$S' \leq 12\Phi_l = 12 \times 20 = 24 \text{ cm}$$

On prend : $S' = 24 \text{ cm}$

Donc : $S_t = 24 + 2\Phi_{16} = 28.02 \text{ cm}$

$$A_t = 0.6\% \times \frac{0.28 \times 1.1}{4} = 4.6 \text{ cm}^2$$

On choisit comme armatures 4HA16 de section 8.04 cm^2 avec un espacement de 28.02 cm

➤ En zone critique :

$$S' \leq 10$$

On prend : $S' = 10 \text{ cm}$

Donc : $S_t = 10 + 2\Phi_{16} = 14.02 \text{ cm}$

$$A_t = 0.8\% \times \frac{0.14 \times 1.1}{4} = 3.08 \text{ cm}^2$$

La longueur de la zone critique vaut $2.5 \Phi_l = 3 \text{ m}$

On choisit comme armatures 7HA16 de section 14.07 cm^2 avec un espacement de 14.02 cm

➤ en zone courante :

$$\tau_u \leq \left(0.8f_e \times \left(\frac{A_t}{b_0 s_t} \right) + 0.3f_{tj} \right) \times 0.8 = 1.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} \leq 1.31 \text{ MPa}$$

➤ en zone critique :

$$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} \leq \left(0.8f_e \times \left(\frac{A_t}{b_0 s_t} \right) \right) \times 0.8 = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} \leq 1.2 \text{ MPa}$$

➤ Schéma de ferrailage

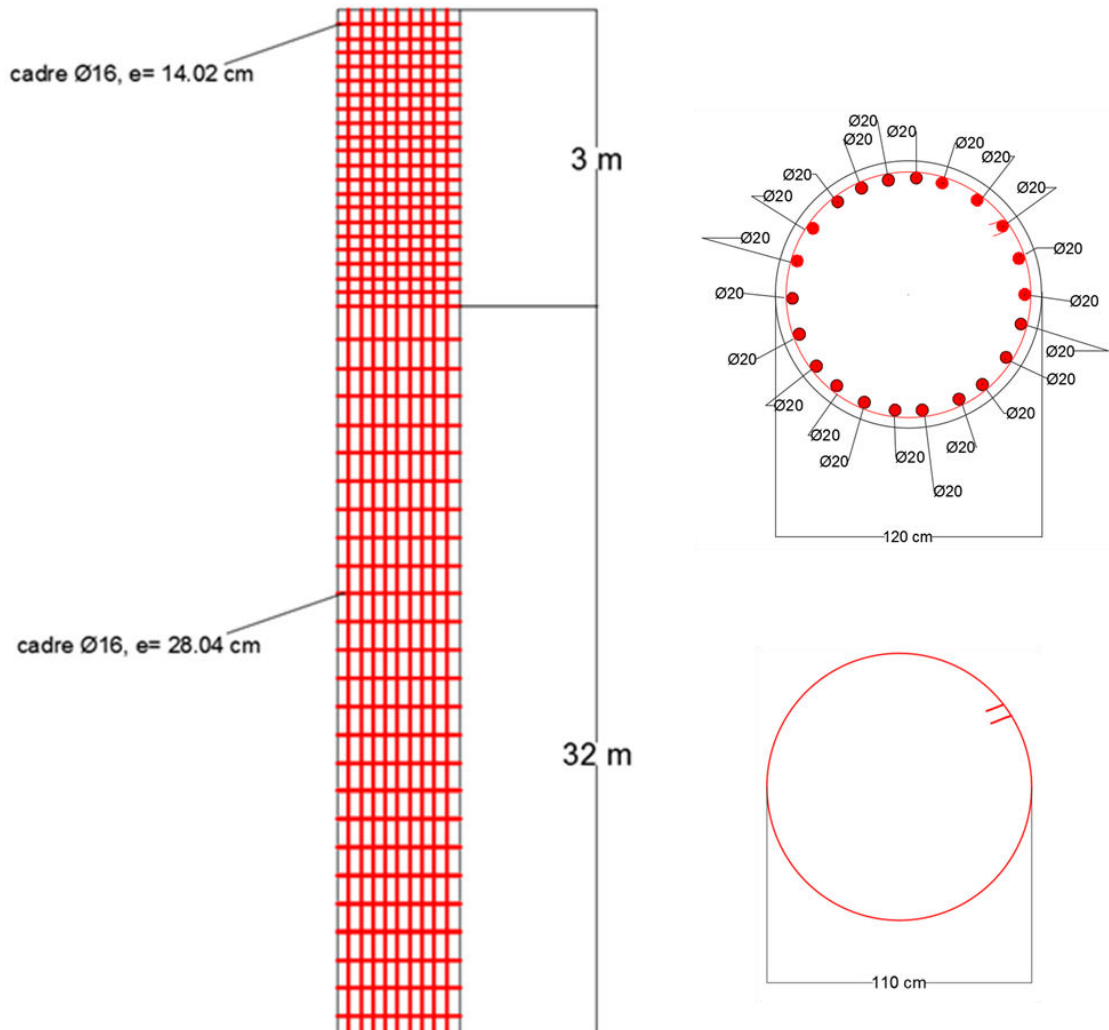


Figure.VI. 3. Schéma de ferrailage du pieu (élévation et coupe)

VI.8. Conclusion

Nous avons des pieux qui travaillent beaucoup plus en pointe (80%) qu'au frottement latérale (20%).

Les sections d'armatures longitudinales et transversales vérifient les conditions de règlement (PS92).

La faisabilité du ferrailage et l'étude des contraintes de cisaillement ont permis de valider les diamètres des pieux vis-à-vis des actions sismiques.

Conclusion Générale

Ce projet, réalisé au sein de l'entreprise COSIDER Engineering, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de notre vie professionnelle.

En effet, celui-ci nous a permis de progresser, à la fois dans l'apprentissage des méthodes de travail de l'ingénieur, mais également, dans l'étude et la conception des structures à grande hauteur fondé sur des sols médiocres dans une zone de forte sismicité.

Pour procéder à l'étude sismique, L'analyse des modes vibratoires a permis de mettre en évidence le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations dynamiques.

Les modes principaux sont, en effet, des modes de flexion pure et non des modes de torsion ou « coup de fouet ».

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien (RPA99/2003), comme l'effort tranchant, les déplacements, la stabilité au renversement sont vérifiés, donc, la structure est stable.

Nous avons choisi la solution des fondations profondes (pieux) pour assurer la transmission des charges du bâtiment vers le sol d'ancrage et cela a cause du mauvais sol, ce dernier est constitué par différentes formations allant des sables fins aux argiles avec la présence d'un substratum a partir de 32 m de profondeur (Roche conglomératique).

Les pieux travaillent en pointe avec un pourcentage de 80% de la capacité portante totale et travaillent 20% par frottement latérale.

L'Interaction sol structure a été prise en compte pour la modélisation des pieux, elle se traduit par l'application des raideurs horizontales et verticales.

La faisabilité du ferrailage et l'étude des contraintes de cisaillement ont permis de valider l'épaisseur des voiles, les dimensions des poteaux et poutres ainsi que les diamètres des pieux vis-à-vis des actions sismiques.

Bien sur, Tout au long de cette étude, l'outil informatique nous a été très utile à l'élaboration de ce projet et en particulier pour la modélisation et le calcul du ferrailage des différents éléments de la structure; ainsi que les recherches bibliographiques effectuées qui ont apporté un nouvel enseignement très fructueux.

En finalité, la conception de notre structure répond en majeure partie aux exigences techniques et architecturales d'une construction assurant la sécurité, l'économie et la durabilité conformément et rigoureusement aux normes en vigueur en Algérie (RPA99/ version 2003, D.T.R.C 2.4.1, BAEL 91).

Références bibliographiques

Règlements et Normes :

- [01] : C.G.S., D.T.R.B.C - 2.41 - Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, Alger 1994.181 p.
- [02] : C.G.S., D.T.R.B.C - 2.2 - Charges permanentes et charges d'exploitation. Alger 1988.41 p
- [03] : C.S.T.B., D.T.U. BAEL 91 révisé 99,1992 ,198 p.
- [04] : C.G.S., D.T.R.BC - 2.48 - Règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003, Alger 2004, 84 p.
- [05] : Ministère de L'équipement, du Logement et des Transports (France), Fascicule 62 Titre V – Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil, Paris 1993, 182p.
- [06] : NFP 06/013, Règles P.S. applicables aux bâtiments, dites Règles P.S.92, AFNOR, Paris 1999.110p.

Thèses et PFE :

[7] : M. Nabil CHELABI et M. Matinassa ZIANE, Etude d'un bâtiment R + 9 + 2ES + SS sur fondations profondes, Génie civil, ENP, juin 2011, 93p.

[8] : Pierre KASTNER, Étude parasismique d'un parc de stationnement situé à Montbéliard, INSA Strasbourg, juin 2010, 87 p, Disponibles sur : < les mémoires : <http://eprints2.insa-strasbourg.fr/563/1/GC5-2010-KASTNER-m%C3%A9moire.pdf> >, consulté le 21 avril 2017.

Support du Cours :

- [9] : Mr. R. BOUTEMEUR, Cours béton armé, ENP, 2010.90p
- [10] : Mme BAOUCHE, Cours ouvrages et structures, ENP, 2011,120p
- [11] : Mme BAOUCHE, construction parasismiques, ENP, 2011,101p
- [12] : Mme STIHI, Cours bâtiment, ENP, 2016.
- [13] : Mr. BELKASMI, Cours Mécanique des sols (fondation profondes), ENP, 2013, 88p.

Ouvrages et livres :

- [14] : Mr .B. TILIOUINE, Dynamiques des structures, ENP, 90P, (collection GEOCOTEC). ISBN 9961-891-00-7.
- [15] : C. Plumelle. Fondations profondes. C.N.A.M-Géotechnique. 2005, 22 pages. Format électronique. Disponible sur : < https://www.doc-developpementdurable.org/file/ConstructionMaisons_et_routes/Fondations%20profondes&pieux.pdf >, consulté le 26 avril 2017.

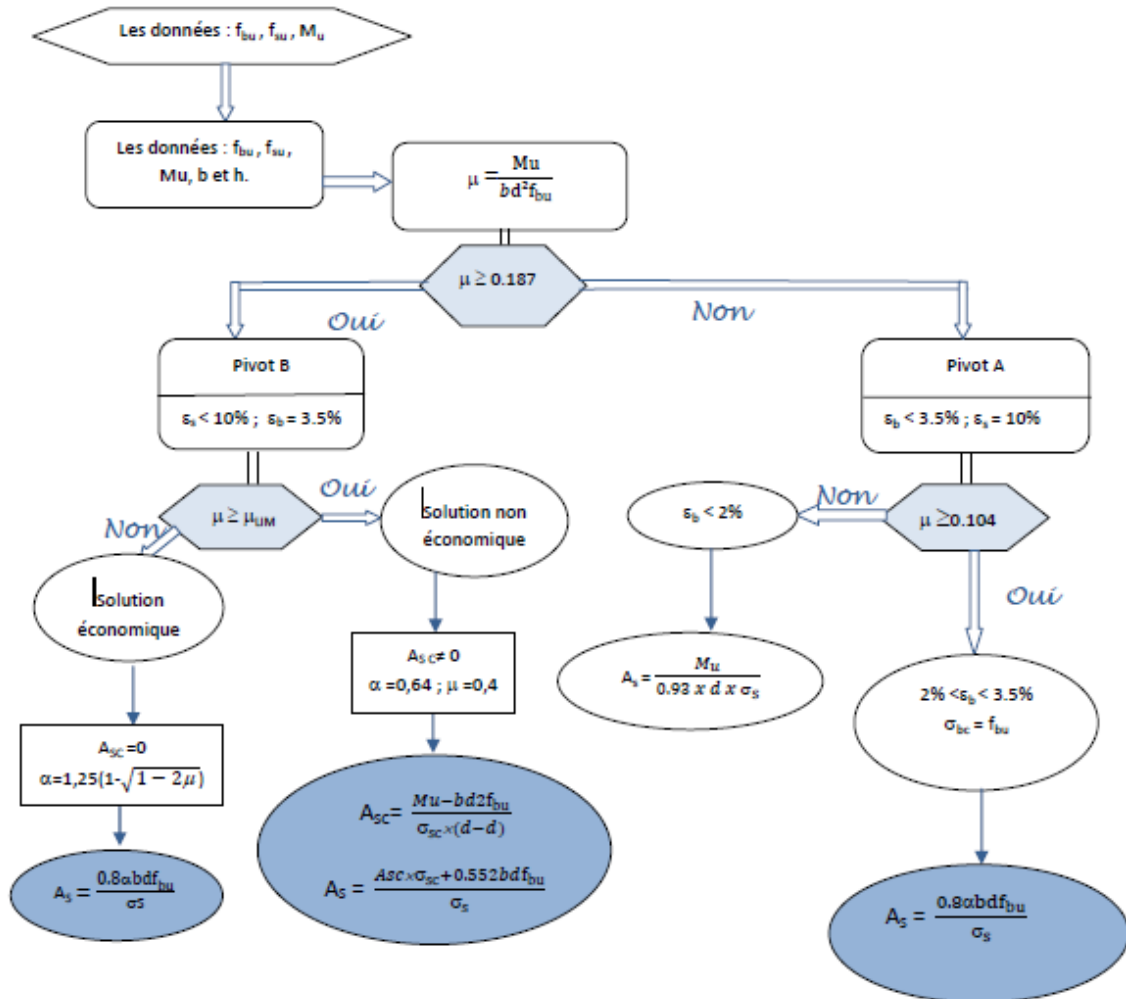
Logiciels :

- Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014,
- SOCOTEC, Version 1.01.026, 1998.
- RDM 6, Version 6.17, 2011.
- AutoCAD 2016.
- Microsoft office Word 2007.
- Microsoft office Excel 2007.

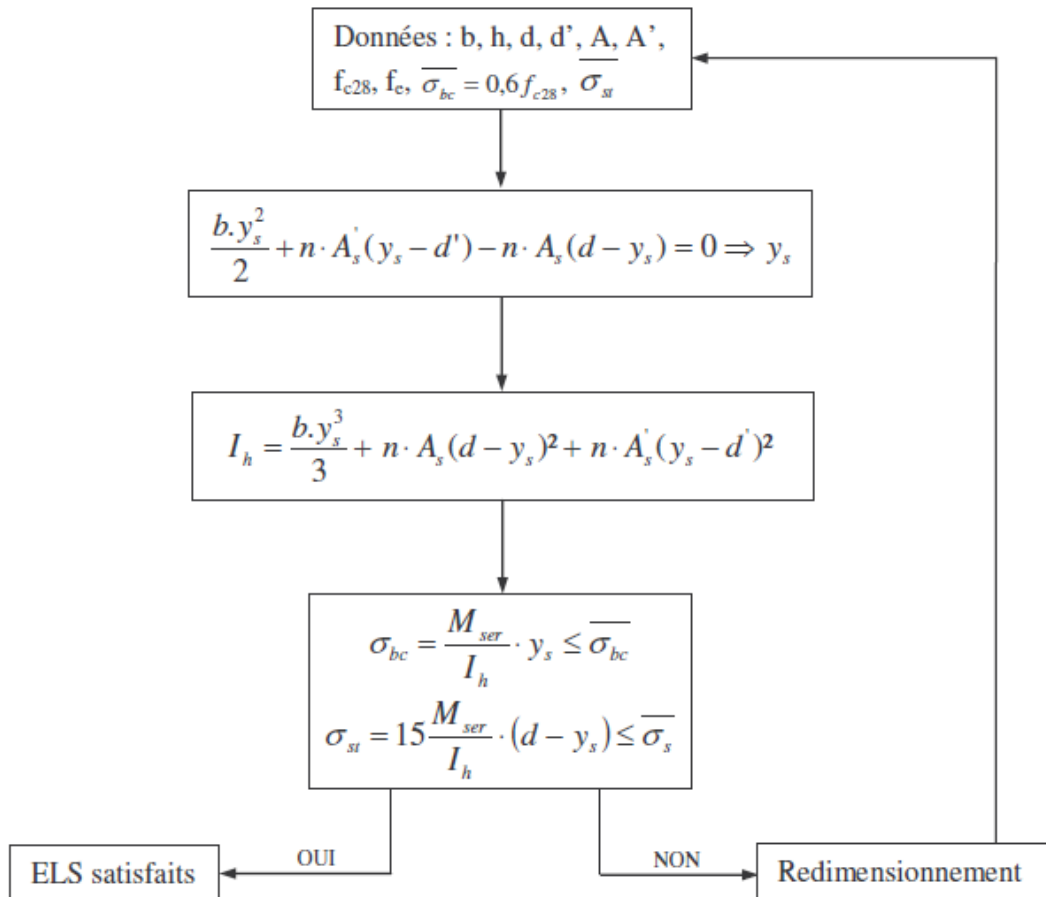
Annexes

Annexe A :

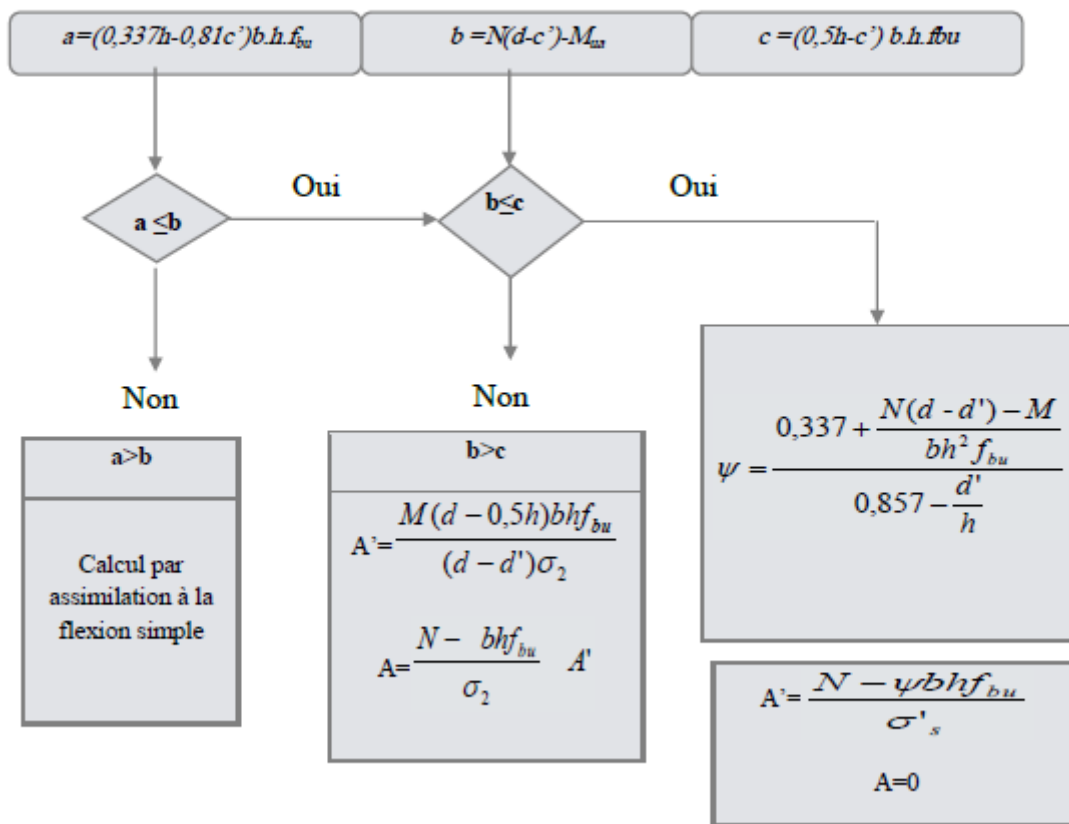
Organigramme de calcul du ferrailage en flexion simple à ELU.



Organigramme de vérification des contraintes en flexion simple à ELS.



Organigramme de calcul du ferrailage en flexion composée à l'ELU



Annexe B :

Résultats des déplacements relatifs donnés par le logiciel de calcul (Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014) sont présentés aux tableaux suivants.

Cas : E_x

Tableau. B. 1. Vérification vis à vis des déformations (Résultants des déplacements relatifs des étages sous la force sismique E_x)

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
5/ 1	0,3	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	0,3	0,0	0,0	0,0
5/ 2	0,4	0,0	0,2	0,0	0,00	0,00	0,5	0,0	0,3	0,0
5/ 3	0,7	0,0	0,2	0,0	0,00	0,00	0,7	0,0	0,4	0,0
5/ 4	1,0	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	1,0	0,0	0,6	0,0
5/ 5	1,3	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	1,3	0,1	0,9	0,0
5/ 6	1,6	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	1,6	0,1	1,2	0,0
5/ 7	1,9	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	2,0	0,1	1,6	0,0
5/ 8	2,2	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	2,3	0,1	1,9	0,0
5/ 9	2,5	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	2,6	0,1	2,2	0,0
5/ 10	2,7	0,0	0,2	0,0	0,00	0,00	2,8	0,1	2,5	0,0
5/ 11	3,0	0,0	0,2	0,0	0,00	0,00	3,0	0,1	2,7	0,0
5/ 12	3,1	0,0	0,1	-0,0	0,00	-0,00	3,1	0,0	2,9	0,0

Cas : E_γTableau. B. 2. Vérification vis à vis des déformations (Résultants des déplacements relatifs des étages sous la force sismique E_γ)

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
6/ 1	0,0	0,4	0,0	0,4	0,00	0,00	0,0	0,4	0,0	0,0
6/ 2	0,0	0,6	0,0	0,3	0,00	0,00	0,0	0,6	0,0	0,4
6/ 3	0,0	1,0	0,0	0,4	0,00	0,00	0,0	1,0	0,0	0,6
6/ 4	0,0	1,7	0,0	0,6	0,00	0,00	0,0	1,7	0,0	1,0
6/ 5	0,0	2,4	0,0	0,7	0,00	0,00	0,0	2,4	0,0	1,6
6/ 6	0,0	3,2	0,0	0,8	0,00	0,00	0,0	3,2	0,0	2,4
6/ 7	0,0	4,1	0,0	0,9	0,00	0,00	0,0	4,1	0,0	3,2
6/ 8	0,0	5,0	0,0	0,9	0,00	0,00	0,0	5,0	0,0	4,1
6/ 9	0,0	5,9	0,0	0,9	0,00	0,00	0,0	5,9	0,0	5,0
6/ 10	0,0	6,8	0,0	0,9	0,00	0,00	0,0	6,8	0,0	5,9
6/ 11	0,0	7,7	-0,0	0,9	-0,00	0,00	0,0	7,7	0,0	6,8
6/ 12	0,0	8,2	-0,0	0,5	-0,00	0,00	0,0	8,2	0,0	7,7

Cas : G+Q+EX

Tableau. B. 3. Vérification vis à vis des déformations (Résultants des déplacements relatifs des étages sous la combinaison G+Q+EX)

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
11 (C) (CQC)/ 1	0,3	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	0,3	0,0	0,0	0,0
11 (C) (CQC)/ 2	0,4	0,0	0,2	0,0	0,00	0,00	0,5	0,0	0,3	-0,0
11 (C) (CQC)/ 3	0,7	0,0	0,2	0,0	0,00	0,00	0,7	0,0	0,4	-0,0
11 (C) (CQC)/ 4	1,0	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	1,0	0,0	0,6	-0,0
11 (C) (CQC)/ 5	1,3	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	1,3	0,1	0,9	-0,0
11 (C) (CQC)/ 6	1,6	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	1,6	0,1	1,3	-0,0
11 (C) (CQC)/ 7	1,9	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	2,0	0,1	1,6	-0,0
11 (C) (CQC)/ 8	2,2	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	2,3	0,1	1,9	-0,0
11 (C) (CQC)/ 9	2,5	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	2,5	0,1	2,2	-0,0
11 (C) (CQC)/ 10	2,7	0,0	0,2	0,0	0,00	0,00	2,8	0,1	2,5	-0,0
11 (C) (CQC)/ 11	3,0	0,0	0,2	0,0	0,00	0,00	3,0	0,1	2,7	-0,0
11 (C) (CQC)/ 12	3,1	0,0	0,1	-0,0	0,00	-0,00	3,1	0,0	2,9	-0,0

Cas : G+Q+EY

Tableau. B. 4. Vérification vis à vis des déformations (Résultants des déplacements relatifs des étages sous la combinaison G+Q+EY)

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
13 (C) (CQC)/ 1	0,0	0,4	0,0	0,4	0,00	0,00	0,0	0,4	0,0	0,0
13 (C) (CQC)/ 2	0,0	0,6	0,0	0,3	0,00	0,00	0,0	0,6	0,0	0,4
13 (C) (CQC)/ 3	0,0	1,0	0,0	0,4	0,00	0,00	0,0	1,0	0,0	0,6
13 (C) (CQC)/ 4	0,0	1,7	0,0	0,6	0,00	0,00	0,0	1,7	0,0	1,0
13 (C) (CQC)/ 5	0,0	2,4	0,0	0,7	0,00	0,00	0,0	2,4	0,0	1,7
13 (C) (CQC)/ 6	0,0	3,2	0,0	0,8	0,00	0,00	0,0	3,2	0,0	2,4
13 (C) (CQC)/ 7	0,0	4,1	0,0	0,9	0,00	0,00	0,0	4,1	0,0	3,2
13 (C) (CQC)/ 8	0,0	5,0	0,0	0,9	0,00	0,00	0,0	5,0	0,0	4,1
13 (C) (CQC)/ 9	0,0	5,9	0,0	0,9	0,00	0,00	0,0	5,9	0,0	5,0
13 (C) (CQC)/ 10	0,0	6,8	0,0	0,9	0,00	0,00	0,0	6,8	0,0	5,9
13 (C) (CQC)/ 11	0,0	7,7	-0,0	0,9	-0,00	0,00	0,0	7,7	0,0	6,8
13 (C) (CQC)/ 12	0,0	8,2	-0,0	0,5	-0,00	0,00	0,0	8,2	0,0	7,7

Cas : 0.8G+EX

Tableau. B. 5. Vérification vis à vis des déformations (Résultants des déplacements relatifs des étages sous la combinaison 0.8G+EX)

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
19 (C) (CQC)/ 1	0,3	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	0,3	0,0	0,0	-0,0
19 (C) (CQC)/ 2	0,4	0,0	0,2	0,0	0,00	0,00	0,5	0,0	0,3	0,0
19 (C) (CQC)/ 3	0,7	0,0	0,2	0,0	0,00	0,00	0,7	0,0	0,4	0,0
19 (C) (CQC)/ 4	1,0	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	1,0	0,0	0,6	0,0
19 (C) (CQC)/ 5	1,3	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	1,3	0,1	0,9	0,0
19 (C) (CQC)/ 6	1,6	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	1,6	0,1	1,3	0,0
19 (C) (CQC)/ 7	1,9	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	2,0	0,1	1,6	0,0
19 (C) (CQC)/ 8	2,2	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	2,3	0,1	1,9	0,0
19 (C) (CQC)/ 9	2,5	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	2,5	0,1	2,2	0,0
19 (C) (CQC)/ 10	2,7	0,1	0,2	0,0	0,00	0,00	2,8	0,1	2,5	0,0
19 (C) (CQC)/ 11	3,0	0,1	0,2	0,0	0,00	0,00	3,0	0,1	2,7	0,0
19 (C) (CQC)/ 12	3,1	0,0	0,1	-0,0	0,00	-0,00	3,1	0,0	2,9	0,0

Cas : 0.8G+EY

Tableau. B. 6. Vérification vis à vis des déformations (Résultants des déplacements relatifs des étages sous la combinaison 0.8G+EY)

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
21 (C) (CQC)/ 1	0,0	0,4	0,0	0,4	0,00	0,00	0,0	0,4	0,0	0,0
21 (C) (CQC)/ 2	0,0	0,6	0,0	0,3	0,00	0,00	0,0	0,6	0,0	0,4
21 (C) (CQC)/ 3	0,0	1,0	0,0	0,4	0,00	0,00	0,0	1,0	0,0	0,6
21 (C) (CQC)/ 4	0,0	1,7	0,0	0,6	0,00	0,00	0,0	1,7	0,0	1,0
21 (C) (CQC)/ 5	0,0	2,4	0,0	0,7	0,00	0,00	0,0	2,4	0,0	1,7
21 (C) (CQC)/ 6	0,0	3,2	0,0	0,8	0,00	0,00	0,0	3,2	0,0	2,4
21 (C) (CQC)/ 7	0,0	4,1	0,0	0,9	0,00	0,00	0,0	4,1	0,0	3,2
21 (C) (CQC)/ 8	0,0	5,0	0,0	0,9	0,00	0,00	0,0	5,0	0,0	4,1
21 (C) (CQC)/ 9	0,0	5,9	0,0	0,9	0,00	0,00	0,0	5,9	0,0	5,0
21 (C) (CQC)/ 10	0,0	6,8	0,0	0,9	0,00	0,00	0,0	6,8	0,0	5,9
21 (C) (CQC)/ 11	0,0	7,7	-0,0	0,9	-0,00	0,00	0,0	7,7	0,0	6,8
21 (C) (CQC)/ 12	0,0	8,2	-0,0	0,5	-0,00	0,00	0,0	8,2	0,0	7,7

Annexe C

Définition du frottement négatif

Le frottement négatif se produit généralement dans des sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme (généralement plusieurs années).

Pour qu'il y ait frottement latéral il faut qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latéral positif f_p , vers le haut (Fig. VI. 1.). Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu vers le bas et lui applique un frottement négatif f_n qui le surcharge (Fig. VI. 1.). Pour un même pieu on pourra avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif.

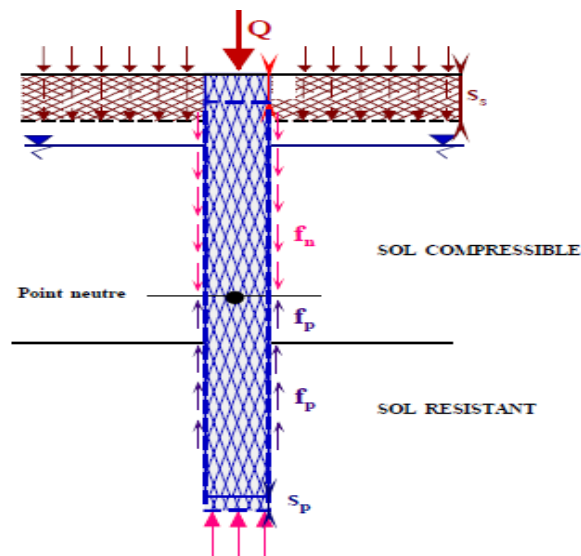


Figure. VI. 1. Frottement latérale entre sol-pieu

Donc, le frottement négatif dépend :

- de la compressibilité du sol.
- des surcharges de longue durée appliquées sur le terre-plein.
- de l'interface entre le sol et le pieu.